

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

GEOTEKSTİL DONATILI ŞEVLERİN VE İSTİNAT
YAPILARININ TASARIMI

706297

İnş. Müh. Ali ÖZENER

106297

F.B.E İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında
Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

T.C. YÜKSEK ÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ

Tez Danışmanı

: Prof. Dr. İ. Kutay ÖZAYDIN

Prof. Dr. Sönmez Yılmaz

Prof. Dr. Errol Güler

Muhür
Özener
Özaydın

İSTANBUL, 2001

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ.....	iv
ŞEKİL LİSTESİ.....	vi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xi
ÖNSÖZ	xiii
ÖZET	xiv
ABSTRACT.....	xv
1 GİRİŞ	2
2 GEOTEKSTİL DONATILI ZEMİNLER	3
2.1 Geosentetikler	3
2.2 Donatılı Zeminler	22
3 LİTERATÜR TARAMASI	34
3.1 Laboratuvar Modelleri	34
3.2 Arazi Modelleri	55
3.3 Analiz Yöntemleri	94
4 GEOTEKSTİL DONATILI ŞEVLERİN VE İSTİNAT YAPILARININ KLASİK YÖNTEMLERLE ANALİZİ	152
4.1 Geotekstil Donatılı İstinat Yapılarının Analizi	152
4.2 Geotekstil Donatılı Şevlerin Analizi	165
5 GEOTEKSTİL DONATILI ŞEVLERİN VE İSTİNAT YAPILARININ NÜMERİK YÖNTEMLER İLE ANALİZİ	167
5.1 Nümerik Yöntemler	167
5.2 Sonlu Elemanlar Yöntemi	168
5.3 PLAXIS Programı	170
5.4 Analizde Kullanılan Malzeme Modelleri	173
6 NÜMERİK ANALİZ SONUÇLARI VE KARŞILAŞTIRMALAR	178
6.1 Sonlu Elemanlar Analizleri ile Limit Denge Analizleri Sonuçlarının Karşılaştırılması	178
6.2 Yumuşak Kil Temel Zemini Üzerine İnşa edilen Test Dolgusunun Sonlu Elemanlar Analizi	230
6.3 Tucson Duvarı Sonlu Elemanlar Analizi	245
6 SONUÇLAR VE ÖNERİLER	262

KAYNAKLAR	264
ÖZGEÇMİŞ	267



SİMGE LİSTESİ

T_{maks}	Geotekstil donatıda oluşacak maksimum çekme kuvveti
K_o	Sükunetteki toprak basıncı
K_a	Aktif toprak basıncı
H_o	Dolgu yüksekliği
S_h	Düşey donatı aralığı
S_v	Yatay donatı aralığı
\emptyset	Zeminin içsel sürtünme açısıdır
\emptyset_{tc}	Üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen içsel sürtünme açısı
\emptyset_{ps}	Düzlem şekil değiştirme sürtünme açısı
δ	Ara yüzey sürtünme açısı
T_{ult}	Geotekstilin nihai çekme dayanımı
β	Şev yüzey eğimi
c_{up}	Drenajsız pik kohezyon
r_c	Deformasyon yumuşaması fonksiyonuna
F_s	Güvenlik sayısı
L_{ds}	Doğrudan kayma analizlerinden elde edilen donatı boyu
L_c	Birleşik göçme analizlerinden elde edilen donatı boyu
$\sum t_j$	İhtiyaç duyulan toplam geotekstil çekme kuvveti
γ	Zeminin birim hacim ağırlığı
t_j	Bir geotekstilin çekme dayanımı
$t_{j,all}$	İç stabilite için gerekli toplam geotekstil çekme kuvveti
k_v	Düşey sismik ivme katsayısı
k_h	Yatay sismik ivme katsayı
C_i	Sıyrılmaya karşı zemin-geotekstil ara yüzeyi sürtünme sabiti
β	Şev yüzey eğimi
c_{up}	Drenajsız pik kohezyon
u_x	Yanal deplasman
σ_a	Aktif toprak basıncı
σ_v	Düşey toprak basıncı
σ_{ort}	Geotekstil tabakasına etkiyen ortalama yanal toprak basıncı
GS_s	Sıyrılmaya karşı güvenlik sayısı
P_a	Aktif toprak itkisi sonucu oluşan kuvvet

P_s	Sürşarj yükü etkisinde oluşan kuvvet
M_d	Devrilmeye zorlayan moment
M_r	Devrilmeye karşı koyan moment
q_a	Analizlerde zeminin emniyetli taşıma gücü
α	Duvar arka yüzünün düşeyle yaptığı açı
i	Duvar üstü şev eğimi
C_h	Yatay eşdeğer deprem katsayısı
I	Yapı önem katsayısı
A_o	Etkin yer ivmesi katsayısıdır
K_{ad}	Depremde oluşan dinamik aktif basınç katsayısı
K_{as}	Statik aktif toprak basıncı katsayısının
$\{u\}$	Yer değiştirme vektörü
$\{v\}$	Deplasmanlarının düğüm noktasındaki ifadesi
$[N]$	Şekil fonksiyonlarını içeren matris
E	Elastisite modülü
ν	Poisson oranı
E_{50}	Secant Modülü
ψ	Genleşme açısını
c	Kohezyon
λ^*	Modifiye izotropik sıkışma indisi
κ^*	Modifiye şişme indisi
ν_{ur}	Boşaltma-tekrar yükleme Poisson oranı
e	Boşluk oranı
p^{ref}	Referans çevre basıncına
e_o	Başlangıç boşluk oranı
k	Permeabilite

ŞEKİLLER LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 2.1	Dar mesnetli çekme deneyi..... 7
Şekil 2.2	Dar numune çekme deneyi..... 7
Şekil 2.3	Geniş numune çekme deneyi..... 9
Şekil 2.4	Farklı geotekstil tipleri için çekme gerilmesi-deformasyon ilişkileri..... 10
Şekil 2.5	Farklı geotekstil türlerinin çekme dayanımlarının karşılaştırılması..... 10
Şekil 2.6	Delinme dayanımı deneyleri..... 11
Şekil 2.7	Yırtılma dayanımı deneyleri..... 11
Şekil 2.8	Geotekstilin serilmesi esnasında oluşan gerilmeler..... 11
Şekil 2.9	Patlama dayanımı deneyi..... 12
Şekil 2.10	Darbe düşüş dayanımı deneyleri..... 12
Şekil 2.11	Kaplamasız yollarda geotekstil uygulaması 16
Şekil 2.12	Kaplamalı yol ve uçuş pisti uygulamalarında geotekstil kullanımı..... 16
Şekil 2.13	Demiryolu uygulamalarında geotekstil kullanımı..... 16
Şekil 2.14	Drenaj uygulamalarında geotekstilin kullanımı..... 17
Şekil 2.15	Geotekstilin koruma amaçlı kullanımı..... 19
Şekil 2.16	Geogrid donatılı yol uygulaması..... 20
Şekil 2.17	Geomembran uygulama örnekleri 23
Şekil 2.18	Donatılı zemin uygulamaları 25
Şekil 2.19	Baraj ve deniz kıyısı duvar inşaatında donatılı zemin uygulaması..... 27
Şekil 2.20	Yol dolgularında donatılı zemin uygulaması..... 28
Şekil 2.21	Donatılı istinat duvarı uygulamaları 30
Şekil 2.22	İzmir-Çeşme otoyolu donatılı şev uygulaması..... 32
Şekil 2.23	Köprü kenar ayaklarında donatılı zemin uygulamaları..... 33
Şekil 3.1	Kritik göçme yüzeyi eğrileri..... 37
Şekil 3.2	Santrifüj deneyleri esnasında şev yüzeyinde meydana gelen oturmalar..... 37
Şekil 3.3	Kullanılan geotekstil donatı boyu değişimine bağlı olarak çekme çatlaklarının ve göçmenin olduğu eşdeğer prototip yapı yüksekliğinin değişimi..... 39
Şekil 3.4	Limit denge denklemleri analizlerinden ve santrifüj deneylerinden elde edilen göçme yüzeyi eğrileri..... 40
Şekil 3.5	Tipik deney profili..... 42
Şekil 3.6	Deneylerden elde edilen göçme yüzeyleri..... 43
Şekil 3.7	Geotekstil donatı boyunun göçme yüzeyi oluşumuna olan etkisi 43
Şekil 3.8	Şev eğiminin göçme yüzeyinin oluşumuna olan etkisi..... 45
Şekil 3.9	Çekme çatlaklarının görüldüğü andaki eşdeğer prototip yapı yüksekliğinin şev eğimine ve geotekstil donatı boyuna bağlı olarak değişimi 45
Şekil 3.10	Göçmenin gerçekleştiği andaki eşdeğer prototip yapı yüksekliğinin şev eğimine ve geotekstil donatı boyuna bağlı olarak değişimi..... 45
Şekil 3.11	Santrifüj deneylerinden farklı şev eğimleri için elde edilen kayma yüzeyi eğrileri..... 46
Şekil 3.12	Limit denge denklemlerinden farklı şev eğimleri için elde edilen kayma yüzeyi eğrileri 46
Şekil 3.13	Leshchinsky'nin farklı şev eğimleri için elde ettiği kayma yüzeyi eğrileri .. 46
Şekil 3.14	Deneyde ölçülen yanıl ve düşey deformasyonlar..... 48
Şekil 3.15	Yanal deformasyonlar için deney ve analiz sonuçlarının karşılaştırılması.... 48
Şekil 3.16	Temel zemininde ve şev yüzeyinde ölçülen maksimum ivmeler..... 50
Şekil 3.17	Dördüncü modelde ($D_r=75\%$) deney öncesi ve deney sonrası şev geometrisi..... 50

ŞEKİLLER LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 3.18 İkinci ($D_r=55\%$) ve dördüncü ($D_r=75\%$) modellerde seçilmiş belirli deprem etkileri altında oluşan deformasyonlar.....	52
Şekil 3.19 Deney kesiti ve deneylerden elde edilen değerler.....	54
Şekil 3.20 Arazi planı ve dolgu kesiti	57
Şekil 3.21 Piyozometrede ölçülen artık boşluk suyu basıncı-zaman eğrileri	58
Şekil 3.22 İnklinometrede ölçülen yanal deplasman-derinlik eğrileri	60
Şekil 3.23 Zamana bağlı olarak temel zemininde meydana gelen oturmalar.....	61
Şekil 3.24 Kabarma plakaları için düşey deformasyon-zaman eğrileri	63
Şekil 3.25 Dolgu yüksekliği değişimine bağlı olarak geotekstillerde meydana gelen uzamalar	63
Şekil 3.26 Donatılı dolguda meydana gelen göçme yüzeyleri	65
Şekil 3.27 B parametresinin zamana bağlı değişimi	65
Şekil 3.28 Madrid’te inşa edilen test dolgusu	67
Şekil 3.29 Dolgu içerisinde ölüm aletlerinin yerleri.....	67
Şekil 3.30 Dolgu kesiti ve donatılara etkiyen çekme kuvvetleri.....	67
Şekil 3.31 Fransa’da inşa edilen 10.5m yüksekliğindeki test dolgusu	68
Şekil 3.32 Dolgu kesiti ve ölçüm aletlerinin dolgu içerisindeki yerleri	68
Şekil 3.33 Donatılarda oluşan maksimum çekme gerilmeleri ile belirlenen göçme yüzeyleri.....	68
Şekil 3.34 Tasarımda göz önünde bulundurulmuş iki farklı tip göçme yüzeyi	71
Şekil 3.35 İnşaat esnasında ölçülen yanal toprak basıncı değerler.....	71
Şekil 3.36 İnşaat sonrası durum için ölçülen yanal toprak basıncı değerleri.....	71
Şekil 3.37 İnşaatın tamamlanmasından uzun bir süre sonra oluşan yanal toprak basıncı değerleri.....	72
Şekil 3.38 Su seviyesinin yükselmesinin ardından oluşan yanal toprak basıncı değerleri	72
Şekil 3.39 Test dolgularının geometrisi ve boyutları	72
Şekil 3.40 Temel zeminini oluşturan ve dolgu malzemesi olarak da kullanılan zeminin özellikleri.....	74
Şekil 3.41 Dolgu kesitleri.....	74
Şekil 3.42 İkinci dolgunun sağ şevi için ölçülen düşey gerilme-deformasyon değerleri.	75
Şekil 3.43 Birinci dolguda ilk 26 gün içerisinde meydana gelen deformasyonlar.....	75
Şekil 3.44 İkinci dolguda ilk yağmurların ardından meydana gelen deformasyonlar.....	77
Şekil 3.45 İkinci dolgu üzerine su verilmesi sonucu meydana gelen deformasyonlar	77
Şekil 3.46 Birinci dolguda meydana gelen toplam deformasyonlar.....	78
Şekil 3.47 İlk 19 ay içerisinde birinci dolguda meydana gelen deformasyonlar ve boşluk suyu basıncı değişimleri.....	78
Şekil 3.48 Ölçülen ve hesaplanan yanal toprak basıncı değerleri.....	80
Şekil 3.49 Ölçülen ve hesaplanan düşey toprak basıncı değerleri	80
Şekil 3.50 Geogrid donatıda meydana gelen uzamalar	80
Şekil 3.51 Tucson duvarı kesiti ve birleşim detayı	82
Şekil 3.52 Lithonia duvarı kesiti ve birleşim detayı.....	82
Şekil 3.53 Tucson duvarı için ölçülen ve hesaplanan yanal toprak basıncı değerleri.....	84
Şekil 3.54 Lithonia duvarı için ölçülen ve hesaplanan yanal toprak basıncı değerleri.....	84
Şekil 3.55 Tucson duvarı için ölçülen ve hesaplanan düşey toprak basıncı değerleri.....	85
Şekil 3.56 Lithonia duvarı için ölçülen ve hesaplanan düşey toprak basıncı değerleri	85
Şekil 3.57 Dolgu alanı planı ve zemin profili	86
Şekil 3.58 Oturma plakalarından elde edilen ölçümler	88
Şekil 3.59 Piyozometreler yardımı ile elde edilen boşluk suyu basıncı değişimleri.....	89
Şekil 3.60 Birinci kademe dolgu esnasında geogridde meydana gelen uzamalar	89

ŞEKİLLER LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 3.61 Arazide ölçülen ve analizlerle hesaplanan oturma değerleri.....	91
Şekil 3.62 Geogridde arazide ölçülen ve analizlerle hesaplanan uzama değerleri	92
Şekil 3.63 Deformasyonların inşaat aşamalarına bağlı olarak değişimi.....	93
Şekil 3.64 Geotekstil çekme deneyi sonuçları.....	97
Şekil 3.65 Nihai çekme dayanımı değerleri.....	100
Şekil 3.66 Geotekstil donatı çekme kuvvetinin yatay ve ya kayma yüzeyine teğet alınması durumunda hesaplanan güvenlik sayısı değerleri.....	100
Şekil 3.67 Geotekstil bindirme kesimlerinin göz önünde bulundurulmasının sonuçlar üzerindeki etkisi.....	101
Şekil 3.68 B serisi deneyler için g-seviyesindeki artışa bağlı olarak hesaplanan güvenlik sayısı değerleri.....	103
Şekil 3.69 Tüm santrifüj deneyleri için göçme anında ölçülen ve analizlerle hesaplanan g-seviyeleri.....	103
Şekil 3.70 Limit denge analizleri ve santrifüj deneyleri ile belirlenen göçme yüzeyleri.....	104
Şekil 3.71 Tüm santrifüj deneyleri için güvenli sayısının geotekstilin çekme dayanımına bağlı olarak değişimi.....	105
Şekil 3.72 Santrifüj deneylerinden elde edilen sonuçların normalizasyonu.....	105
Şekil 3.73 Donatılı dolgu konfigürasyonu ve kayma yüzeyi.....	105
Şekil 3.74 Deformasyon yumuşaması fonksiyonu.....	107
Şekil 3.75 Güvenlik sayısının zeminin kayma mukavemetine bağlı olarak değişimi.....	107
Şekil 3.77 Analizler sonucu elde edilen güvenlik sayısı eğrileri.....	109
Şekil 3.78 Zemimde kayma deformasyonları %30 ulaştığı anda A ve B serisi deneylerde geotekstilde mobilize olan çekme gerilmeleri	109
Şekil 3.79 Geotekstil donatının yapının stabilitesi üzerindeki etkisi.....	110
Şekil 3.80 Kayma yüzeyi ile kesişen geotekstilin deformasyonu	112
Şekil 3.81 Bloklara ayrılmış şev kesiti ve bloklara etki eden kuvvetler	112
Şekil 3.82 Test dolgusu geometrisi ve analiz ile deney sonuçlarından elde edilen göçme yüzeyi eğrileri	113
Şekil 3.83 Sıkı granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı şevlerde, limit denge ve sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen göçme yüzeyleri.....	117
Şekil 3.84 Gevşek granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı şevlerde, limit denge ve sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen göçme yüzeyleri	118
Şekil 3.85 Yumuşak temel zemini profili ve zemininin geoteknik özellikleri.....	120
Şekil 3.86 Ölçüm aletlerinin birinci ve ikinci dolgu kesitleri üzerindeki yerleri	121
Şekil 3.87 Arazide ölçülen ve analizle belirlenen yanal deformasyon değerleri	121
Şekil 3.88 Donatılı dolgu temellerinde arazide ölçülen ve sonlu elemanlar analizler ile hesaplanan oturma değerleri.....	123
Şekil 3.89 Donatılı dolgu temellerinde arazide ölçülen ve sonlu elemanlar analizler ile hesaplanan boşluk suyu basıncı değişimleri	123
Şekil 3.90 Donatılı zemin kütlesi altındaki kesimde ölçülen ve hesaplanan düşey basınç Değerleri.....	125
Şekil 3.91 Dolgu tabanında ölçülen ve hesaplanan düşey basınç değerleri.....	125
Şekil 3.92 Farklı seviyelerdeki geotekstillerde, ölçülen ve hesaplanan çekme gerilmelerinin dağılımı.....	126
Şekil 3.93 Farklı donatı özellikleri göz önünde bulundurularak yapılan analizler sonucu hesaplanan yanal deformasyon değerleri	127
Şekil 3.94 Farklı donatı özellikleri göz önünde bulundurularak yapılan analizler sonucu donatılı kısım altında hesaplanan oturma değerleri.....	127
Şekil 3.95 Şev geometrisi ve farklı donatı boyları için hesaplanan güvenlik sayıları.....	129

ŞEKİLLER LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 3.96 Donatı boyu değişiminin etkisi.....	130
Şekil 3.97 İç stabilite analizi.....	133
Şekil 3.98 Birleşik göçme analizi	133
Şekil 3.99 Doğrudan kayma analizi.....	133
Şekil 3.100 İç stabilite analizlerinden elde edilen en dış göçme yüzeyleri.....	135
Şekil 3.101 İç stabilite için gerekli geotekstil donatı boyu ve donatı çekme dayanımı değerleri	136
Şekil 3.102 Doğrudan kaymaya karşı koymak için gerekli geotekstil donatı boyları	137
Şekil 3.103 Doğrudan kayma analizlerindeki iki parçalı göçme mekanizması.....	140
Şekil 3.104 Satatik ve yarı statik olarak analiz edilmiş şevlerdeki göçme yüzeyleri.....	140
Şekil 3.105 60° yüzey eğimli şevde, iç stabilite için ihtiyaç duyulan geotekstil boyunun farklı sismik katsayılar için, içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişimi....	141
Şekil 3.106 90° yüzey eğimli şevde, iç stabilite için ihtiyaç duyulan geotekstil boyunun farklı sismik katsayılar için, içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişimi....	142
Şekil 3.107 60° yüzey eğimli şevde, doğrudan kaymaya karşı stabilite için ihtiyaç duyulan geotekstil boyunun farklı sismik katsayılar için, içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişimi	144
Şekil 3.108 90° yüzey eğimli şevde, doğrudan kaymaya karşı stabilite için ihtiyaç duyulan geotekstil boyunun farklı sismik katsayılar için, içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişimi.....	145
Şekil 3.109 60° yüzey eğimli şevde, ihtiyaç duyulan geotekstil çekme dayanımının normalize değeri K'nın farklı sismik katsayılar için, içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişimi.....	146
Şekil 3.110 60° yüzey eğimli şevde, ihtiyaç duyulan geotekstil çekme dayanımının normalize değeri K'nın farklı sismik katsayılar için, içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişimi.....	147
Şekil 3.111 Geotekstil donatılı şevler için hesaplanan akma ivmesi değerleri.....	149
Şekil 3.112 Dairesel göçme mekanizması için C sabiti değerleri	150
Şekil 3.113 Kalıcı deplasmanların hesaplanmasında hangi göçme mekanizmasının daha kritik sonuçlar vereceğini önceden belirlemede kullanılabilecek grafik.....	151
Şekil 4.1 Geotekstil donatılı duvara etkiyen yanal kuvvetler	154
Şekil 4.2 İç stabilite analizlerinde göz önünde bulundurulmuş olası göçme mekanizmaları.....	154
Şekil 4.3 Dış stabilite analizlerinde göz önünde bulundurulmuş olası göçme mekanizmaları.....	157
Şekil 5.1 Nümerik analiz yöntemleri.....	168
Şekil 5.2 Analizde kullanılan elemanlar, düğüm noktaları ve gerilme noktaları.....	171
Şekil 5.3 Standart drenajlı üç eksenli deneyden E_0 ve E_{50} 'nin tanımlaması.....	173
Şekil 5.4 Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi.....	174
Şekil 5.5 Standart bir üç eksenli basınç deneyi için birincil yüklemeye hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi.....	177
Şekil 6.1 Analiz yapılan model şevlerin geometrisi.....	179
Şekil 6.2 Model S1 için analiz sonuçları.....	185
Şekil 6.3 Model S2 için analiz sonuçları.....	191
Şekil 6.4 Model S3 için analiz sonuçları.....	197
Şekil 6.5 Model G1 için analiz sonuçları.....	203
Şekil 6.6 Model G2 için analiz sonuçları.....	209
Şekil 6.7 Model G3 için analiz sonuçları.....	215
Şekil 6.8 Model S1 için göçme anında geotekstil donatılara etkiyen kuvvetler.....	222

ŞEKİLLER LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 6.9 Model S2 için göçme anında geotekstil donatılara etkiyen kuvvetler.....	224
Şekil 6.10 Model S3 için göçme anında geotekstil donatılara etkiyen kuvvetler.....	225
Şekil 6.11 Model G1 için göçme anında geotekstil donatılara etkiyen kuvvetler.....	227
Şekil 6.12 Model G2 için göçme anında geotekstil donatılara etkiyen kuvvetler.....	228
Şekil 6.13a Model G3 için göçme anında geotekstil donatılara etkiyen kuvvetler.....	229
Şekil 6.13b Tüm modeller için hesaplanan kuvvetler.....	230
Şekil 6.14a Donatılı dolgu plan ve kesiti ile ölçüm aletlerinin kesit ve plan üzerindeki yerleri.....	232
Şekil 6.14b Geotekstil donatılı dolgunun temel zemini ve profil özellikleri.....	233
Şekil 6.14c Deformasyon parametrelerinin temel zeminin derinliği boyunca değişimi..	233
Şekil 6.15 İnşaatin tamamlandığı 38. günün sonunda ve inşaatın tamamlanmasından 8 ay sonra, donatılı duvar ile temel zemininde ölçülen ve PLAXIS programı ile yapılan analizler sonucu hesaplanan yanıl deformasyon değerleri.....	236
Şekil 6.16 Donatılı zemin altında ölçülen ve hesaplanan oturma değerlerine göre çizilmiş oturma profili.....	238
Şekil 6.17 Donatılı duvar tabanında ölçülen ve analizlerde hesaplanan düşey taban basıncı değerleri.....	238
Şekil 6.18 Analizlerden elde edilen boşluk suyu basıncının zamana bağlı değişimi.....	240
Şekil 6.19 Donatılı duvarın topuk noktasında, temel zemininde meydana gelen oturmaların zaman bağlı olarak değişimi.....	241
Şekil 6.20 Donatılı duvar tabanının orta noktasında, temel zemininde meydana gelen oturmaların zamana bağlı olarak değişimi.....	242
Şekil 6.21 İnşaatin tamamlanmasının ardından geotekstil donatılara etkiyen eksenel kuvvetlerin donatı boyunca değişimi.....	243
Şekil 6.22 İnşaatin tamamlanmasının ardından 8 ay sonra geotekstil donatılara etkiyen eksenel kuvvetlerin donatı boyunca değişimi.....	244
Şekil 6.23 PLAXIS programı ile gerçekleştirilen konsolidasyon analizleri sonucunda geotekstil donatılı yapıda meydana gelen toplam deformasyonlar.....	246
Şekil 6.24 PLAXIS programı ile gerçekleştirilen konsolidasyon analizleri sonucunda Elde edilen geotekstil donatılı yapıda deforme olmuşahali.....	247
Şekil 6.25 Tucson duvarı kesiti ve bileşim detayı.....	248
Şekil 6.26 11-15. adımlarda analiz sonucu belirlenen kaplama panelinde meydana gelecek yanıl deformasyonlar.....	251
Şekil 6.27 Göçme anının modellendiği 15. adım için PLAXIS programı ile yapılan analizler sonucu bulunan geogrid donatılı yapıda meydana gelen toplam deformasyonlar.....	253
Şekil 6.28 11. adım için PLAXIS ile yapılan analizler sonucu bulunan geogrid donatılara etkiyen eksenel kuvvetler.....	254
Şekil 6.29 12. adım için PLAXIS ile yapılan analizler sonucu bulunan geogrid donatılara etkiyen eksenel kuvvetler.....	255
Şekil 6.30 13. adım için PLAXIS ile yapılan analizler sonucu bulunan geogrid donatılara etkiyen eksenel kuvvetler.....	256
Şekil 6.31 14. adım için PLAXIS ile yapılan analizler sonucu bulunan geogrid donatılara etkiyen eksenel kuvvetler.....	257
Şekil 6.32 15. adım için PLAXIS ile yapılan analizler sonucu bulunan geogrid donatılara etkiyen yanıl kuvvetler.....	259
Şekil 6.33 Kaplama paneline etkiyen yanıl kuvvetler.....	261

TABLolar LİSTESİ

Tablo 2.1	Geotekstilin yapımında kullanılan polimerler ve bunların karşılaştırmalı özellikleri	4
Tablo 2.2	Geotekstillerin uygulama alanları ve bu uygulama alanlarındaki birincil ve ikincil işlevleri	14
Tablo 3.1	Temel Zemin rijitliğinin eşdeğer prototip yapı yüksekliğine etkisi	39
Tablo 3.2	Deney Sonuçları ve Eşdeğer prototip Yapı Yükseklikleri	42
Tablo 3.3	B18 Deney Modeli için Farklı limit denge analizleri ile hesaplanan güvenlik sayısı değerleri.....	101
Tablo 3.4	Analizlerle ve deneysel olarak belirlenen taşıma gücü.....	113
Tablo 3.5	Sıkı Granüler dolgu malzemesi için limit denge analizlerine ve sonlu elemanlar analizlerine göre belirlenen gerekli geotekstil donatı çekme mukavemeti değerleri.....	119
Tablo 3.6	Gevşek Granüler dolgu malzemesi için limit denge analizlerine ve sonlu elemanlar analizlerine göre belirlenen gerekli geotekstil donatı çekme mukavemeti değerleri	119
Tablo 3.7	Sıkı Granüler dolgu malzemesi için limit denge analizlerine ve sonlu elemanlar analizlerine göre belirlenen gerekli geotekstil donatı çekme mukavemeti toplam değerleri.....	119
Tablo 3.8	Gevşek Granüler dolgu malzemesi için limit denge analizlerine ve sonlu elemanlar analizlerine göre belirlenen gerekli geotekstil donatı çekme mukavemeti toplam değerleri.....	119
Tablo 3.9	Ayrılmış Bangkok kilinin zemin özellikleri	120
Tablo 2.1	Doğrudan kayma mekanizması için C sabiti değerleri	151
Tablo 6.1	PLAXIS programı ile sonlu elemanlar analizi yapılırken kullanılan parametreler.....	181
Tablo 6.2	ENKASLOPE programı ile limit denge analizleri yapılırken kullanılan parametreler	183
Tablo 6.3	Limit denge analizleri ve sonlu elemanlar analizleri için güvenlik sayıları ve analizlerde bulunan geotekstillere etkiyen maksimum çekme kuvvetleri.....	221
Tablo 6.4	Donatılı duvarın PLAXIS programı ile sonlu elemanlar analizinde kullanılan zemin parametreleri	234
Tablo 6.5	Tucson Duvarının PLAXIS programı ile sonlu elemanlar analizinde kullanılan zemin parametreleri	249

Tablo 6.6 Klasik yöntemlerle analiz ve PLAXIS programı ile yapılan sonlu elemanlar analizi sonucu elde hesaplanan donatılara etkiyen aksnel kuvvetler.....260



ÖNSÖZ

Geotekstil donatılı istinat yapılarının ve şevlerin tasarımı için literatürde birçok farklı yöntem bulunmaktadır. Bu çalışmada geotekstil donatılı yapıların tasarımında kullanılan limit denge ve sonlu elemanlar yöntemleri ile analizler yapılmıştır. Sonlu elemanlar analizlerinde geoteknik mühendisliği problemlerinde yaygın olarak kullanılan PLAXIS programından faydalanılmıştır. Limit denge analizlerinde ise ENKASLOPE adlı bilgisayar programından yararlanılmıştır. Her iki yöntem kullanılarak elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Ayrıca yumuşak temel zemini üzerine inşa edilen bir test dolgusunun ve geogrid donatılı bir duvarın sonlu elemanlar analizi yapılarak elde edilen sonuçlar arazi ölçümleri ile karşılaştırılmıştır.

Çalışmanın genel bir giriş bölümünden sonra 2. bölümde geotekstiller ve donatılı zeminler hakkında genel bilgiler verilmiştir. 3. bölümde ise konu ile ilgili kaynak araştırması yapılmıştır. 4. ve 5. bölümde ise sırasıyla geotekstil donatılı istinat yapılarının ve şevlerin analizinde kullanılan yöntemler ve nümerik analiz yöntemleri ile ilgili ayrıntılı bilgi verilmiştir. 6. bölümde nümerik analiz sonuçları ve karşılaştırmalar yer almaktadır. Son bölümde ise sonuçlar ve öneriler kısmına yer verilmiştir.

Yüksek lisans tez çalışmam sırasında değerli bilgi ve yardımlarını benden esirgemeyen danışman hocam Prof. Dr. İ. Kutay ÖZAYDIN'a teşekkürlerimi sunarım. Çalışmanın nümerik aşamasında karşılaştığım problemlerde bana yol gösteren Yrd. Doç. Dr. Mehmet BERİLGİN'e teşekkür ederim. Gerek nümerik analizler esnasında gerekse tezimin diğer aşamalarında deneyimlerini benimle paylaşan Arş. Gör. Dr. Havvanur KILIÇ'a teşekkür ederim. Tezimin her aşamasında benden hiçbir desteği esirgemeyen Arş. Gör. Pelin TOHUMCU'ya teşekkürü bir borç bilirim.

Tez çalışmam boyunca beni destekleyen ve her zaman yanımda olan aileme gösterdikleri sabır ve anlayış için çok teşekkür ederim.

ÖZET

İstinat yapılarının ve toprak dolguların geotekstil donatılı olarak tasarlanması özellikle son yıllarda geoteknik mühendisliği alanında giderek yaygınlaşan ve geniş uygulama alanı bulan bir tasarım yöntemidir. Geotekstil donatılı zemin istinat yapısı uygulamalarının yaygın hale gelmesinin nedeni, bu yöntemle alışlagelmiş büyük temel boyutlarına ve betonarme duvar kesitlerine ihtiyaç duyulmadan daha ekonomik ve daha estetik yapıların inşa edilebilmesidir.

Geotekstil donatılı istinat duvarı ve toprak dolguların uygulamaları yeni bir teknoloji olmasına rağmen bu yöntemin kullanıldığı bir çok yapı mevcuttur. Geçmişte bu yapıların bazıları şiddetli deprem etkilerine maruz kalmalarına rağmen birçoğu bu depremlerde hasar görmemiş ve ya az hasar görmüştür. Bu başarının önemli nedeni bu yapıların esnek davranış göstermesi yanında muhtemelen tasarımda geotekstil donatılı zeminin davranışının doğru olarak modellenememesi nedeniyle yüksek emniyet katsayıları kullanılmasıdır. Günümüzde önemli birçok projede geotekstil donatılıların kullanılmaya başlamasının ardından daha gerçekçi tasarımlara ihtiyaç duyulmaya başlanmıştır.

Bu çalışmada ilk olarak iki farklı dolgu malzemesinin kullanıldığı; farklı yüzey eğimine sahip geotekstil donatılı toprak dolguların davranışının analizi, geoteknik mühendisliği uygulamaları için geliştirilmiş PLAXIS programı kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi ile analiz yapılmıştır. Analizlerden elde edilen sonuçlar ENKASLOPE adlı limit denge analizi programından elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmalar bu iki farklı yöntemle belirlenen potansiyel göçme yüzeylerinin yerleri ve geotekstil donatılara etkiyen eksenel kuvvetler arasında yapılmıştır. Gerçekleştirilen analizler sonucunda sonlu elemanlar analizlerinde belirlenen göçme yüzeylerinin, limit denge analizlerinden elde edilen göçme yüzeyleri ile uyumlu olduğu ancak geotekstil donatılı yapının davranışının sonlu elemanlar analizleri ile gerçeğe daha yakın modellenebileceği görülmüştür.

Çalışmada ikinci örnek olarak, yumuşak temel zemini üzerine inşa edilmiş bir test dolgusunun PLAXIS programı ile kısa ve uzun süreli stabilite analizleri yapılmıştır. Burada sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen sonuçların arazide ölçülen değerlerle uyumlu olduğu ve geotekstil donatılı yapının performansının temel zemini davranışından büyük oranda etkilendiği görülmüştür.

Çalışmada son olarak geogrid donatıların ve kaplama panellerinin kullanıldığı donatılı zemin duvarın davranışı sonlu elemanlar yöntemi ile ve limit denge analizi ile incelenmiştir. Yapılan analizler sonucunda donatılı yapının performansının inşaat adımlarından ve buna bağlı olarak oluşan kaplama paneli deformasyonlarından önemli oranda etkilendiği görülmüştür.

ABSTRACT

In the recent years, the design of retaining walls and earth fills with geotextile reinforcement has become a widely used method in Geotechnical Engineering. This prevalence in the application of geotextile reinforced retaining walls is due to ease in construction of these structures without the need of large foundation dimensions and concrete wall sections which bring about both economy and esthetics.

Despite the fact that geotextile reinforced retaining walls and earth fills are based on a new technology in recent years, many structures are constructed by this method. In the past although some of these structures have been subjected to strong earthquake effects, no catastrophic damage has been recorded. This is mainly due to the flexible nature of these structures, but probably the use of high safety factors due to the difficulties in correctly modelling the behaviour of reinforced earth also played an important role. There is a need for more advanced methods of analyses for safe and economical design of these structures.

In the first step of this investigation, the analysis of the behaviour of earth fills with different types of fill material and different slope angles was done by the means of PLAXIS finite element programme developed for geotechnical applications. The results obtained from the finite element analysis were compared with the results of the limit equilibrium analysis program called ENKASLOPE. Comparisons were done between the shape and location of the potential failure surfaces and the axial forces acting on the geotextile reinforcement determined by these two different methods. As a result of the performed analyses, the failure surfaces predicted from finite element analyses were found to be in close agreement with the those of the limit equilibrium analysis, however it was designated that the deformation behaviour of the geotextile reinforced structure as a whole is better modelled by the finite element analyses.

In the second step, the long term and short term stability analyses of a test fill constructed on a soft foundation soil have been investigated by the means of PLAXIS program. The results obtained from the finite element analyses were found to be in good agreement with the field measurements and it was seen that the behaviour of the foundation soil had a great effect on the performance of the reinforced earth retaining wall.

Lastly, a reinforced earth retaining wall constructed with geogrid reinforcements and concrete surface panels were modelled by utilising finite element method and the results compared with the results of limit equilibrium analysis. Results of the analyses have shown that the performance of the reinforced earth structure was influenced greatly from the staged construction and the related deformations of the surface panel.

The findings of this investigation have shown that the behaviour of reinforced earth structures and foundation layers can be realistically modelled with finite element method, and the predicted and observed behaviour seems to be in a quite good agreement.

1. GİRİŞ

Donatılı zemin uygulaması insanoğlunun ilk çağlardan beri başvurduğu zemin iyileştirme yöntemlerinden birisidir. Örneğin bataklık v.b. yumuşak zeminler içerisine ağaç gövdeleri ve dallar yerleştirilerek zeminlerin ıslahına çalışılmıştır. Ancak uygulamalar esnasında pek çok zorlukla karşılaşmıştır. Karşılaşılan zorluklardan bazıları donatı olarak kullanılan malzemenin yumuşak zemin içerisine batması, yumuşak zeminin donatı malzemesinin boşluklarından kabarması ve donatı malzemesinin zamanla çürümesiydi. İşte zaman içerisinde karşılaşılan tüm bu zorluklar insanları daha dayanıklı ve kullanışlı çözümler üretmeye itmiştir. Mesela yaklaşık eşit boyutlardaki ağaç gövdeleri birbirine sıkıca bağlanarak daha etkin çözümler üretilmeye çalışılmıştır. Bu tür çalışmaların geçmişi milattan önce 3000'li yıllara kadar uzanmaktadır (Koerner, 1986).

Binlerce yıl boyunca bu tür donatılı zemin uygulamaları devam etmesine rağmen bu alandaki esas gelişme 1960'lı yılların sonlarına doğru gerçekleşmiştir. Mimar Henri Vidal Fransa'da bir sahilde dolaşırken küçük kum yığınları içerisine yerleştirilen çam yapraklarının kumun stabilitesini artırdığını fark etmiştir. Bu gözlemi Henri Vidal'da donatılı zemin fikrini oluşturmuştur. Henri Vidal'ın konu ile ilgili patenti alabilmek için 1963 yılında yaptığı başvuru 1969'da kabul edilmiştir. 1966 yılında Fransa'da ilk donatılı istinat duvarının inşa edilmesinin ardından 1972'de ise A.B.D.'de de ilk donatılı duvar inşa edilmiştir. Her iki duvarın inşaatında da donatı malzemesi olarak metal çubuklar kullanılmıştır.

1970'li yılların ortalarında ise Bob Holtz geotekstillere metal donatıların yerine zemin içerisinde donatı olarak kullanılmasına yönelik ilk çalışmayı gerçekleştirmiştir (Barret, Ruckman ve Richardson, 1998). Dokuma türü malzemenin inşaat mühendisliği uygulamalarında kullanılması fikri daha önceleri de ortaya atılmış ve denenmiş olmakla beraber 'geosentetik' veya 'geotekstil' olarak isimlendirilen malzemenin geliştirilmesi 1960'lı yılların sonlarında gerçekleşmiştir. Bu gelişmeyi etkileyen en önemli faktör; ikinci dünya savaşı sonrasında yüksek teknolojiye ve sentetik hammadde kullanımına yönelen batı tekstil endüstrisinin kapasite fazlalığı yaşaması nedeniyle inşaat sektöründe pazar arayışına başlamasıdır.

1977'de Paris'te yapılan 'International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics', (Dokumaların Geoteknikte Kullanımı Uluslararası Konferansı) bir dönüm noktası olmuş ve geosentetiklerin mekanik, hidrolik ve geoteknik kavramlara dayandırılarak kullanılmasının gerekliliği vurgulanmıştır. Bu tarihten günümüze kadar gelişmeler hızla devam etmiş ve zaman içerisinde farklı geosentetik türleri ve farklı uygulama yöntemleri geliştirilmiştir. 1982

(Las Vegas), 1986 (Viyana), 1990 (Lahey), 1994 (Singapore) ve 1998 (Minnesota) uluslararası geosentetik konferansları düzenlenmiş ve pek çok kitap yayınlanmıştır.

Türkiye’de geosentetiklerin kullanımı batılı ülkelere oranla daha geç başlamasına rağmen tüm dünyada olduğu gibi giderek yaygınlaşmaktadır. Önceleri filtre malzemesi olarak kullanılan geosentetikler Türkiye’de ilk olarak Elmadağ üstgeçidinde donatılı zemin uygulamasında kullanılmıştır. Karayollarının geosentetiklerle ilgili şartname ve yönetmelikleri hazırlamasının ardından geosentetiklerin kullanımı daha da yaygınlaşmıştır. ODTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümünde 1990-1991 akademik yılında geotekstil ve geomemberanlar konusunda ilk kez bir yüksek lisans dersi açılmıştır. Şu anda ODTÜ dışında Boğaziçi Üniversitesinde de geotekstillere ile ilgili bir yüksek lisans dersi verilmektedir.



2.GEOTEKSTİL DONATILI ZEMİNLER

Donatı amaçlı kullanılan sentetik tekstil ürünleri (geosentetikler) bunun yanı sıra başka birçok inşaat mühendisliği uygulamasında da farklı amaçlarla kullanılmaktadır. Aşağıda önce özet olarak bu malzemelerin tanımı ve genel kullanım amaçları verildikten sonra donatı amaçlı kullanımı hakkında ayrıntılı bilgiler sunulmaktadır.

2.1 Geosentetikler

Geosentetik ismi 'geo' ve 'sentetik' kelimelerinin birleşiminden oluşmaktadır. Buradaki 'geo' ön ismi bu malzemenin daha çok geoteknik mühendislerinin ilgi alanına girmesinden ve genellikle zemin ile ilgili işlerde kullanılıyor olmasından gelmektedir. 'sentetik' eki ise bu malzemenin büyük oranda insan yapımı yani sentetik bir malzeme olmasından kaynaklanmaktadır. Başlıca geosentetik türleri aşağıdaki şekilde sıralanabilir:

- Geotekstilller
- Geogridler
- Geomemberanlar
- Geokompozitler

Tez çalışmasının konusu geotekstil donatılı şevler ve istinat yapıları olduğu için burada diğer geosentetik türlerine oranla geotekstilller hakkında daha geniş bilgi verilecektir. Ayrıca farklı uygulama teknikleri arsından da geotekstilller ile geogridlerin donatılı şev ve istinat duvarı uygulamalarında kullanılması konusu üzerinde ağırlıklı olarak durulacaktır.

2.1.1 Geotekstilller

2.1.1.1 Geotekstillerin Tanımı ve Özellikleri

Geotekstillerin geoteknik mühendisliği uygulamalarındaki geçmişi 35 yıl gibi kısa bir süre olmasına rağmen bu süreç içerisinde hızlı bir gelişim gerçekleşmiştir.

Amerikan standartlarında (American Society of Testing and Materials-ASTM) geotekstil şu şekilde tanımlanmaktadır: Geotekstil; İnsan yapısı bir proje, yapı veya sistemin bir parçası olarak temel elemanı , zemin, kaya ve toprakla veya geoteknik mühendisliği ile ilgili herhangi bir malzeme ile beraber kullanılan geçirimli tekstil ürünü.

Genel anlamda geotekstilller bir tekstil ürünü olmakla beraber keten, yün ve ipek gibi doğal liflerin yerine sentetik lifler kullanılarak üretilmektedir. Bu nedenle biyolojik çürüme bir

sorun olmamaktadır. Geotekstillerin yapımında kullanılan polimerler ve bunların karşılaştırmalı özellikleri Tablo 2.1’de ayrıntılı olarak verilmektedir.

Tablo 2.1 Geotekstilin yapımında kullanılan polimerler ve bunların karşılaştırmalı özellikleri.

ÖZELLİKLER		POLİMER GURUBU	POLİESTER	POLİAMİD	POLİPROPİLEN	POLİETİLEN
DAYANIM		●	●	●	●	●
ELASTİSİTE MODÜLÜ		●	●	●	●	●
KOPMADA UZAMA		●	●	●	●	●
SÜNME		●	●	●	●	●
BİRİM AĞIRLIK		●	●	●	●	●
MALİYET		●	●	●	●	●
ÇEVRE ŞARTLARINA DAYANIM						
U.V. IŞIĞI	STABİLİZE	●	●	●	●	●
	STABİLİZE OLMAYAN	●	●	●	●	●
ALKALI		●	●	●	●	●
MİKRO ORGANİZMA VS.		●	●	●	●	●
FOEL OİL		●	●	●	●	●
DETERJAN		●	●	●	●	●

● DÜŞÜK
● ORTA
● YÜKSEK

Tablodan da görülebileceği gibi bu polimerlerin çoğu hidrokarbon ürünüdür. Bunlardan aynı zamanda ucuz olan polipropilen en fazla kullanılan hammaddedir. İkinci olarak en çok kullanılan polimer olan poliester ise pH değeri yüksek alkali maddelere karşı daha az olan dayanımı dışında olumlu özelliklere sahiptir. Geotekstillerin özelliklerini kullanılan esas hammaddelerin yanı sıra kullanılan katkı malzemeleri ve imalat yöntemleri de önemli ölçüde etkiler.

Geotekstillerin örgülü ve örgüsüz olmak üzere başlıca iki türü vardır. Bunlardan örgülü tipler lif, flaman ve şeritlerin kumaş gibi dokunmasıyla üretilmektedirler. Örgüsüz tipler ise mekanik (iğneleme), ısı veya kimyasal yöntemlerle elyafların birleştirilmesiyle üretilen

tiplerdir. Örgülü tipler ilk çıkan tipler olup geotekstillerde esas gelişme örgüsüz tiplerin ortaya çıkışı ile olmuştur ve halen pazar payının önemli bir kısmını örgüsüz tipler oluşturmaktadır. Isı ile birleştirilen örgüsüz geotekstillerin kalınlıkları 0.5~1.0 mm arasında, iğneleme yöntemi ile birleştirilenlerinki ise 2~5 mm veya daha fazladır ve bunlara keçe tipi de denir. Kimyasal birleştirme yöntemi pek sık kullanılan bir yöntem değildir (Wasti, 1991).

Geoteknik uygulamalarında geotekstil genellikle aşağıda sıralanan işlevlerden biri esas olmak üzere birkaç işlevi bir arada yerine getirir. Geotekstilin yerine getirdiği başlıca işlevler şunlardır:

- Ayırma
- Filtrasyon
- Drenaj
- Güçlendirme
- Koruma
- Yalıtım

'Ayırma' işlevi, özellikle farklı iki zeminin, çoğunlukla agrega ve kilin karışmasını önleme fonksiyonudur. Burada kullanılan geotekstil kil ile agrega daneleri arasında sentetik esnek bir bariyer oluşturmakta, böylece agrega danelerinin yumuşak zemin içerisine gömülmesine engel olmaktadır.

'Filtrasyon', geotekstilin suyun geçişini sağlarken küçük tanelerin taşınmasını engelleyerek ince daneli zeminlerde borulanmayı önleme işlevidir. Bu işlevinde geotekstil delikli boru veya agrega/filtre gibi bir drenaj ortamını tıkanmaya karşı korur.

'Drenaj' işlevi ise, geotekstilin düzlemi içerisinde gaz ve sıvı (su) akımını sağlamasıdır. Örgülü ve ısı ile birleştirilen geotekstil türleri ince olmaları nedeniyle drenaj amaçlı kullanılmamaktadırlar. Öte yandan mekanik (iğneleme) yolu ile üretilen kalın örgüsüz geotekstillerin yapılarında geniş boşlukların bulunması nedeniyle bu tür geotekstillere drenaj açısından oldukça kullanışlıdırlar.

'Güçlendirme' işlevi ise, zemin içerisindeki geotekstilin zeminde oluşan çekme gerilmelerine karşı zeminin çekme mukavemetini artırma işlevidir. Geotekstillere çekme dayanımı oldukça yüksek olan malzemelerdirler. Bu nedenle zemin gibi çekme dayanımı zayıf bir malzeme ile birlikte kullanıldığı zaman içerisine yerleştirildiği zeminin dayanımını önemli oranda artırabilmektedir. Geotekstillere bu tür uygulamalarda zemin içerisinde bir nevi donatı görevi

görmektedirler ve bu nedenden ötürü bu tür uygulamalara donatılı zemin uygulaması adı verilir.

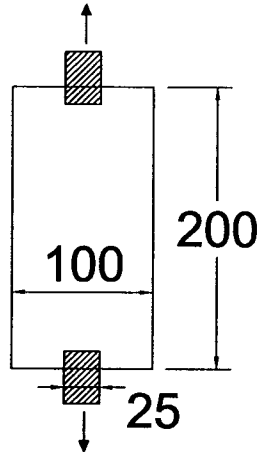
Getekstiller geomembranlar ile birlikte kullanıldıkları zaman genellikle drenaj işlevlerinin yanı sıra geomembranın 'korunması' işlevini de yerine getirirler.

Özellikle A.B.D.'de geniş bir kullanım alanı olan yol/pist kaplama tamirleri (asfalt takviye tabakalarının yapımı) ise geotekstilin bitümlü malzeme emdirilerek esas olarak 'yalıtım' işlevi gördüğü uygulama örneğidir.

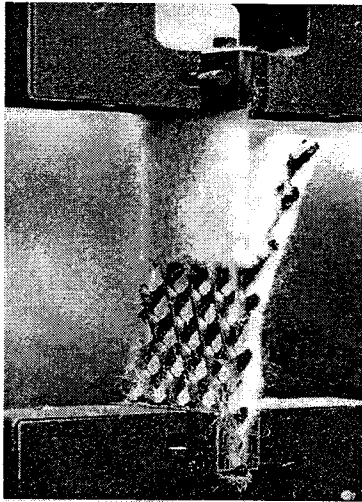
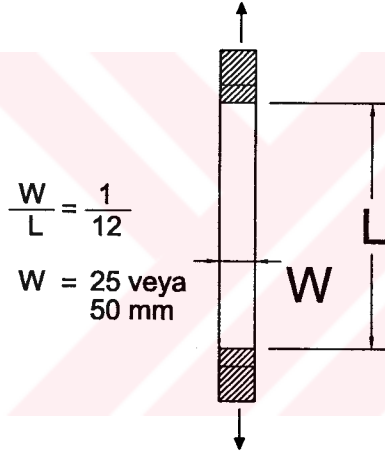
Uygulamada kullanılacak geotekstil tipinin seçiminde geotekstilin yerine getireceği işlevin büyük önemi vardır. Günümüzde farklı işlevler için farklı tip geotekstiller üretilmektedir. Uygun geotekstil tipinin belirlenebilmesi amacıyla üretici firmalar geotekstillerin genel ve mühendislik özelliklerini tanımlamaktadırlar. Geotekstil tipi, imalat yöntemi, polimer özellikleri, ağırlık, kalınlık ve rulo boyutu gibi özellikler geotekstillerin genel özellikleridir. Çekme dayanımı, gerilme-deformasyon özellikleri(çekme modülü), sünme, delinme dayanımı, yırtılma dayanımı, patlama dayanımı, zemin/geotekstil arası sürtünme özellikleri gibi mekanik özellikler ile geçirgenlik, gözenek boyutu gibi hidrolik özellikler ise geotekstillerin mühendislik özellikleridir. Ayrıca U.V ışığı, ısı, su, kimyasal madde ve mikro organizma gibi çevre şartlarına olan dayanımın da uygulamada büyük önemi vardır. Genellikle uygulama türü ve işlevi ne olursa olsun geotekstilin arazide serilme sırasındaki maruz kalacağı konsantre yükler ve darbe yükleri daha sonra maruz kalacağı yüklerden çok daha ağırdır. Bu nedenle geotekstilin bu aşamada yırtılmaması, parçalanmaması ve güneş ışınları veya ısı etkisiyle özelliklerinin bozulmaması gerekir. Uzun vadede ise biyolojik ve kimyasal etkilere karşı dayanım önemlidir.

Geotekstillerin mekanik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla çekme, delinme, yırtılma ve patlama deneyleri yapılmaktadır. Bu deneyler genellikle geotekstilin yerleştirme aşamasında maruz kalacağı yüklerle karşı olan dayanımını belirlemek amacıyla yapılır.

Geotekstilin çekme dayanımını belirlemek amacı ile üç farklı çekme deneyi geliştirilmiştir. Dar mesnetli çekme deneyi kalite kontrolü ve aynı türden geotekstillerin karşılaştırılması amacıyla yapılır (Şekil 2.1). Özellikle serilme işlevi esnasında geotekstilin agrega uçları arasında gerilmesi durumunu modellemek açısından uygundur. Dar numune çekme deneyi de aynı şekilde tasarımda kullanılabilen çekme dayanımını belirlemede kullanılabilir (Şekil 2.2). Ayrıca kalite kontrolü ve mukayese açısından oldukça süratli ve kullanışlı bir deneydir. Geotekstil bir süre kullanıldıktan sonra özelliklerinin bozulup bozulmadığını belirlemek için



Şekil 2.1 Dar mesnetli çekme deneyi (ASTM-D 4632)



Şekil 2.2 Dar numune çekme deneyi (ASTM-D 1682)

de uygun olduğundan çevre şartlarına olan dayanımın belirlenmesi için de kullanılır. Geniş numune çekme deneyi, geotekstilin tasarım çekme dayanımı ve gerilme deformasyon ilişkisinin bulunması için en uygun deneydir (Şekil 2.3). Çekme gerilmesi geotekstilin kalınlığını hesaba katmamak için kuvvet/genişlik (kN/m) olarak ifade edilmektedir. Şekil 2.4'te farklı geotekstil tipleri için lineer olmayan çekme gerilmesi-deformasyon (uzama) eğrileri kalitatif olarak verilmiştir. Genellikle geotekstillerde kopma anındaki uzama %100'den fazla olmaktadır. Ancak uygulamalarda genellikle %10'nu aşan uzamaların mühendisçe kabul edilebilir sınırları aştığı düşünülür. Bu nedenle farklı tipteki geotekstillerin karşılaştırması yapılırken %0-10 uzamaya tekabül eden sekant modülü kullanılır. Şekil 2.5'te farklı geotekstil türlerinin çekme dayanımlarının karşılaştırması verilmektedir. Donatılı zemin uygulamaları gibi esas işlevin güçlendirme olduğu uygulamalarda düşük uzamada yüksek mukavemete sahip örgülü tipler kullanılır (Wasti, 1991).

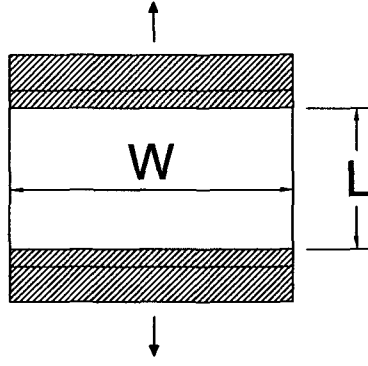
Delinme dayanımı deneyi geotekstilin statik bir ortamda kaya ve dal benzeri nesnelere karşı olan dayanımını tespit etmek amacıyla yapılır. Delinme dayanımı çekme dayanımı ile doğru orantılıdır. Delinme dayanımını belirlemek amacıyla yapılan iki farklı deney yöntemi Şekil 2.6'da verilmiştir.

Geotekstillere özellikle serilme aşamasında yırtmaya zorlayan gerilmelere maruz kalırlar. Yırtılma deneyi geotekstilin meydana gelen bir yırtığın uzamasına karşı olan direncini belirlemek amacıyla yapılır. (Şekil 2.7)

Patlama dayanımı geotekstilin patlamaya karşı olan direncini belirlemek amacıyla yapılır. Geotekstilin serilmesi esnasında geotekstilde Şekil 2.8'dekine benzer gerilmeler oluşabilmektedir. Gerilmelerin etkisi ile geotekstilde belirli bir limit değere kadar deformasyonlar devam eder ancak bu değer aşıldığı zaman geotekstil patlama meydana gelir. Patlama direncini ölçmek amacıyla Şekil 2.9'daki gibi geçirimsiz bir geomembran üzerine geotekstil yerleştirilerek hidrolik basınç uygulanır.

Yorulma direnci ise geotekstilin otoyol yükleri gibi tekrarlı yüklere karşı olan dayanımını belirlemek amacıyla yapılır. Bu deneyde geotekstil numunesi tekrarlı yüklere tabi tutularak numunenin kaç yük tekrarından sonra koptuğu belirlenmeye çalışılır.

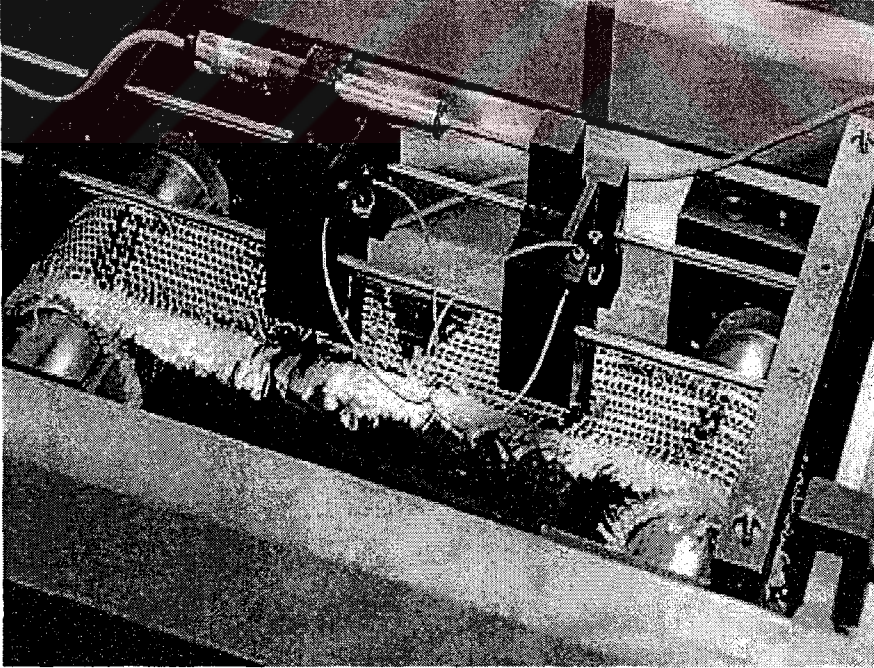
Geotekstilin serildikten sonra üzerine kamyon vs. ile agrega veya anroşman boşaltılırken delinmeye karşı dayanımı, koni düşürme deneyinde açılan deliğin boyu apartın özel aksamı yardımı ile ölçülerek, 30kg'lık şahmerdanını düşüşü şeklinde uygulanan deneyde geotekstilin delinip delinmediği kontrol edilerek değerlendirilir. (Şekil 2.10)



$$\frac{W}{L} = 2$$

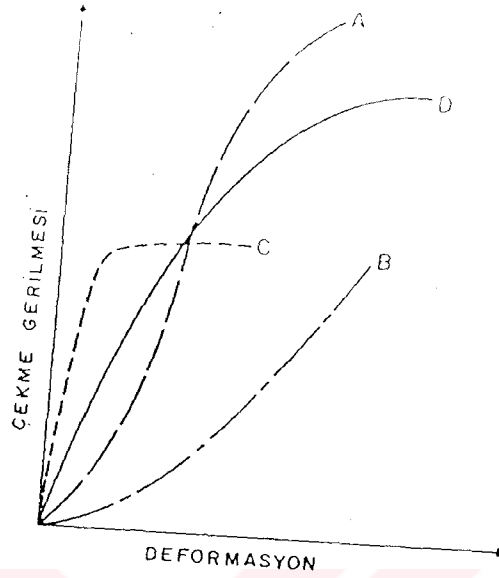
$$W = 200 \text{ mm}$$

$$L = 100 \text{ mm}$$

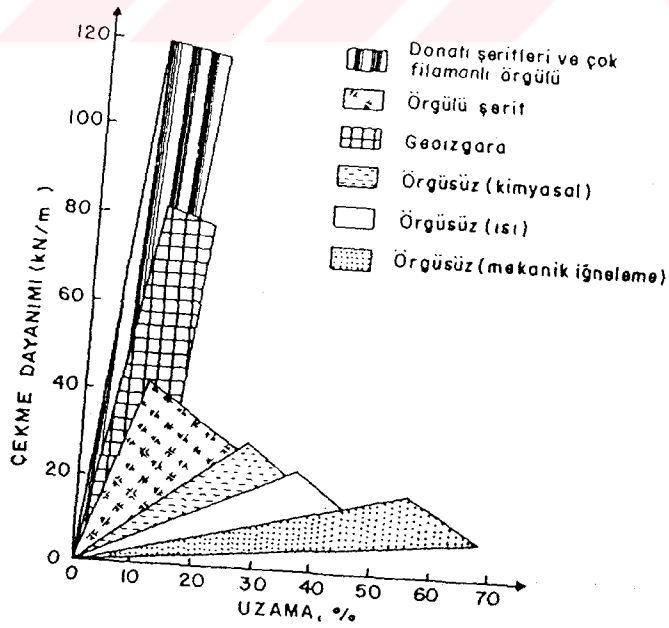


Şekil 2.3 Geniş numune çekme deneyi (ASTM-D 4595)

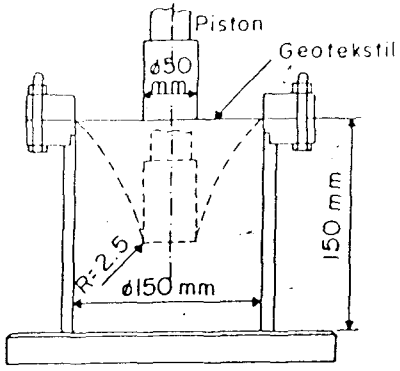
- A --- ÇOK FILAMANLI ÖRGÜLÜ
 B --- ÖRGÜSÜZ (Mekanik - iğnelenme)
 C --- ÖRGÜSÜZ (Isı)
 D --- TEK FILAMANLI ÖRGÜLÜ ve GEOİZGARA



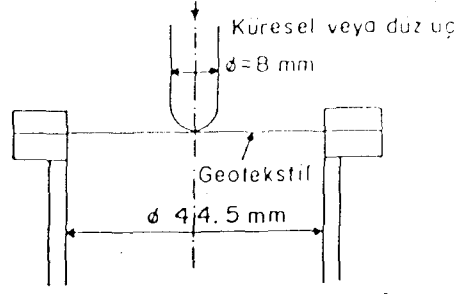
Şekil 2.4 Farklı geotekstil tipleri için çekme gerilmesi-deformasyon ilişkileri.



Şekil 2.5 Farklı geotekstil türlerinin çekme dayanımlarının karşılaştırması.

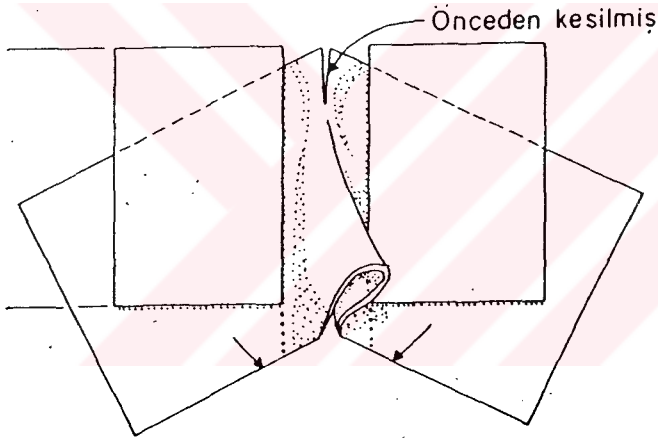


DIN 54307

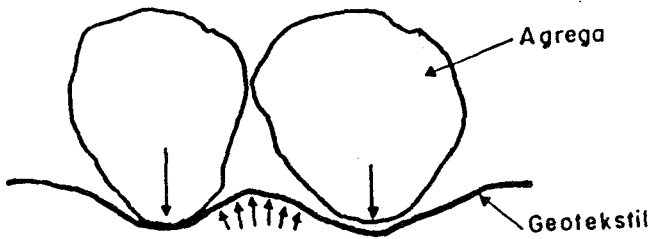


(ASTM - D 751)

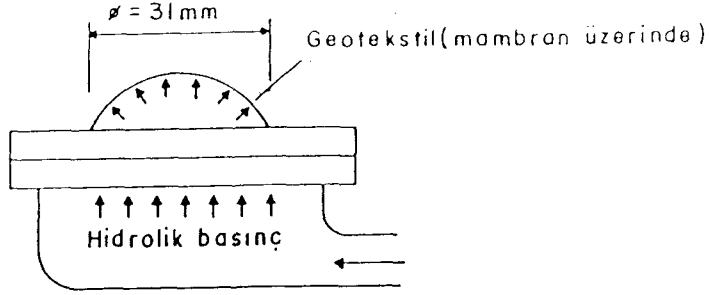
Şekil 2.6 Delinme dayanımı deneyleri (ASTM-D 751, DIN 54307)



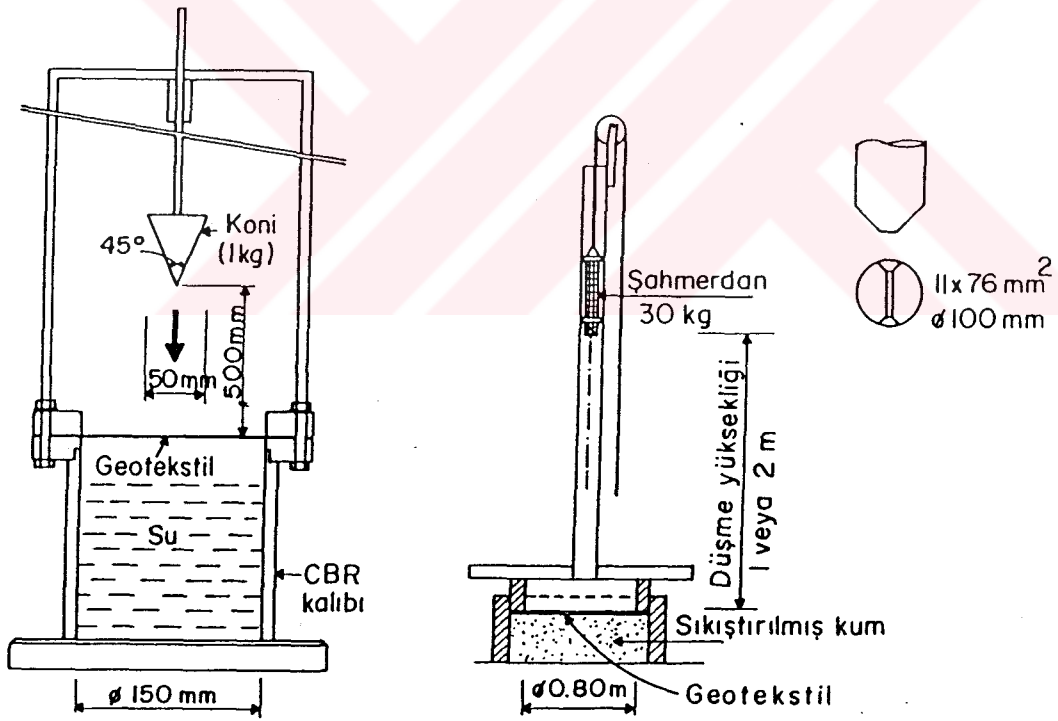
Şekil 2.7 Yırtılma dayanımı deneyi (ASTM-D 117)



Şekil 2.8 Geotekstilin serilmesi esnasında oluşan gerilmeler



Şekil 2.9 Patlama dayanımı deneyi (ASTM-D 3786)



NORDTEST METOD
NT BUILD 243
(Norveç)

BAW (Almanya)

Şekil 2.10 Darbe düşüş dayanımı deneyleri

Filtrasyon işlevi için düzleme dik yönde geçirgenlik (permeabilite) ve gözenek boyutu kontrol edilir. Geotekstillerin permeabilitesini belirlemek için zeminlerde uygulanan sabit seviyeli permeabilite deneyine benzer bir deney gerçekleştirilir. Bu deneyde geçirgenliğin hesaplanmasında Darcy denklemi kullanılır. Ancak özellikle örgülü tiplerde geotekstilin kalınlığını ölçme zorluğu, kalın geotekstillerde kalınlığın basınca bağlı olarak değişmesi sorun olmaktadır. Bu nedenle genellikle permeabilite yerine permissivite (belirli bir hidrolik yük altında birim geotekstil alanından birim zamanda geçen su) kullanılmaktadır. Transmissivite ise kalın geotekstillerin düzlemi boyunca geçirgenliği yani birim geotekstil genişliğinden, birim hidrolik eğim altında birim zamanda geçen su miktarıdır. Geotekstillerin zemin danelerini tutma ve borulanmaya karşı olan güvenliğinin belirlenmesinde 'Efektif Gözenek Boyutu' ve 'Görünen Göz Açıklığı' değerlerinden yararlanılır. Bu değerler geotekstillerin gözeneklerinden geçen belli boyuttaki danelerin yüzdesine bakılarak belirlenir.

Geotekstillerin filtre kriterleri, Terzaghi granüler filtre kriterlerinden yola çıkılarak geliştirilmiştir. Çeşitli ülkeler ve kuruluşlar tarafından farklı kriterler benimsenmiş olmasına rağmen permeabilite için gerekli minimum şart geotekstilin permeabilitesinin temasta olduğu zeminden büyük olmasıdır.

2.1.1.2 Geotekstillerin Uygulama Alanları

Günümüzde inşaat mühendisliği uygulamalarında geotekstillere farklı amaçlar için kullanılabilir. Bu uygulamalarda geotekstillere, yerine getirdikleri esas işlevin yanı sıra ikincil bazı işlevleri de yerine getirirler. Tablo 2.2.'de geotekstillere yaygın kullanım alanları ve bu uygulamalarda geotekstillere esas ve ikincil işlevleri verilmektedir.

Kaplamasız yollar geotekstillere en eski ve en yaygın uygulandığı uygulama örnekleridir. Kaplamasız yollar genellikle temel zemini üzerine belirli bir kalınlıkta agreganın sıkıştırılarak serilmesi ile teşkil edilir. Yumuşak zeminler üzerine teşkil edilen kaplamasız yollarda özellikle yağışlı mevsimlerde tekrarlı yük etkisi altında zeminde yerel göçmeler meydana gelebilir. Bu durumda agrega tabakasının yumuşak zemine karışması veya batması ile yük dağıtıcı agrega tabakasının kalınlığı azalır. Bakım yapılarak belirli aralıklarla agrega serilmesi veya bu durum düşünülerek agrega tabakasının daha kalın teşkili gibi çözümler pek çok durumda ekonomik olmamaktadır. Benzer şekilde temel zeminin kohezyonsuz veya silt gibi az kohezyonlu suya doygun bir zemin olduğu durumlarda tekrarlı yük etkisi altında boşluk suyu basınçlarında artışlar meydana gelebilir ve bu da zeminin kısmi sıvılaşmasına neden olabilir. Sıvılaşan zeminde üstteki agrega tabakası zemin içerisine nüfuz eder.

Tablo 2.2 Geotekstillerin uygulama alanları ve bu uygulama alanlardaki esas ve ikincil işlevleri

UYGULAMA ALANI	İŞLEV					
	AYIRMA	FİLTREASYON	DRENAJ	GÜÇLENDİRME	KORUMA	YALITIM
KAPLAMASIZ YOLLAR	●	○	○	○		
KAPLAMALI YOL, UÇUŞ PİSTİ(YAPIM SAFHASI)	●	○	○	○		
YOL DOLGULARI ALTINDA DRENAJ ŞİLTESİ	●	○	○	○		
SPOR SAHALARI	●	○	○			
KAPILARİTE ŞİLTESİ	●	○				
ASFALT/BETON TAKVİYE TABAKASI				○		●
DEMİRYOLLARINDA	●	●	○	○		
DRENAJ SİSTEMLERİ VE PROPLEMLERİ	○	●	○			
ŞEV YÜZEYİ (EROZYON) KORUMASI	○	●	○			
NEHİR, GÖL VE DENİZ KIYI KORUMASI	○	●	○			
KÖPRÜ AYAKLARI OYULMA PROPLEMLERİ	○	●	○			
DONATILI ZEMİN DUVARLAR				●		
DONATILI ŞEVLER				●		
YOL DOLGULARI VE DOLGU GENİŞLETME ÇALIŞMALARI				●		
DONATILI DOLGULAR				●		
KAZIKLI SİSTEMLE TAŞINAN DOLGULAR				●		
ESNEK KALIP		●	○	○		
GEOMEMBERANLAR İLE BİRLİKTE			●		●	

● ESAS İŞLEV

○ İKİNCİL İŞLEV

Kaplamasız yollarda geotekstil kullanıldığında yumuşak zemin ile agrega tabakası arasına serilen geotekstil agrega ile yumuşak zeminin karışmasını önler. Ayrıca geotekstil agreganın serilmesini ve sıkışmasını da kolaylaştırmış olur. Bu tür uygulamalarda geotekstil filtrasyon işlevi de görerek boşluk suyu basınçlarının sönmülmesini sağlar. Geotekstil yüksek çekme mukavemeti nedeniyle zeminde meydana gelen çekme gerilmelerine karşı dayanımı artırarak donatı işlevi de görür.(Şekil 2.11)

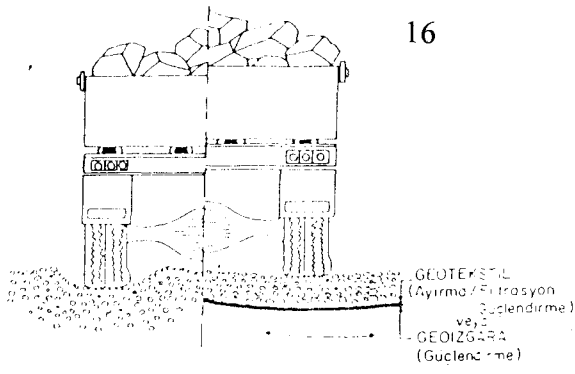
Kaplamalı yol ve uçuş pisti uygulamalarında alt temel ve drenaj tabakaları arasına yerleştirilen geotekstiller granüler malzeme ile yumuşak temel zemininin karışmasını engellemek amacı ile kullanılırlar. Bu tür uygulamalarda geotekstil ayırma işlevinin yanı sıra donatı işlevi de görerek tekrarlı yükler altında yol kaplamasında meydana gelebilecek çatlaklara karşı olan dayanımı da artırmaktadır. Ayrıca geotekstiller, zaman içerisinde, asfalt kaplama tabakasında meydana gelen çatlakların tamirinde de bitümlü malzeme emdirilerek kullanılmaktadır. Ayrıca gerek yeni yapılacak yol ve pistlerde gerekse tamir işleminde kullanılan geotekstiller esas işlevlerinin yanı sıra kapiler su yükselmelerini önleme ve drenaj işlevi de görürler. (Şekil 2.12)

Demiryollarında da geotekstiller karayollarında olduğu gibi farklı tabakalar arasında ayırma ve filtrasyon amaçlı, balast yenileme ve güçlendirme uygulamalarında ayırma ve donatı amaçlı olarak kullanılmaktadır (Şekil 2.13). Bunların yanı sıra geotekstillerin demiryollarında drenaj amaçlı kullanıldığı uygulamalarda vardır.

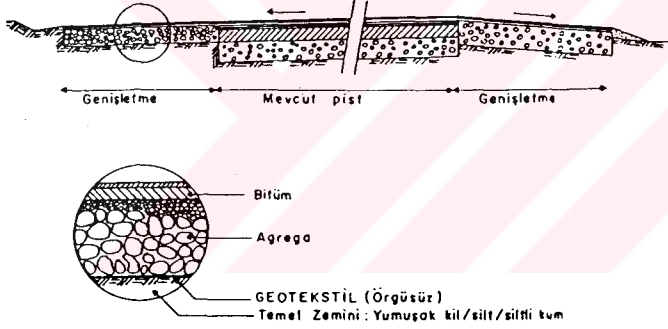
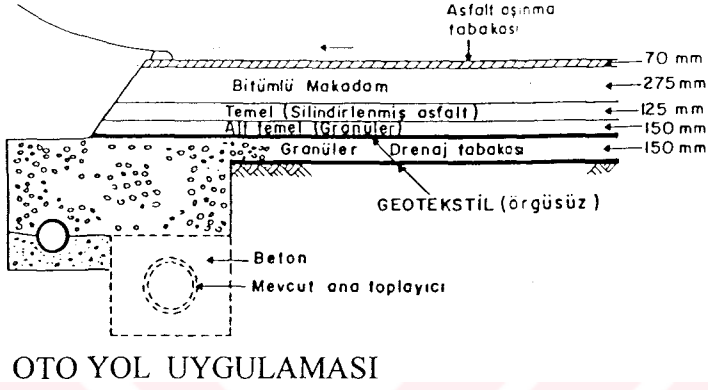
Geotekstiller bina çevresi drenajı, istinat duvarı arkası drenajı, yol drenajı ve baraj drenajı gibi pek çok drenaj uygulamasında yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu uygulamaların bazılarında geotekstiller doğrudan drenaj malzemesi olarak kullanılırken bazılarında ise filtrasyon amaçlı kullanılmaktadır (Şekil 2.14). Filtrasyon amaçlı kullanıldığı uygulamalarda geotekstil drenaj borusunu tıkanmaya karşı korur.

Taşıma kapasitesi düşük yumuşak ve sıkışabilir zeminler üzerine oturan temellerde taşıma kapasitesini artırmak ve oturmaları azaltmak amacıyla geotekstiller kullanılmaktadır. Yapılan deneysel çalışmalarda temeller altına serilen geotekstilin temelin taşıma kapasitesini ancak bir miktar oturmanın gerçekleşmesinin ardından artırmaya başladığı gözlemlenmiştir. Bunun nedeni zemin geotekstil arası etkileşiminin gerçekleşmesi ve geotekstilin zemini güçlendirici bir donatı özelliği gösterebilmesi için deformasyonların gerçekleşmesine ihtiyaç duyulmasıdır.

Donatılı zemin duvarları, donatılı şevler, donatılı dolgular ve yol dolguları gibi geotekstilin esas olarak güçlendirme amaçlı kullanıldığı uygulamalar donatılı zemin uygulamaları olarak

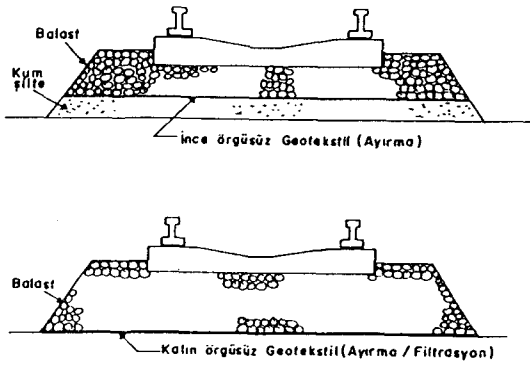


Şekil 2.11 Kaplamasız yollarda geotekstil uygulaması.

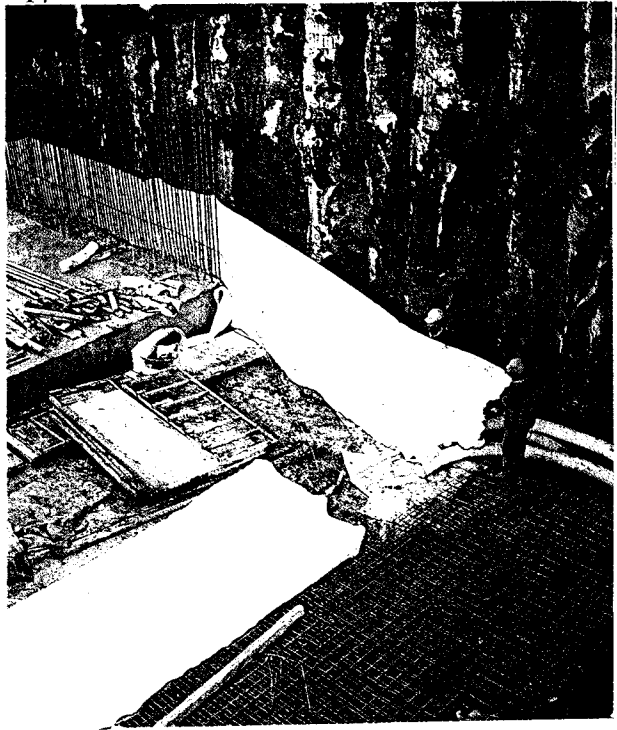
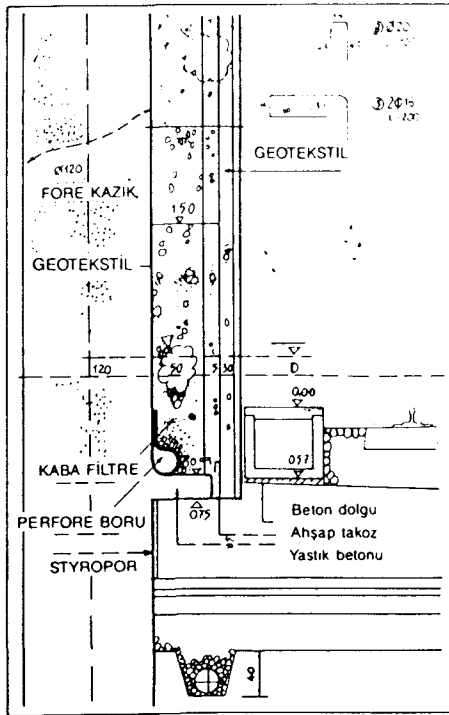


UÇUŞ PİSTİ GENİŞLETME ÖRNEĞİ

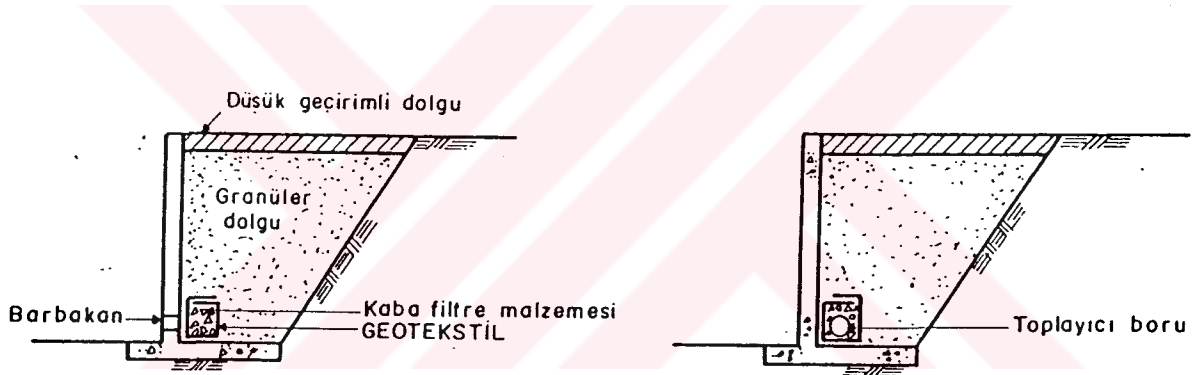
Şekil 2.12 Kaplamalı yol ve uçuş pisti uygulamalarında geotekstilin kullanımı.



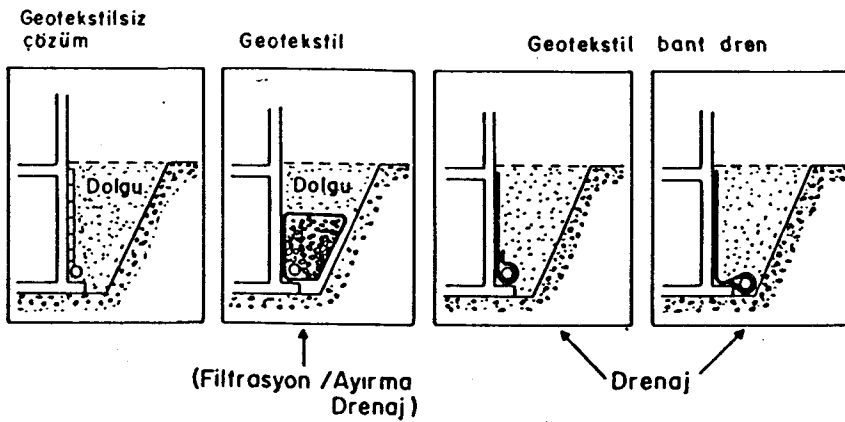
Şekil 2.13 Demiryolu uygulamalarında geotekstilin kullanımı



a) İstanbul metrosu drenaj uygulaması.



b) İstinat duvarları arkası drenaj uygulaması



c) Bina bodrumlarında drenaj uygulaması.

Şekil 2.14 Drenaj uygulamalarında geotekstilin kullanımı.

adlandırılır. Özellikle son yıllarda geniş bir uygulama alanı bulan donatılı zeminler bu tezin temel konusudur. Geotekstil donatılı zemin uygulamalarına ve farklı geotekstil donatılı zemin tiplerine Bölüm 2.2’de ayrıntılı olarak değinilecektir.

Geotekstiller ayrıca nehir, göl ve deniz kıyıları ile yamaçlarda erozyona karşı koruma ve köprü kenar ayaklarında oyulmaya karşı koruma amaçlı olarak kullanılmaktadır.(Şekil 2.15)

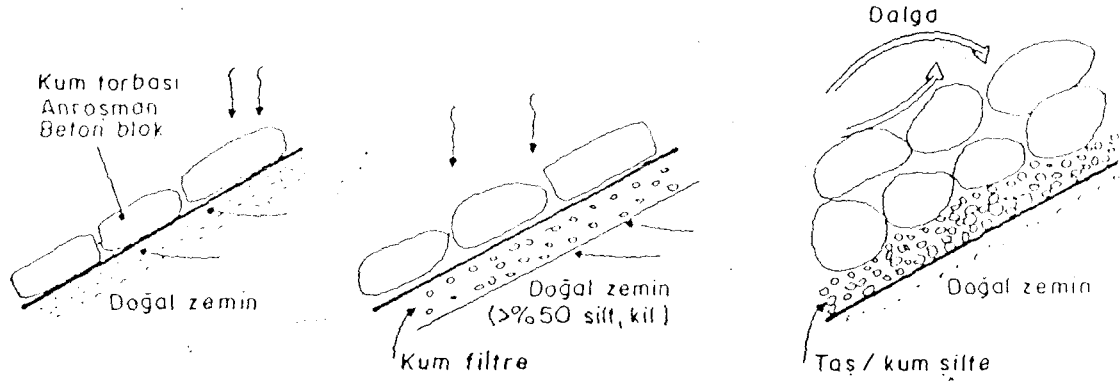
2.1.2 Geogridler

Geogrid, geoteknik mühendisliği alanında kullanılan ve yüzeyi net şeklinde gözenekli olan sentetik ürünlere verilen genel addır. Bu tür polimer malzemeler geoteknik mühendisliği uygulamalarında 35 yılı aşkın bir süredir kullanılmaktadır. Geogridlerin ham maddesini oluşturan başlıca polimetrik malzemeler polipropilen ve yüksek yoğunluklu polietilendir.

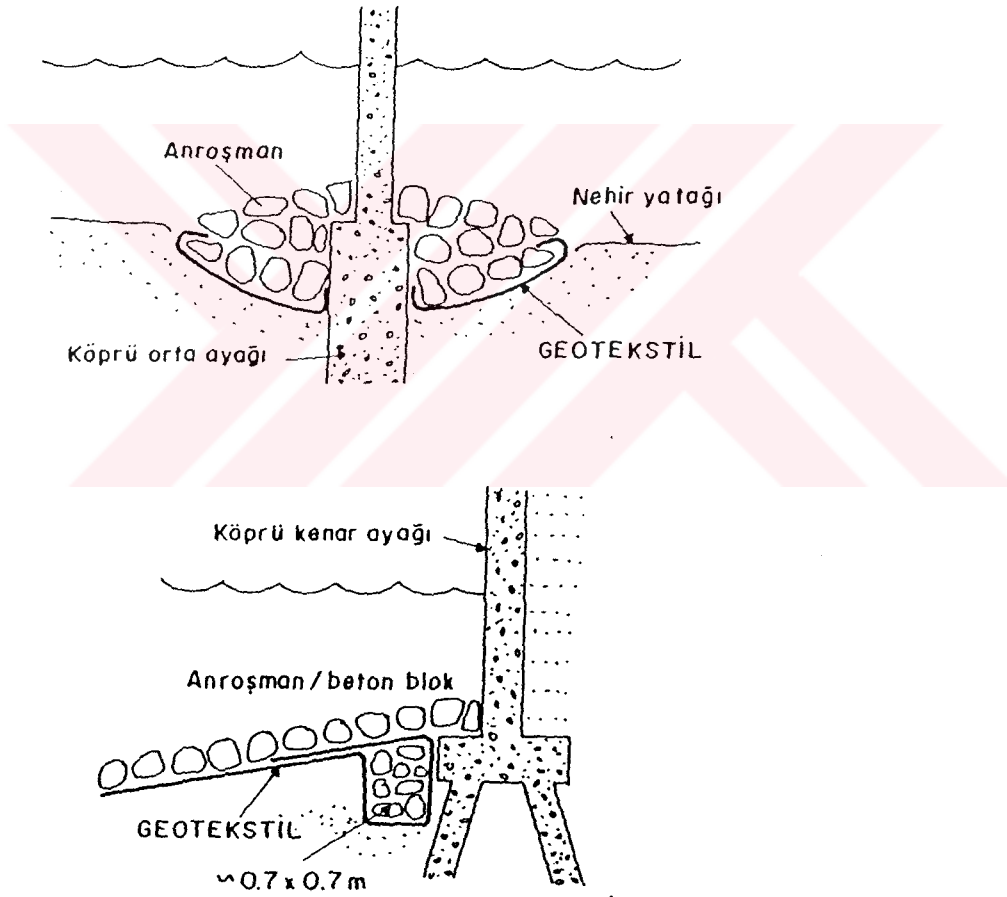
Üretimin ilk aşamasında yaprak formunda olan malzeme üzerinde ilk olarak delikler açılır ve daha sonra bir veya iki yönde germe işlemi yapılır. Germe işlevi belirli bir sıcaklıkta ve kontrollü olarak gerçekleştirilir. Malzemenin kopmamasına ve moleküllerin izotropik olarak yayılmasına özen gösterilir. Üretimin germe hızının doğru ayarlanması çok önemlidir. Germe işlemi sonucunda dayanımda ve elastisite modülünde bir artış gözlenirken akmaya karşı hassasiyet azalmaktadır (Koerner, 1986). Geogridlerin başlıca kullanım alanları şunlardır:

- Donatılı şevler
- Donatılı istinat yapıları
- Toprak kayması kontrolü
- Donatılı dolgular ve yol dolguları
- Toprak dolgu barajlar
- Yol, demiryolu ve hava limanı temelleri
- Kaplamasız yollar
- Drenaj uygulamaları

Geogridler bu uygulamalarda genellikle ayırma, donatı ve drenaj işlevlerini yerine getirirler. Zemin danelerinin geogridlerin boşluklarına girmesi ile zemin ve geogrid arasında sıkı bir bağ oluşmaktadır. Geogridler yüksek çekme dayanımına sahip malzemeler olmaları ve zeminle iyi bir bağ oluşturmaları nedeniyle donatılı zemin uygulamalarında oldukça sık kullanılmaktadırlar. Günümüzde farklı uygulamalar için çok farklı tipte geliştirilmiş geogrid tipleri bulunmaktadır.(Şekil 2.16)



Şev ve ya kıyı korumasında geotekstil uygulamaları



(Filtrasyon / Ayırma
Drenaj)

Köprü kenar ayaklarında oyulma korumasında geotekstil uygulamaları

Şekil 2.15 Geotekstillerin koruma amaçlı kullanımı



Şekil 2.16 Geogrid donatılı yol uygulaması

Geogridlerde de geotekstillerde olduğu gibi uygun geogrid tipinin belirlenmesi için üretici firmaların geogridin genel ve mühendislik özelliklerini tanımlaması gerekmektedir. Bu özelliklerin belirlenmesinde geotekstillere için kullanılan deney yöntemleri geogridler içinde kullanılmaktadır.

2.1.3 Geomembranlar

Önceleri paketleme işlerinde kullanılan geomembranlar 1930'lu yılların sonuna doğru geoteknik mühendisliği uygulamalarında da kullanılmaya başlanmıştır. Geomembranlar geotekstillere ve zemine oranla çok daha az geçirimli olduklarından, su tutucu bariyer olarak veya zararlı sıvıların zemin suyuna karışmasını önlemek amacıyla kullanılmaktadırlar.

Amerikan standartlarında (American Society of Testing and Materials-ASTM) geomembran şu şekilde tanımlanmaktadır: Geomembran; Geoteknik mühendisliği ile ilgili insan yapısı bir proje, yapı ve sistemde sıvı akımını kontrol altına alabilecek kadar düşük geçirgenlikte asfalt, polimer ve bunların karışımından mamül edilen sürekli membran tipi kaplama ve izole bariyer.

Geomembranların büyük bir kısmı polimer esaslı termoplastik malzemelerdir ve fabrikalarda çeşitli üretim aşamalarından geçtikten sonra uygulamaya hazır olarak pazarlanmaktadır. Bazıları ise uygulama sahasında geotekstillere bitüm emdirilerek yerinde üretilmektedirler. Hazır ve yerinde üretilen geomembranların özellikleri büyük oranda birbirinden farklıdır. Geomembranların başlıca kullanım alanları şunlardır:

- Su toplama haznelerinde
- Su taşıma kanalları altında
- Atık depolama sahaları altında
- Esnek kalıp oluşturulmasında
- Şişme yapıların oluşturulmasında
- Asfalt yol kaplamaları altında

Su toplama haznelerinde ve su taşıma kanallarında geomembranlar toplanan ve taşınan suyun sızarak azalmasını önlemek amacıyla kullanılmaktadır. Atık depolama sahaları v.b. uygulamalarda ise geomembranlar zararlı sıvıların ve radyoaktif maddelerin yeraltına sızarak yer altı suyunu kirletmesine engel olmak amacıyla kullanılmaktadır. Mevcut yapıların tamirinde, sahil koruma yapılarında ve klasik kalıpların kullanılmasının zor olduğu benzeri uygulamalarda ise geomembranlar esnek kalıp olarak kullanılmaktadır. Hızlı imalatın

istendiği geçici Şişme yapıların oluşturulmasında ise geomembranlar doğrudan inşaat malzemesi olarak kullanılmaktadır. Asfalt yol kaplamaları altında ise geomembranlar kapiler yükselme etkisi ile ykselebilecek zemin suyunun yola zarar vermemesi amacıyla su tutucu bariyer olarak kullanılmaktadır.(Şekil 2.17)

2.1.2 Geokompozitler

Geokompozitler, geotekstil ile geogridin, geogrid ile geomembranın, geotekstil, geogrid ve geomembranın veya bu malzemelerden herhangi birinin başka bir malzeme ile kombinasyonundan oluşan kompozit malzemeye verilen genel isimdir.

Genellikle geokompozitler birbirinin tamamlayıcısı olan ve uyumlu çalıŐabilen iki veya daha fazla farklı malzemenin birleşiminden oluŐtuklarından kullanılacağı yer ve kullanım amacına uygun oldukça iyi özelliklere sahiptirler. Örneğin geogrid ile geotekstilin birleşiminden oluşan bir geokompozitte geotekstilin ayırma ve filtrasyon özellikleri deđiŐmemekle birlikte çekmeye karşı olan dayanım b yk b oranda artmaktadır. Geotekstil ile geomembranın birleşiminden oluşan bir geokompozitte ise geotekstil geomembranı delinme ve yırtılma gibi fiziksel etkilere karşı korumaktadır. Geokompozitlerin başlıca kullanım alanları Şunlardır:

- Yatay ve d uŐey dren uygulamalarında
- Donatılı istinat duvarlarında
- Donatılı Şev teşkilinde
- Barajlarda ve su kanallarında
- Yol ve hava limanı uygulamalarında

Bu uygulama alanlarında geokompozitler ayırma, filtrasyon, donatı ve drenaj iŐlevlerinden birini veya birkaçını yerine getirmektedir. Geokompozitler oldukça olumlu özelliklere sahip olmalarına rağmen üretim zor ve pahalı olması nedeniyle diğer geosentetik t rlerine oranla daha pahalıdırlar. Pahalı olmalarına rağmen geokompozitlerin geoteknik m uhendisliği uygulamalarında kullanımı g n geçtikçe daha yaygın hale gelmektedir.

2.2 Donatılı Zeminler

Zemin uygun yoğunluk ve su muhtevasında, belirli bir limit değere kadar basınç ve kayma gerilmesine karşı koyabilen doğal inşaat malzemesidir. Ancak zeminlerin çekme gerilmelerine karşı mukavemeti çok d uŐkt r. Bu nedenle betonarmede beton içerisine yerleştirilen elik donatıya benzer Şekilde zemin içerisine de çekme gerilmelerine karşı



Geomembranların geotekstiller ile birlikte kullanıldığı uygulama örneği.



Şev korumasında geomembran uygulaması örneği

Şekil 2.17 Geomembran uygulama örnekleri.

dayanımı sağlayacak donatı malzemesinin yerleştirilmesi düşünülmüştür. Genel olarak zemin içerisine çekme dayanımı yüksek olan bir malzemenin yerleştirilmesiyle elde edilen kompozit yapıya donatılı zemin adı verilmektedir.

Zemin içerisine donatı olarak yerleştirilen malzemenin ara yüzey özelliklerinin, geometrisinin ve adheransının zemin ile uyumlu olması gerekmektedir. Aksi halde zemin ile donatı elemanı arasında gerilme aktarımı gerçekleşmez. Donatılı zemin uygulamalarının ilk örneklerinde zemin içerisine donatı malzemesi olarak ağaç dalları, bambu v.b. ahşap malzemeler yerleştirilmiştir. Daha sonraları ise bu malzemeler yerine şeritler halinde metal çubuklar kullanılmaya başlanmıştır. Ancak donatılı zemin alanındaki esas gelişme geotekstillerin donatı malzemesi olarak kullanılmaya başlamasıyla gerçekleşmiştir. (Şekil 2.18)

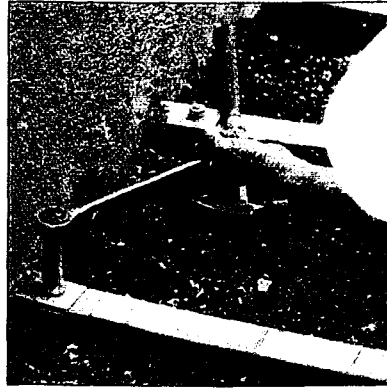
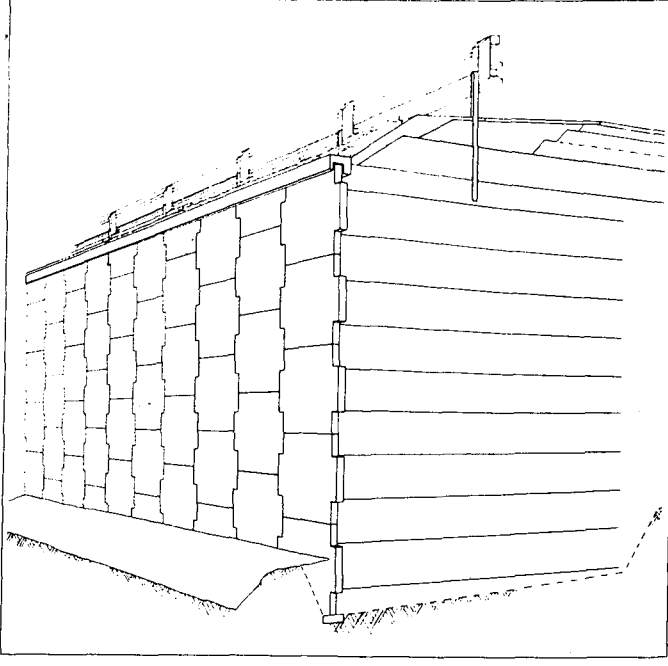
Donatılı zemin uygulamalarının klasik inşaat yöntemlerine oranla sağladığı başlıca avantajlar şunlardır:

- Daha esnek yapıda olmaları nedeniyle sıkışma potansiyeli yüksek yumuşak zeminler ve göçmeye karşı hassas zeminler ile şevler üzerine doğrudan inşaat yapma olanağı sağlar.
- Meydana gelen kompozit yapının statik ve dinamik yüklere karşı dayanımı donatısız zemine oranla daha yüksektir.
- Donatı malzemesinin yerleştirilmesinin kolay olması nedeniyle inşaat kolaylığı sağlar.
- Daha estetik yapıların yapımına olanak sağlar.
- Malzeme ve zamandan tasarruf sağlayarak daha ekonomik yapıların yapılmasına olanak sağlar.

İşte tüm bu ekonomik, teknik ve estetik avantajlar sayesinde donatılı zemin uygulamaları geoteknik mühendisliği alanında kısa sürede yaygınlaşmıştır. Günümüzde geoteknik mühendisliği alanındaki pek çok uygulamada donatılı zemin örneklerine rastlamak mümkündür. Ülkemizde de önceleri daha çok Türkiye'deki yabancı müteahhit firmaların projelerinde kullanılan bu yöntem, son yıllarda Türk müteahhit ve mühendislerinin de sıkça başvurduğu bir yöntem haline gelmiştir.

2.2.1 Uygulama Alanları

İnşaat mühendisliği alanında donatılı zemin uygulamalarında özellikle son 30 yılda önemli bir artış meydana gelmiştir. Kolay, hızlı ve ekonomik çözümler üretilmesine imkan sağlamasının yanında zaman içerisinde bu yöntemle inşa edilen yapıların sergilediği başarılı performans bu yönetime duyulan güveni artırmıştır. Bu etkenlerin yanı sıra farklı donatı malzemelerinin



Şekil 2.18 Donatılı zemin uygulamaları.

üretilmesi ve yeni uygulama tekniklerinin geliştirilmesi donatılı zeminlerin uygulama alanlarının da genişlemesine neden olmuştur. Günümüzde pek çok farklı alanda donatılı zemin uygulamalarına rastlamak mümkündür. Donatılı zeminlerin başlıca uygulama alanları şunlardır:

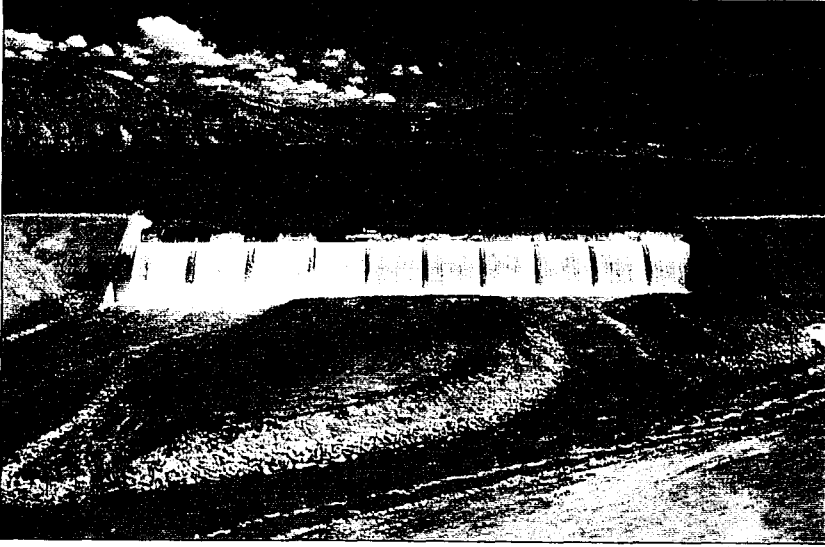
- Donatılı yol dolguları
- Donatılı istinat yapıları
- Donatılı şevler
- Köprü kenar ayakları

Bu genel ve yaygın uygulama alanlarının yanı sıra bazı özel uygulamalarda da donatılı zemin yöntemi kullanılmaktadır. Örneğin kıyı mühendisliğinde rıhtım, kanal ve dalgakıran inşaatlarında, baraj inşaatlarında, demiryolu inşaatlarında ve endüstriyel siloların inşaatlarında da donatılı zemin uygulamalarına sıkça yer verilmektedir.(Şekil 2.19). Temel zeminleri altında donatılı zemin uygulamasına gidilmesi oldukça yeni bir yöntemdir ve bu konudaki araştırmalar hızla devam etmektedir.

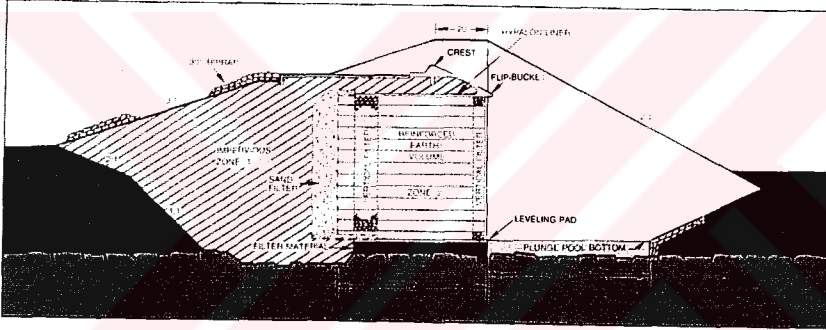
2.2.1.1 Donatılı Yol Dolguları

Donatılı zemin yönteminin en sık kullanıldığı uygulamalar otoyol dolgularıdır. Yol dolgularında donatı kullanılarak dik dolgu şevleri oluşturulabilmektedir ve böylece yeni bir yol inşaatı için ihtiyaç duyulan alan önemli miktarda azalmaktadır. Özellikle şehir içlerindeki mevcut yolların genişletilmesinde inşaat için gerekli alanın dar olması nedeniyle dik şevlerin oluşturulabilmesinin büyük önemi vardır.

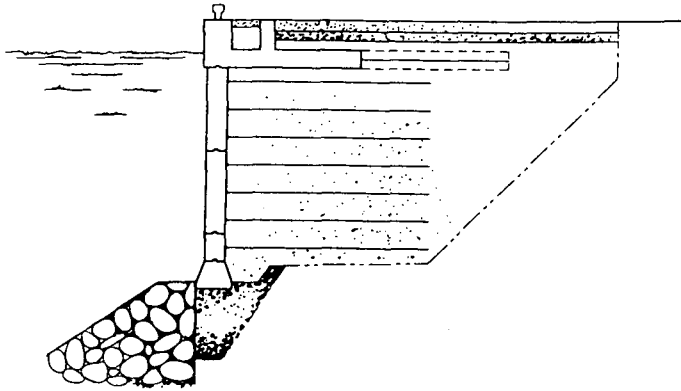
Zemin içerisine yerleştirilen donatı dolgu içerisinde oluşan çekme gerilmelerini kendi üzerine alır. Böylece yüksek çekme dayanımına ve sürtünme katsayısına sahip donatı malzemeleri kullanılarak dolgunun çekmeye karşı olan direnci artırılırken dolgu üzerine etkiyen yerel yüklerin de homojen bir şekilde temel zeminine iletilmesi sağlanır. Özellikle geotekstil gibi zeminin davranışına kolay uyum sağlayabilen donatı malzemeleri kullanılması dolguda çatlakların ve tekrarlı yük etkileri altında oluşabilecek oturmaların oluşmasını önemli ölçüde azaltmaktadır. Bu tür uygulamalarda geotekstiller ayrıca donatı görevinin yanı sıra farklı tabakalar arasında seperasyonu sağlayarak farklı özelliklerdeki temel zemini ile dolgu zeminin karışmasını da önlemektedir. (Şekil 2.20)



United States

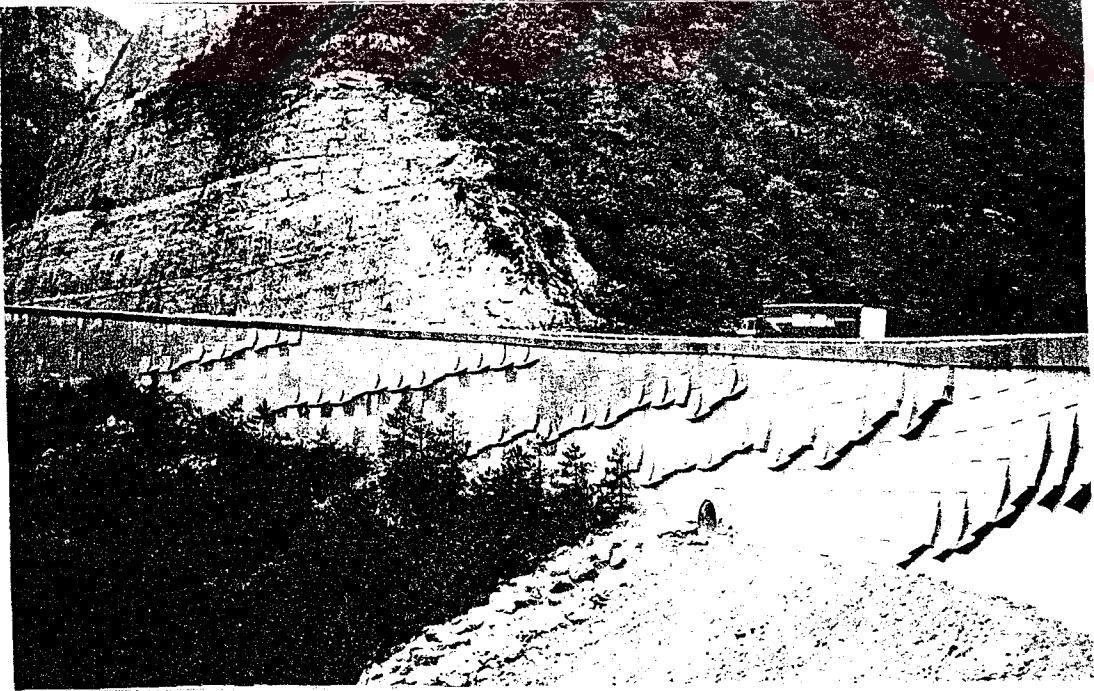
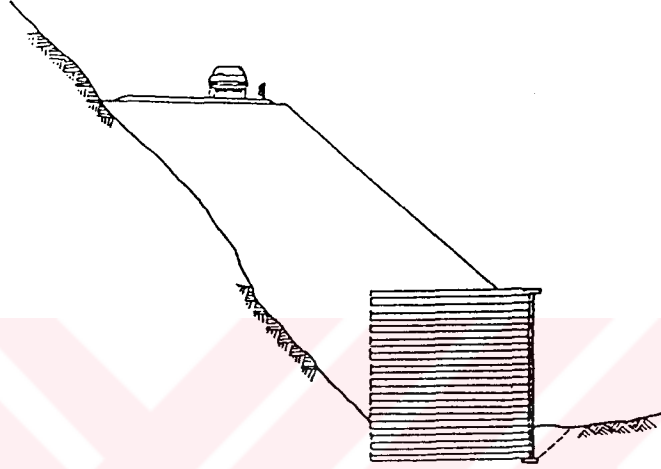
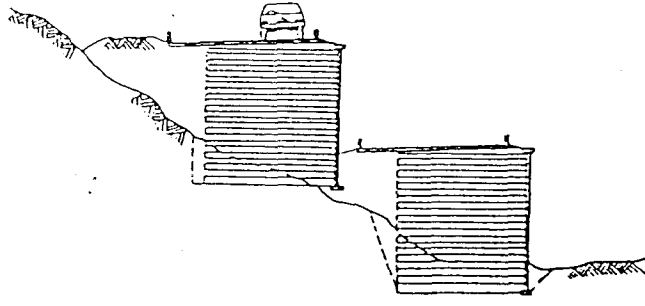


Geotekstil donatılı baraj uygulaması.



Deniz kıyısı donatılı zemin duvarı uygulaması.

Şekil 2.19 Baraj ve deniz kıyısı duvar inşaatında donatılı zemin uygulaması.



Şekil 2.20 Yol dolgularında donatılı zemin uygulamaları

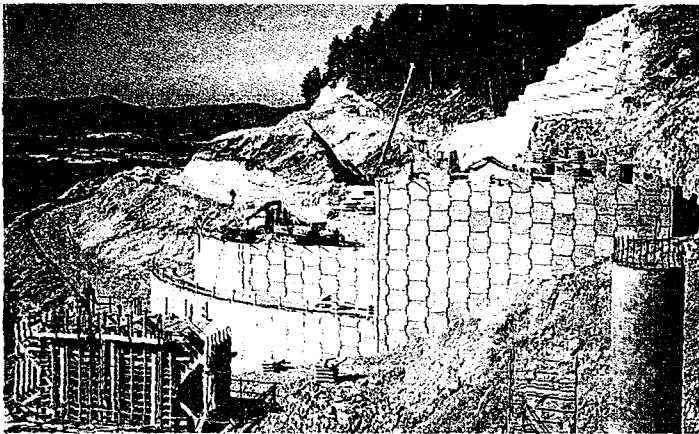
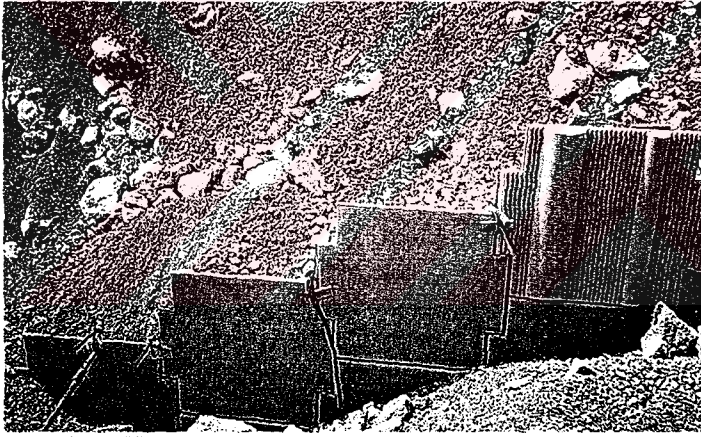
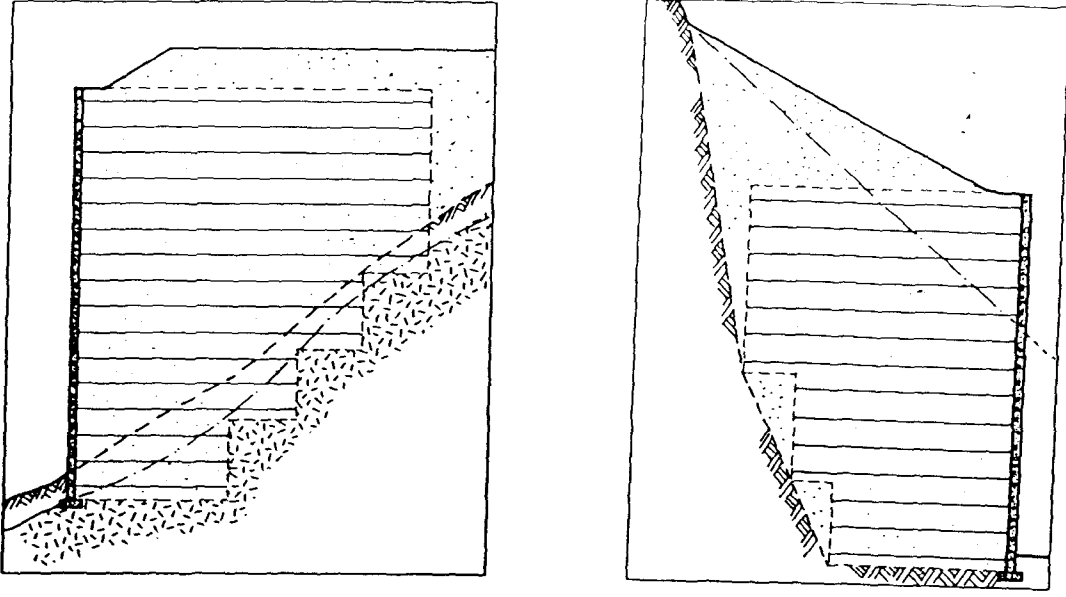
2.2.1.2 Donatılı İstinat Yapıları

İstinat yapıları, 1960'lı yılların sonlarına kadar genellikle ağırlık ve konsol istinat yapıları olmak üzere iki tipte inşa ediliyordu. Taş ve betonarme malzemeler kullanılarak inşa edilen bu geleneksel istinat yapıları, ağırlıkları ile yanal toprak itkilerine karşı koyarlar. Ancak Henri Vidal'ın Fransa'da geliştirdiği donatılı zemin fikri istinat yapıları uygulamalarında bir devrim yaratmış ve bu alanda mevcut uygulama tekniklerinden çok farklı bir yöntemin gelişmesini sağlamıştır.

Henri Vidal'ın gerçekleştirdiği ilk donatılı istinat duvarı uygulamasında donatı malzemesi olarak metal çubuklar kullanmıştır. Bu uygulamada duvar yüzeyine yerleştirilen metal kaplama panelleri arkada zemin içerisine yerleştirilen metal çubuklara tutturulmuştur. Zemin bir yandan metal kaplama panelleri üzerinde yanal toprak basınçları oluştururken diğer yandan da metal çubuklarla zemin arasında oluşan sürtünme kuvveti sayesinde panellerin tutturulmuş olduğu çubuklarla birlikte çalışarak oluşan bu itkilere karşı koymaktadır.(Şekil 2.21)

Metal çubukların yerine geotekstil ve geogrid gibi sentetik malzemelerin donatı malzemesi olarak kullanılmasıyla daha etkin çözümler elde edilmeye başlanmıştır. Geosentetikler metal çubuklara oranla zeminle daha uyumlu bir davranış sergilemelerinden dolayı ve çekme gerilmelerini mobilize olabilmesi için çok daha az deformasyona ihtiyaç olması nedeniyle zeminde donatı malzemesi olarak daha kullanışlıdır. Ayrıca uzun süreli performans açısından metal çubuklar için paslanma sorun yaratırken, geotekstiller için biyolojik çürümene bir sorun olmamaktadır.

Donatılı olarak inşa edilen istinat yapıları geleneksel istinat yapılarına oranla pek çok avantajlar sağlamaktadır. Bu tür yapılar ağırlık ve konsol istinat yapılarına oranla çok daha esnek bir yapıya sahiptirler. Temel teşkiline gerek kalmadan doğrudan mevcut zemin üzerine inşa edilebilmeleri nedeniyle göçmeye karşı hassas, yumuşak zeminler üzerine inşaat olanağı sağlamaktadırlar. Yüksek istinat yapılarında ihtiyaç duyulan büyük duvar kesitlerini ortadan kaldırarak bunların yerine prekast kaplamaların kullanılmasına olanak sağlamaktadırlar. Böylece hem daha süratli inşaat imkanı sağlanmakta hem de kullanılan prekast kaplamalar sayesinde daha estetik yapılar yapılabilmektedir. Bu avantajların yanı sıra dünyada bu alanda mühendislik hizmeti veren pek çok firmanın kurulması uygulamaların yaygın hale gelmesinde etkili olmuştur.



Şekil 2.21 Donatılı istinat duvarı uygulamaları.

2.2.1.3 Donatılı Şevler

Son yıllarda göçmeye karşı hassas şevlerin stabilizasyonunda ve dik şevlerin teşkilinde donatılı zemin uygulamalarına sıkça rastlamak mümkündür (Şekil 2.22). Şev yüksekliğine ve açısına oranla zeminin kayma mukavemetinin düşük olduğu şevler göçmeye karşı hassas şevlerdir. Özellikle zeminin göreceli sıkılığının düşük olduğu granüler zeminlerde ve su muhtevası yüksek kohezyonlu zeminlerde bu tür sorunlarla karşılaşmaktadır.

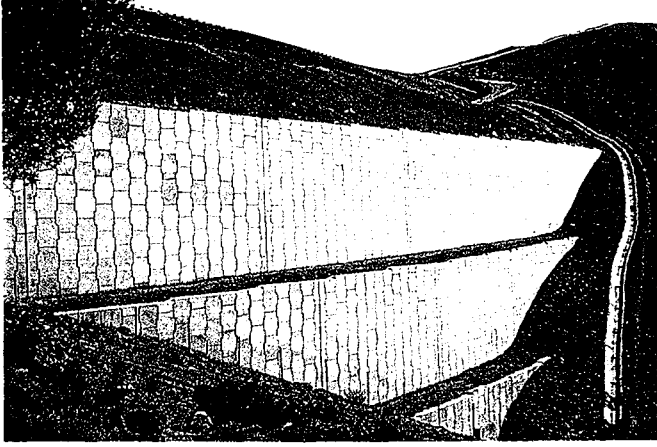
Geosentetiklerle veya metal çubuklarla donatılı şev teşkilinde şev boyunca zemin içerisine belirli aralıklarla donatı malzemesi yerleştirilmektedir. Yerleştirilen donatı malzemesi kayma yüzeyi boyunca yer alarak şevin göçmeye karşı stabilitesini artırmaktadır. Donatı malzemesinin kayma kaması gerisinde kalan kısmı bir nevi ankraj görevi görmektedir. Özellikle geogrid ve benzeri sentetik malzemeler zemin ile sıkı bir bağ oluşturmaları nedeni ile bu tür uygulamalar açısından çok kullanışlıdır.

Yapılan çalışmalarda donatılı şevlerde meydana gelen oturmaların donatısız şevlere oranla daha az olduğu gözlemlenmiştir. Böylece donatı kullanılarak stabilite artışı sağlanmasının yanı sıra zamanla şev üzerinde oturmalar meydana gelebilecek çukurların ve çatlakların oluşması da önlenmiş olmaktadır. Günümüzde gerek mevcut şevlerin göçmesini önlemede, gerekse yeni oluşturulacak dik şevlerin teşkilinde donatılı zemin uygulamalarına gidilerek daha ekonomik ve hızlı çözümler elde edilmektedir (Koerner, 1986).

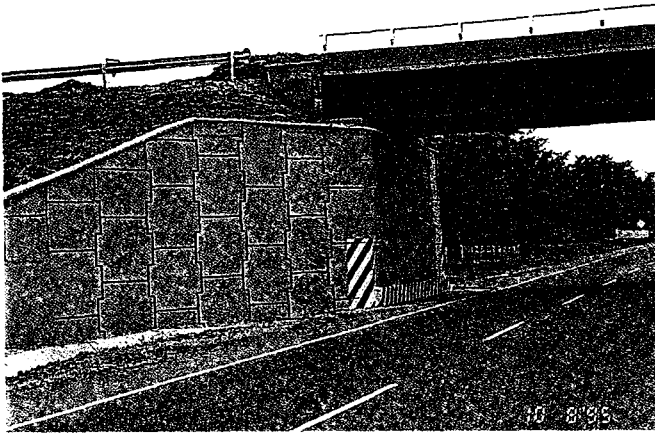
2.2.1.4 Köprü Kenar Ayakları

Otoyol ve demiryolu köprülerinin kenar ayakları donatılı zemin uygulamalarının yaygın olarak görüldüğü yerlerdir (Şekil 2.23). Köprü kenar ayaklarının genellikle yüksek olmaları nedeniyle bu tür yapılarda ayak duvarlarına gelen yanal yükler oldukça yüksektir. Gerek devrilmeye karşı stabiliteyi artırmak açısından, gerekse de kalın duvar kesitlerine ihtiyaç duyulmaması açısından bu yanal yüklerin azaltılması için duvar arkası dolgularında donatılı zemin uygulamasına gidilmektedir. Ayrıca donatılı zemin uygulaması sayesinde temel zeminine yüklerin homojen dağılımı sağlanmakta ve köprü yaklaşım dolgularındaki oturmalar azalmaktadır.

Köprü kenar ayaklarında donatılı zemin uygulamalarına gidilmesinin sağladığı bir diğer avantaj ise yan kanat duvarlarının prekast elemanlar kullanılarak inşa edilebilmesidir. Böylece donatılı istinat duvarlarında olduğu gibi yaklaşım dolgularında ve kanat duvarlarında yüzey kaplaması olarak prefabrike kaplama malzemeleri kullanılarak daha hızlı ve estetik



Şekil 2.22 İzmir-Çeşme Otoyolu donatılı şev uygulaması,1991



Şekil 2.23 Köprü kenar ayaklarında donatılı zemin uygulamaları.

özümler elde edilebilmektedir. Ayrıca dik Şevlerin oluŐturulabilmesi dolgu hacmini ve yol için ihtiyaç duyulan alanı önemli miktarda azaltmaktadır.



3. LİTERATÜR TARAMASI

Bu bölümde geotekstil donatılı yapılarla ilgili literatürde yer alan çalışmalardan bazılarına yer verilmiştir. İlk olarak oluşturulan laboratuvar modelleri üzerinde gerçekleştirilen deneysel çalışmalar incelenmiştir. Daha sonra ise arazide gerçek ölçekteki yapıların performansını incelemek amacıyla gerçekleştirilen test dolgularına ve gerçek yapılardan elde edilen ölçümlere yer verilmiştir. Bu bölümde son olarak geotekstil donatılı yapıların tasarımında kullanılan statik ve dinamik analiz yöntemleri değinilmiştir.

3.1 Laboratuvar Modelleri

Laboratuvar da genellikle geotekstil donatılı yapıların performansını incelemek amacıyla santrifüj deneyleri ve küçük ölçekli laboratuvar model deneyleri yapılmaktadır.

3.1.1 Santrifüj Deneyleri

Santrifüj deneylerinde gerçek yapıların belirli bir ölçekte küçültülmüş modelleri üzerinde çalışılmaktadır. Deneylerde küçük ölçekteki modellere santrifüj aleti yardımı ile ivme uygulanarak zemin içerisindeki gerilmeler gerçek yapıdaki gerilme oranlarına uygun hale getirilmekte ve böylece zemin özelliklerinin de gerçeğe uygun hale gelmesi sağlanmaktadır.

Santrifüj deneylerinde doğru sonuçlar elde edebilmek için gerçek yapı ile deney modelinin uyumlu olması gerekmektedir. Bu nedenle gerçek yapıdan N kez daha küçük olarak hazırlanan bir santrifüj deney modelinde gerçek yapı ile benzer zemin gerilmeleri elde etmek için yerçekimi ivmesi g 'nin N katı kadar ivme uygulanması gerekmektedir. Her ne kadar santrifüj deneylerinde gerçek yapıdaki zemin gerilmelerine uyumlu zemin gerilmeleri elde edilebiliyorsa da yine de yapının gerçekteki davranışı ile santrifüj modeli davranışı arasında farklılıklar olduğu bilinmektedir. Zeminin homojen olmayan anizotrop bir yapıya sahip olması bu farklılıkların ortaya çıkmasındaki en önemli faktörlerden birisidir. Gerçek yapı ile model davranışı arasında farklılıklar olmasının diğer nedenleri ise deneylerde, deney kutusu duvarları ile dolgu zemini arasında arazideki gerçek yapıdan farklı olarak sürtünmeler oluşması ve dane boyutu gibi bazı ölçek sorunlarından kaynaklanan farklılıklar oluşmasıdır. Ayrıca santrifüj aleti yardımı ile deneyde uygulanan ivme ile gerçekte tabaka tabaka oluşmuş olan doğal zeminde meydana gelen gerilmeler arasında da farklılıklar bulunmaktadır.

3.1.1.1 Statik Santrifüj Deneyleri

Bilindiği gibi geotekstil donatılı şevlerin tasarımında genellikle limit denge denklemlerinden faydalanılmaktadır. Limit denge denklemlerinde kritik bir yüzey boyunca göçme meydana geldiği kabul edilmektedir ve limit denge denklemlerinin doğruluğu bu göçme yüzeyinin doğru olarak belirlenmiş olmasına bağlıdır. Bu nedenle limit denge denklemlerinden elde edilen göçme yüzeylerinin deneysel olarak doğrulanması önem kazanmaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi analizlerinde ise, hem analizde kullanılacak parametrelerin seçiminde, hem de elde edilen sonuçların doğruluğunun belirlenmesinde deneysel verilere ihtiyaç duyulmaktadır. Bu nedenle limit denge denklemleri analizleri veya sonlu elemanlar analizleri ile santrifüj deneyi sonuçlarının birlikte değerlendirilmesi geotekstil donatılı şevlerin performansını incelemek açısından oldukça uygun olmaktadır.

3.1.1.1.1 Zornberg'in Çalışması (1998)

Zornberg (1998) geotekstil donatılı zeminlerin göçme anındaki performansını ve göçme mekanizmasının oluşumunu incelemek amacıyla bir seri santrifüj deneyi gerçekleştirmiştir. Çalışmada geotekstil donatı aralığı, geotekstil çekme dayanımı ve dolgu malzemesi kayma mukavemeti gibi limit denge denklemlerinde göz önünde bulundurulan parametreler değiştirilerek bu değişikliklerin yapının performansına ve göçme mekanizmasının oluşumuna olan etkisi araştırılmıştır. Yapılacak gerçek ölçekteki bir yapı ile santrifüj modeli arasında benzer güvenlik sayılarının elde edilebilmesi için moment denge denklemlerine dayalı karşılaştırmalar yapılmıştır. Yapılan karşılaştırmalar sonucunda güvenlik sayılarının benzer olabilmesi için gerçek yapıdan N kez daha küçük ölçekteki bir santrifüj modelinde uygulanacak ivmenin yerçekimi ivmesi g'nin N katı kadar olması gerektiği ve ayrıca donatı malzemesi olarak kullanılacak geotekstilin çekme dayanımının da gerçek modeldeki geotekstilin çekme dayanımından N kez daha küçük olması gerektiği anlaşılmıştır. Tüm modeller aynı şev eğimine sahip olacak şekilde hazırlanmıştır (1H:2V). Deneyde şev yüzeyine düşey deformasyonları ölçen transdüörler yerleştirilmiştir. Göçme anı şev yüzeyinde ani bir oturmanın gerçekleştiği an olarak tanımlanmaktadır.

Deneylerde göçme yüzeyi, limit denge denklemlerinde yapılan kabuldeki gibi şev topuğundan geçen ve rahatlıkla görülebilen bir kayma yüzeyi olarak tanımlanmıştır. Ancak yapılan deneyler sonucunda göçmenin pek çok tasarım yönteminde yapılan kabulün aksine şev topuğundan değil şevin orta kısmından başladığı görülmüştür.

Farklı geotekstil aralığı, farklı geotekstil çekme dayanımı ve farklı kayma mukavemetine sahip kum dolgu malzemeleri kullanılarak yapılan deneylerde kritik göçme yüzeyinin birbirine yakın olduğu görülmüştür (Şekil 3.1). Santrifüj deneyleri esnasında şev üzerinde meydana gelen oturmaların dolgu malzemesi özelliğine bağlı olarak değişiklik gösterdiği ve geotekstil çekme dayanımı ile geotekstil aralığı değişiminden etkilenmediği anlaşılmıştır (Şekil 3.2).

Göçme yüzeyi ile kesişen geotekstil bindirme kısımlarının stabiliteyi önemli oranda etkilediği görülmüştür. Bu kısımlarda sıyrılmanın olmaması ve göçme yüzeyi ile kesişen kısımlarda kopmanın gerçekleşmiş olması bu durumun açık göstergesi olarak kabul edilmiştir.

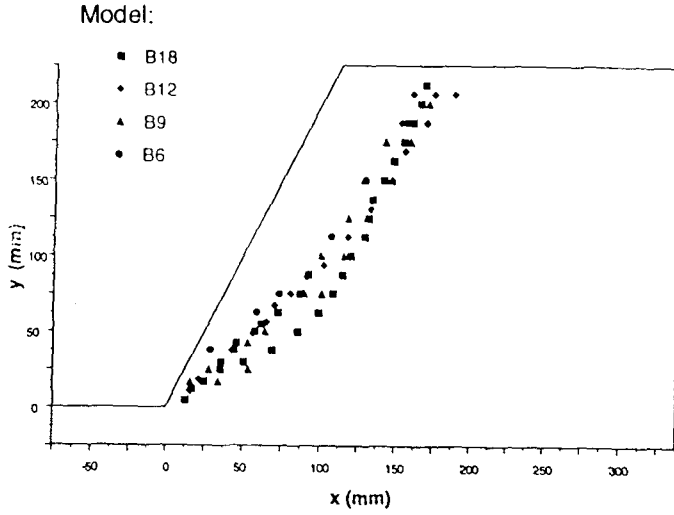
Kritik durum sürtünme açısı aynı ancak pik sürtünme açısı farklı olan dolgu malzemeleri kullanılarak gerçekleştirilen benzer deneyler sonucunda donatılı zeminlerde şev stabilitesinin pik kayma mukavemeti değerine bağlı olarak değiştiği görülmüştür.

Model şevlerde gözlemlenen göçme mekanizmasına bağlı olarak geotekstil donatılı zeminlerin tasarımında geotekstil donatıya etkiyecek kuvvetlerin derinlikle değişimi için yeni bir dağılım önerilmiştir. Genellikle limit denge denklemlerinde yapılan kabullerde, yükün derinlikle lineer olarak arttığı ve en büyük kuvvetin en alttaki donatıya etki ettiği, üçgen yük dağılımı kullanılmaktadır. Bu çalışmada bu üçgen yük dağılımından farklı olarak şev eğimine bağlı olarak değişen farklı bir yük dağılımı önerilmektedir. Ancak bu önermenin doğrulanabilmesi için daha ayrıntılı bir çalışmaya ihtiyaç olduğu da belirtilmektedir.

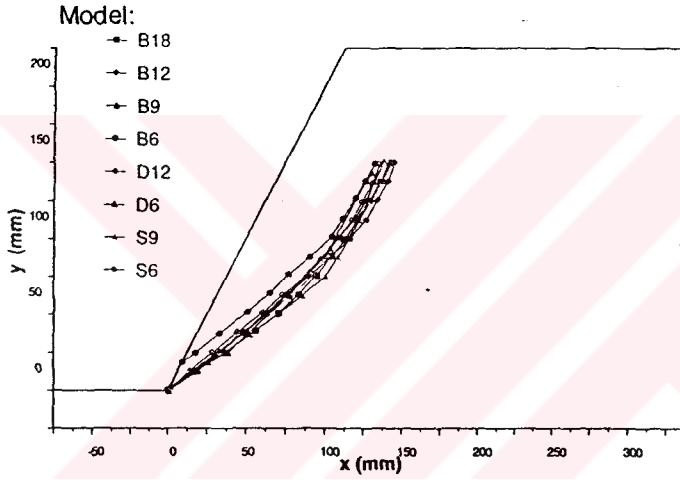
Sonuç olarak santrifüj deneylerinin geotekstil donatılı şevlerin stabilitesini için uygun bir yöntem olduğu ve yapıların gerçekçi yükler altındaki performansının incelenmesi açısından da santrifüj deneylerinin oldukça faydalı olabileceği belirtilmektedir.

3.1.1.1.2 Porbaha ve Goodings'in Çalışması (1996)

Porbaha ve Goodings (1996) çalışmalarında dolgu malzemesi olarak kohezyonlu zeminlerin kullanıldığı dik ve az eğimli (1H:6V veya $\beta=80.5^\circ$) şevler üzerinde santrifüj deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Rijit ve yumuşak zemine oturan 24 ayrı donatılı şev modeli, santrifüj aleti yardımıyla test edilmiştir. Yapılan deneyler sonucunda kohezyonlu zeminlerin donatılı zemin uygulamalarında dolgu malzemesi olarak kullanılabilmesi görülmüştür. Örneğin çalışmada dolgu malzemesi olarak kaolenin ve 8 adet geotekstilin kullanıldığı yumuşak temel zemini üzerine oturan dik bir şevde göçmenin gerçek yapıda yaklaşık olarak 8.2m dolgu yüksekliğine karşılık gelen bir yükseklikte gerçekleştiği bulunmuştur. Şev yüzeyinin eğimli olması dik bir şeve oranla daha yüksek duvarların oluşturulabilmesine olanak sağlamaktadır.

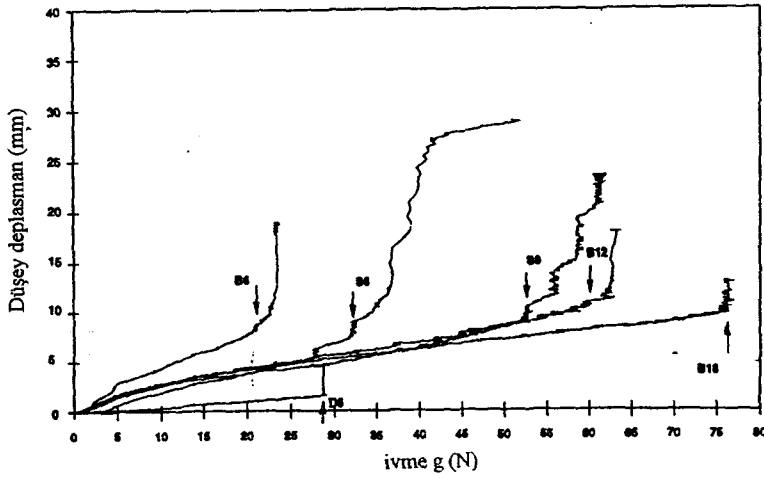


(a) Geostillerin kopma noktaları ile tespit edilen göçme yüzeyleri.



(b) Kamera görüntüleri yardımı ile tespit edilen göçme yüzeyleri.

Şekil 3.1 Kritik göçme yüzeyi eğrileri (Zornberg, 1998)



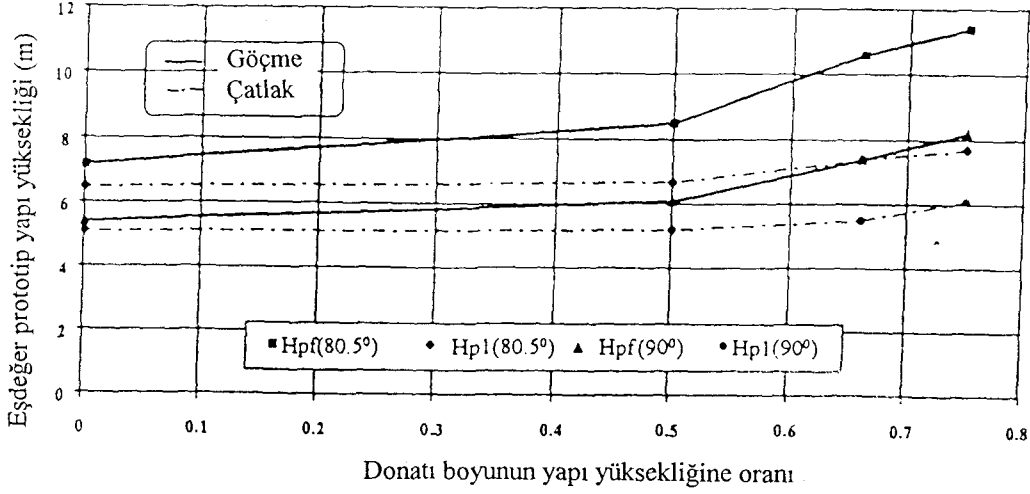
Şekil 3.2 Santrifüj deneyleri esnasında şev yüzeyinde meydana gelen oturmalar (Zornberg, 1998).

Yüzeysel eğimli şevlerde tüm geotekstillerin göçme yüzeyi ile kesişmesine olanak sağlayacak yani geotekstillerin tamamının stabiliteye katkı sağlamasına imkan tanıyacak geotekstil boyunun $L=0.67H$ ve dik şevler için $L=0.75H$ (H: Duvar yüksekliği) olduğu bulunmuştur. Duvar yüzeyinin eğik olması ihtiyaç duyulan geotekstil donatı boyunun önemli miktarda azalmasına imkan tanımakta ve ekonomik açıdan da önemli kazanç sağlamaktadır. (Şekil 3.3)

Rijit ve yumuşak temel zeminleri üzerine oturan benzer şevlerde gerçekleştirilen santrifüj deneyleri sonuçları Tablo 3.1'de verilmiştir. Tablodan da görülebileceği gibi temel zeminin belirli bir miktarda deformasyona uğrayabilen bir zemine oturuyor olmasının, rijit bir temel zeminine oturuyor olmasına oranla, stabilite açısından daha yararlı olduğu görülmüştür.

Çalışmada ayrıca yapılan santrifüj deneylerinin yanı sıra basitleştirilmiş Bishop limit denge denklemleri analizleri, donatılı zeminler için modifiye edilmiş bir bilgisayar programı yardımı ile gerçekleştirilmiştir. Böylece analiz sonuçları ile deney sonuçları karşılaştırılarak limit denge denklemi analizlerinde kullanılacak parametreler belirlenmeye çalışılmıştır. Analizlerde güvenlik sayısını bire en yakın veren parametreler en uygun parametreler olarak kabul edilmiştir. Karşılaştırmalar sonucunda, analizlerde şev geometrisi olarak deforme olmamış şev geometrisi seçilmesi durumunda ve dolgu zemini özellikleri olarak kısmi drenajlı toplam gerilme zemin dayanımı özelliklerinin seçilmesi durumunda en gerçekçi sonuçların elde edilebileceği anlaşılmıştır. Ayrıca geotekstil çekme dayanımının belirlenmesinde ise çekme deneylerinde mesnet açıklığının sifıra yaklaşması durumunda ve çekme kuvvetinin yatay olarak etkidiğinin kabul edilmesi durumunda deney sonuçları ile uyumlu sonuçların elde edilebileceği görülmüştür. Limit denge denklemlerinden elde edilen göçme yüzeyleri ile santrifüj deneylerinden elde edilen göçme yüzeyleri arasında şevin alt kesimlerinde uyum gözlenirken üst kesimlerde farklılıkların olduğu tespit edilmiştir (Şekil 3.4).

Sonuç olarak kohezyonlu dolgu zeminin kullanıldığı dik ve az eğimli şevlerde, şev yüksekliğinin fazla olduğu durumlarda geotekstillerde kopma gerçekleşmese de büyük deformasyonların oluşabileceği görülmüştür. Bu etkiyi azaltmak için şev yüzeyini daha eğimli hale getirilmesi önerilmekte ve böylece göçmeye zorlayan kuvvetlerin göçmeye karşı koyan kuvvetlerle daha iyi dengelenebileceği belirtilmektedir. Şev yüzeyinde deformasyonlar sonucu çekme çatlaklarının olduğu görülmüştür. Oluşan bu çatlaklar belirli bir noktada gerilme yoğunlaşması oluşmasına neden olmaktadır. Bu gerilme yoğunlaşması sonucunda o noktadaki geotekstilde önemli deformasyonlar meydana gelmekte ve geotekstilde akmaya neden olabilmektedir. Ayrıca bu çatlaklardan şev içerisine yüzeysel suların sızabileceğinin de



Şekil 3.3 Kullanılan geotekstil donatı boyu değişimine bağlı olarak çekme çatlaklarının ve göçmenin oluştuğu eşdeğer prototip yapı yüksekliğinin değişimi (Porbaha ve Goodings,1996).

Model numarası	Şev Eğimi	Zemin Cinsi	L_a/H_b Oranı	H_{p1}^c (m)	H_{pf}^d (m)	H_{p1}/H_{pf}
M-34	90°	Sıkı	0	5.2	5.3	0.97
M-45	90°	Sıkı	0	5.0	5.5	0.92
M-14	90°	Çok sıkı	0	5.3	5.3	1.00
M-28	90°	Sıkı	0.75	6.1	8.2	0.74
M-56	90°	Çok sıkı	0.75	5.6	7.3	0.77
M-29	85°(1H:6V)	Sıkı	0	6.5	7.2	0.91
M-31	85°(1H:6V)	Sıkı	0	6.2	7.4	0.84
M-27	85°(1H:6V)	Çok sıkı	0	5.9	6.1	0.98
M-32	85°(1H:6V)	Sıkı	0.75	7.7	11.4	0.63
M-35	85°(1H:6V)	Sıkı	0.75	7.3	11.1	0.63
M-46	85°(1H:6V)	Sıkı	0.75	8.1	11.5	0.63
M-57	85°(1H:6V)	Çok sıkı	0.75	6.9	8.8	0.78

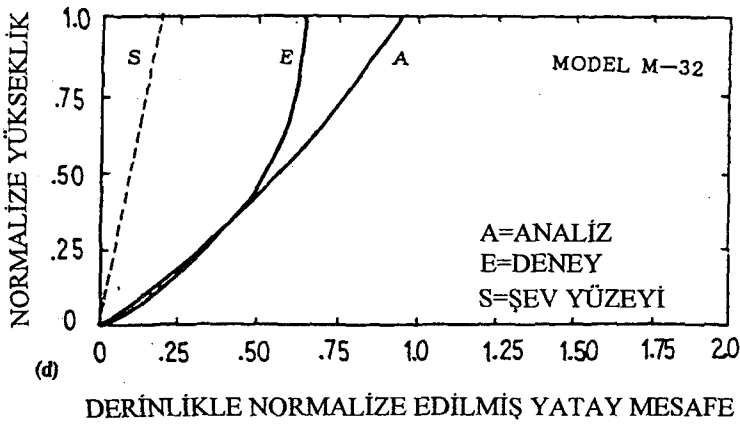
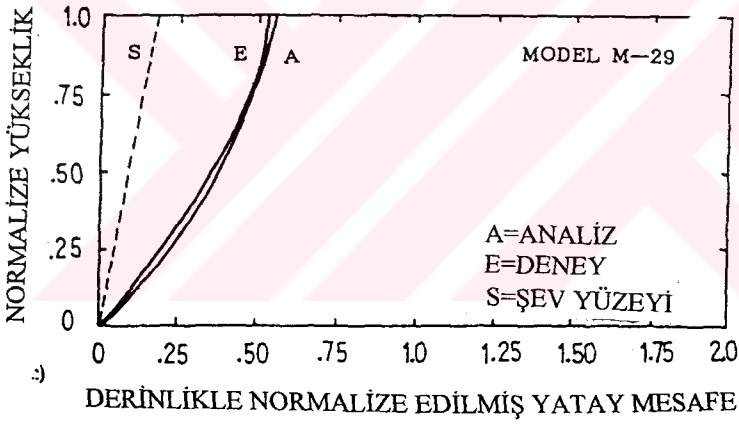
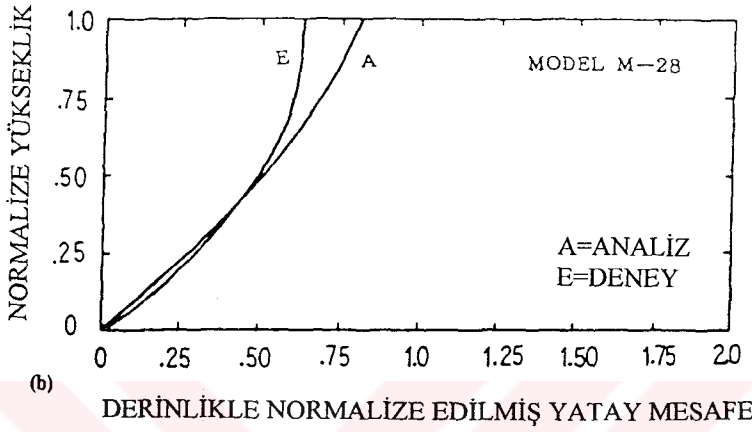
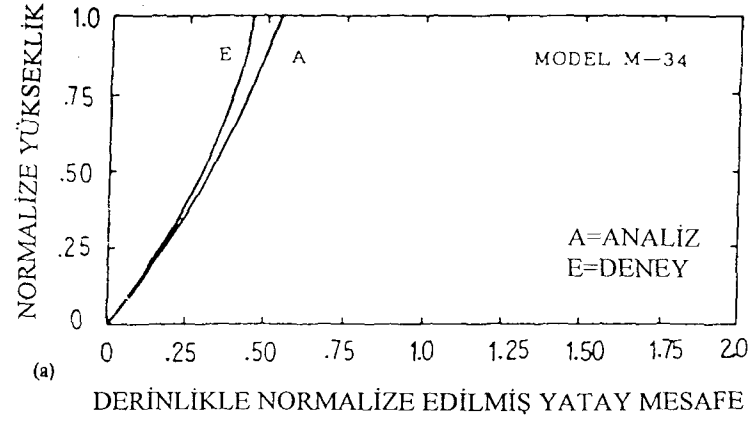
L_a =Geotekstil donatı boyu

H_b =Model yükeklği

$H_{p1}^c=H_m \times N_1$ = Çatlakların oluşmaya başladığı ilk andaki eşdeğer prototip yapı yüksekliği

$H_{pf}^d=H_m \times N_f$ = Göçme anındaki eşdeğer prototip yapı yüksekliği

Tablo 3.1 Temel zemini rijitliğinin eşdeğer prototip yapı yüksekliğine etkisi (Porbaha ve Goodings,1996).



Şekil 3.4 Limit denge denklemleri analizlerinden ve santrifüj deneylerinden elde edilen göçme yüzeyi eğrileri (Porbaha ve Goodings, 1996).

unutulmaması gerektiği belirtilmiştir. Oluşabilecek tüm bu olumsuz etkilerden dolayı şev yüzeyinde çatlakların oluşmasının istenmediği belirtilmiş ve bu nedenle tasarım aşamasında seçilecek güvenlik sayısının şev yüzeyinde çatlakların oluşumuna imkan vermeyecek şekilde belirlenmesinin gerektiği vurgulanmıştır.

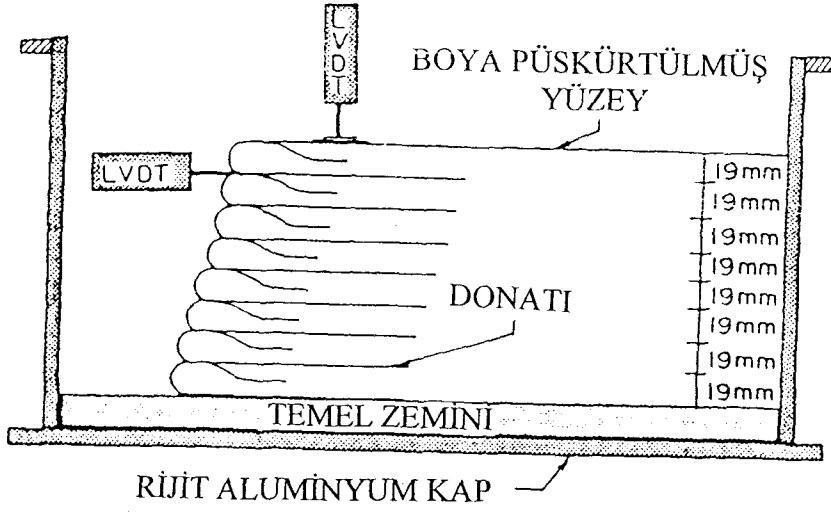
3.1.1.1.3 Porbaha'nın Çalışması (1998)

Bilindiği gibi geotekstil donatılı zeminlerde kayma yüzeyinin doğru olarak belirlenmesinin hem analizler açısından hem de tasarım açısından büyük önemi vardır. Porbaha (1998) daha önce Goodings ile yapmış oldukları araştırmanın devamı niteliğindeki çalışmasında şev eğimini ve kullanılan geotekstilin boyunu değiştirmenin kayma yüzeylerinin oluşumuna olan etkisini araştırmak amacıyla bir seri santrifüj deneyi gerçekleştirmiştir.

Şev eğiminin kayma yüzeyinin oluşumunu ne şekilde etkilediğini görmek amacıyla aynı boyda geotekstil donatıların ve aynı dolgu malzemesinin kullanıldığı (kohezyonlu), farklı şev eğimine sahip modeller üzerinde santrifüj deneyleri yapılmıştır. Geotekstil donatı boyu değişiminin kayma yüzeylerinin oluşumuna olan etkisini incelemek amacıyla ise aynı şev eğiminde, aynı dolgu malzemesi ve farklı boylarda geotekstil donatılar kullanılarak hazırlanmış modeller üzerinde santrifüj deneyleri gerçekleştirilmiştir. Tipik deney profili Şekil 3.5'te görülmektedir. Deneylerden elde edilen sonuçlar ise Tablo 3.2'de verilmiştir.

Tablodan da görülebileceği gibi göçme yüzeyinin yeri ve göçme anına denk gelen prototip yapı yüksekliği geotekstil donatı boyuna ve şev eğimine bağlı olarak değişmektedir. Kullanılan geotekstil donatının boyu $L=0.5H\sim 0.75H$ doğru arttıkça göçme yüzeyinin donatılı şevin ön yüzüne doğru yaklaştığı görülmüştür. Ayrıca geotekstil donatılı şevlerde oluşan göçme yüzeyleri her durumda geotekstil donatısız şevlerdeki göçme yüzeylerinin gerisinde oluşmuştur. Geotekstil donatılı şevlerde göçme yüzeyleri iki kısımdan oluşmaktadır; düşey bir çekme çatlak şeklinde başlayan ve doğrusala yakın olarak şev topuğundan geçen lineer bir eğri şeklindeki kayma yüzeyi. Göçme yüzeyinin bu şekilde oluşmasının dolgu malzemesi olarak kohezyonlu dolgu malzemesi kullanılmış olmasından kaynaklandığı belirtilmiştir. Donatısız modellerde oluşan göçme yüzeyi ise oldukça doğrusal olup, şev yataylaştıkça kayma yüzeyinin şev yüzeyine paralel oluştuğu görülmüştür (Şekil 3.6).

Kullanılan geotekstil donatı boyunun kısa olduğu durumlarda donatılı kısım uzun, ince, stabil olmayan bir istinat duvarı gibi davranmaktadır ve öne doğru devrilmeye zorlanmaktadır (Şekil 3.7 (a)). Şekilden de görülebileceği gibi kullanılan donatı sadece şevin alt kısmında belirli bir kısımda göçme yüzeyi ile kesişmektedir ve bu nedenle stabiliteye çok az oranda katkı



Şekil 3.5 Tipik deney profili (Porbaha, 1996).

Model numarası	Şev Eğimi	Donatı Boyu (mm)	L/H Oranı	N_c (g)	N_f (g)	H_c (m)	H_f (m)
M-28	90°	114	0.75	40	54	6.1	8.2
M-35	80.5°(1H:6V)	114	0.75	48	73	7.3	11.1
M-47	71.6°(1H:3V)	114	0.75	67	86	10.2	13.1
M-20	63.4°(1H:2V)	114	0.75	92	102	14	15.5
M-49	90°	100	0.67	36	49	5.5	7.4
M-37	80.5°(1H:6V)	100	0.67	49	70	7.4	10.6
M-44	71.6°(1H:3V)	100	0.67	63	83	9.6	12.6
M-42	63.4°(1H:2V)	100	0.67	85	100	12.9	15.2
M-48	90°	76	0.50	34	40	5.2	6.1
M-33	80.5°(1H:6V)	76	0.50	44	56	6.7	8.5
M-43	71.6°(1H:3V)	76	0.50	58	67	8.8	10.2
M-41	63.4°(1H:2V)	76	0.50	73	77	11.1	11.7
M-34	90	0	0	34	35	5.2	5.3
M-29	80.5°(1H:6V)	0	0	43	47	6.5	7.1
M-19	71.6°(1H:3V)	0	0	52	58	7.9	8.8
M-21	63.4°(1H:2V)	0	0	65	67	9.9	10.2

L/H= Donatı boyunun model yüksekliğine oranı

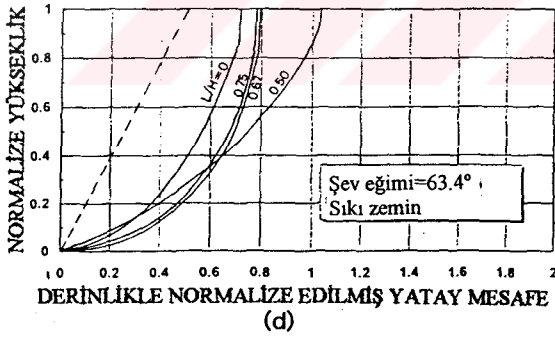
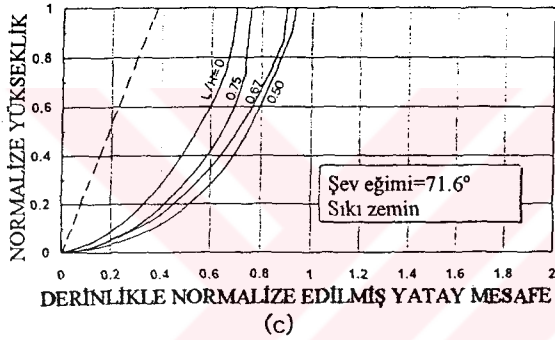
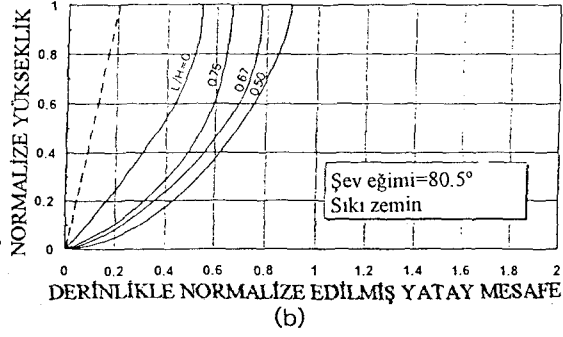
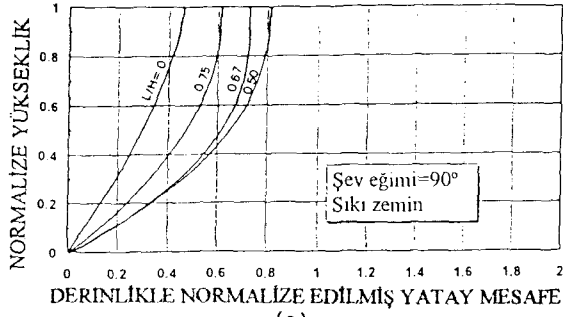
N_c = Geilme çatlaklarının oluştuğu andaki santrifüj ivmesi (g)

N_f = Göçme andaki santrifüj ivmesi (g)

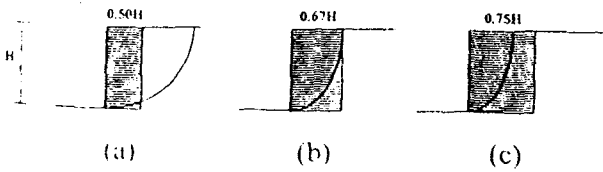
H_c = Gerilme çatlaklarının oluşmaya başladığı ilk andaki eşdeğer prototip yapı yüksekliği

H_f = Göçmenin andaki eşdeğer prototip yapı yüksekliği

Tablo 3.2 Deney sonuçları ve eşdeğer prototip yapı yükseklikleri (Porbaha,1996).



Şekil 3.6 Deneylerden elde edilen göçme yüzeyleri (Porbaha,1996).



Şekil 3.7 Geotekstil donatı boyunun göçme yüzeyi oluşumuna olan etkisi (Porbaha,1996).

sağlamaktadır. Kullanılan geotekstil donatının boyu uzadıkça göçme yüzeyi ile kesişen donatı sayısı artmakta ve dolayısıyla geotekstil donatılarının stabiliteye olan katkısı da artmaktadır (Şekil 3.7 (b) ve (c)).

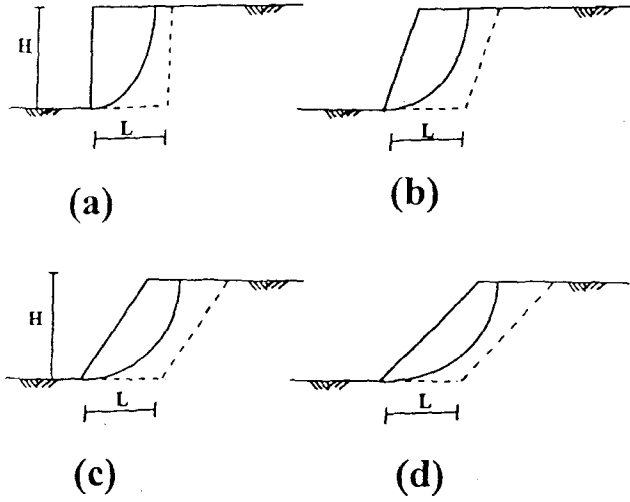
Şekil 3.8'de ise şematik olarak $L=0.75H$ boyundaki geotekstillerin kullanıldığı farklı eğimlerdeki donatılı şevlerde oluşan göçme yüzeyleri görülmektedir. Şev eğimi 90° 'den 63.4° 'ye doğru azaldıkça göçme yüzeylerinin de şev ön yüzüne doğru yaklaştığı belirlenmiştir.

Şekil 3.9 ve Şekil 3.10'de ise farklı boyda geotekstillerin kullanıldığı, farklı eğime sahip şevlerde çekme çatlaklarının ve göçme yüzeylerinin görüldüğü prototip yapı yükseklikleri verilmiştir. Her iki şekilden de anlaşılacağı gibi kullanılan geotekstil donatının boyu arttıkça ve şev eğimi azaldıkça göçme anına karşılık gelen prototip yapı yüksekliği artmaktadır.

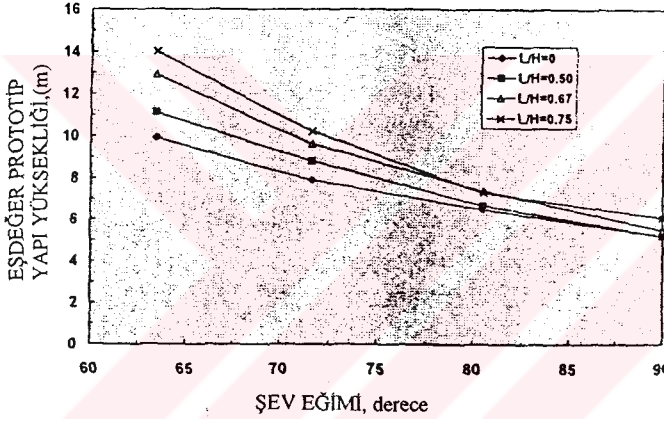
Şekil 3.11'de ise $L=0.75H$ boyundaki geotekstillerin kullanıldığı ve göçme yüzeyinin tamamıyla donatılı kısım içerisinde yer aldığı farklı eğimlerdeki şevlerde oluşan göçme yüzeyleri verilmiştir. Göçme yüzeylerinin şev tabanından $0.4\sim 0.5H$ kadar yukarıda bir seviyede kesiştiği görülmektedir. Dik şevler için bu seviyenin üzerindeki kesimlerde daha uzun geotekstil donatı boyuna ihtiyaç duyulurken daha düşük eğimdeki şevlerde bu seviyenin altında kalan kesimlerde daha uzun donatı boyuna ihtiyaç duyulduğu belirlenmiştir.

Çalışmada ayrıca basitleştirilmiş Bishop yöntemi ile limit denge analizleri de gerçekleştirilmiş ve elde edilen sonuçlarla santrifüj deneylerinden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Yapılan karşılaştırmalar sonucunda limit denge analizlerinden elde edilen kayma yüzeylerinin santrifüj deneylerinden elde edilenlerden daha geride olduğu görülmüştür. Kayma yüzeylerinin kesişim seviyesinin ise şev topuğundan yaklaşık olarak $0.45\sim 0.78H$ kadar yukarıda olduğu ve santrifüj deneylerinden elde edilene oranla daha yukarıda olduğu görülmüştür (Şekil 3.12). Yine de analiz sonuçlarının göçme yüzeylerinin oluşumu ve şekli itibarı ile deney sonuçları ile uyumlu olduğu belirtilmektedir.

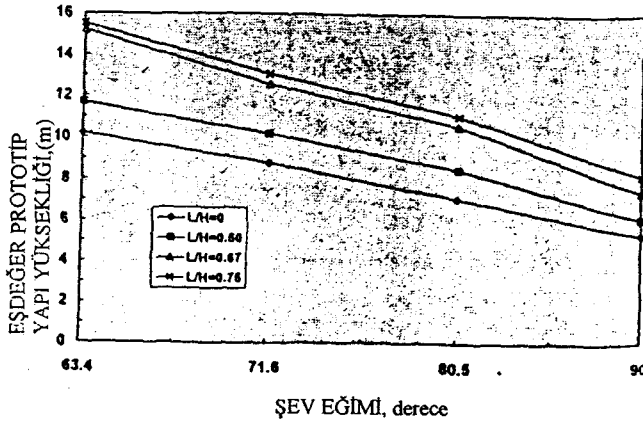
Leshchinsky (1992) üç farklı eğimde (90° , 60° ve 45°) tasarladığı 5m yüksekliğindeki donatılı şevler için limit denge denklemleri ile stabilite analizleri gerçekleştirmiştir. Yapılan analizler sonucunda birleşik akmaya karşı koyabilmek için gerekli geotekstil donatı boyları, ankraj uzunluğu da dahil edilerek ve güvenlik sayısı 1.3 alınarak hesaplanmıştır. Elde edilen boylar Şekil 3.13'deki gibi grafiksel olarak verilmiştir. Farklı şev eğimleri için boşluk suyu basıncı $r_u=0$ alınarak bulunan kayma yüzeyi eğrileri, şev topuğundan yaklaşık olarak $0.44H\sim 0.50H$ kadar yukarıda bir seviyede kesişmektedir. Kullanılan dolgu malzemesi granüler dolgu



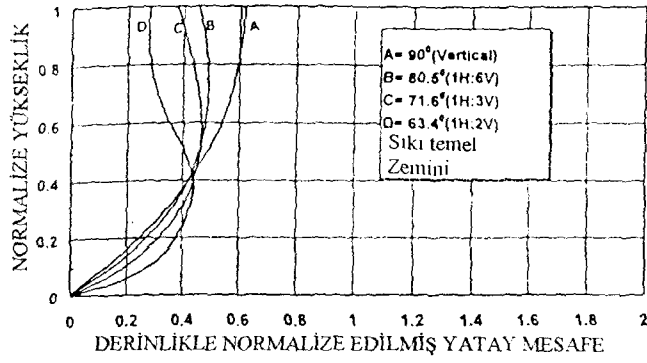
Şekil 3.8 Şev eğiminin göçme yüzeyinin oluşumuna olan etkisi (Porbaha,1996).



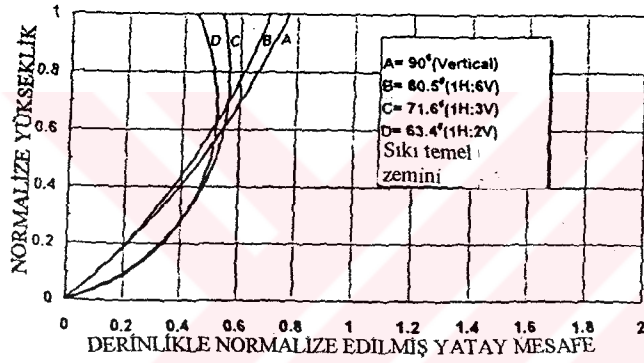
Şekil 3.9 Çekme çatlaklarının görüldüğü andaki eşdeğer prototip yapı yüksekliğinin şev eğimine ve geotekstil donatı boyuna bağlı olarak değişimi (Porbaha,1996).



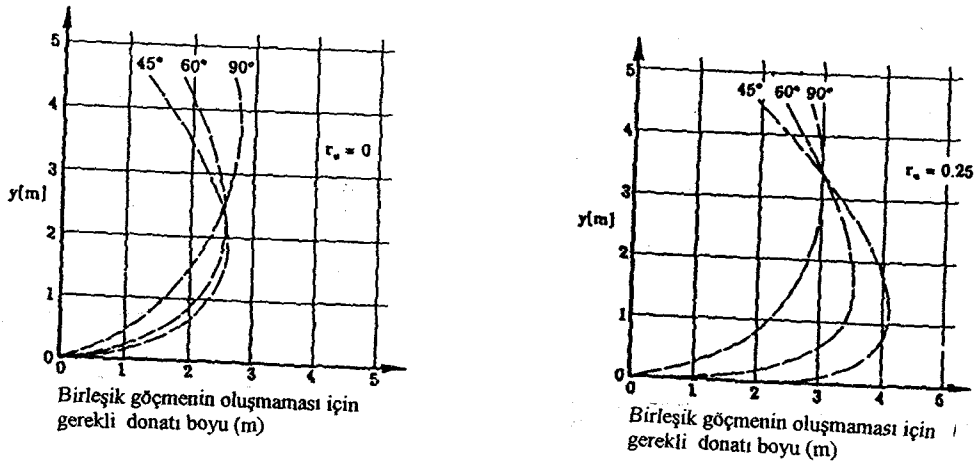
Şekil 3.10 Göçmenin gerçekleştiği andaki eşdeğer prototip yapı yüksekliğinin şev eğimine ve geotekstil donatı boyuna bağlı olarak değişimi (Porbaha,1996).



Şekil 3.11 Santrifüj deneylerinden farklı şev eğimleri için elde edilen kayma yüzeyi eğrileri (Porbaha,1996).



Şekil 3.12 Limit denge denklemlerinden farklı şev eğimleri için elde edilen kayma yüzeyi eğrileri (Porbaha,1996).



Şekil 3.13 Leshchinsky'nin farklı şev eğimleri için elde ettiği kayma yüzeyi eğrileri (Porbaha,1996).

malzemesi olmasına rağmen bu analizlerden elde edilen sonuçların santrifüj deneylerinden elde edilenlerle oldukça uyumlu olduğu görülmektedir.

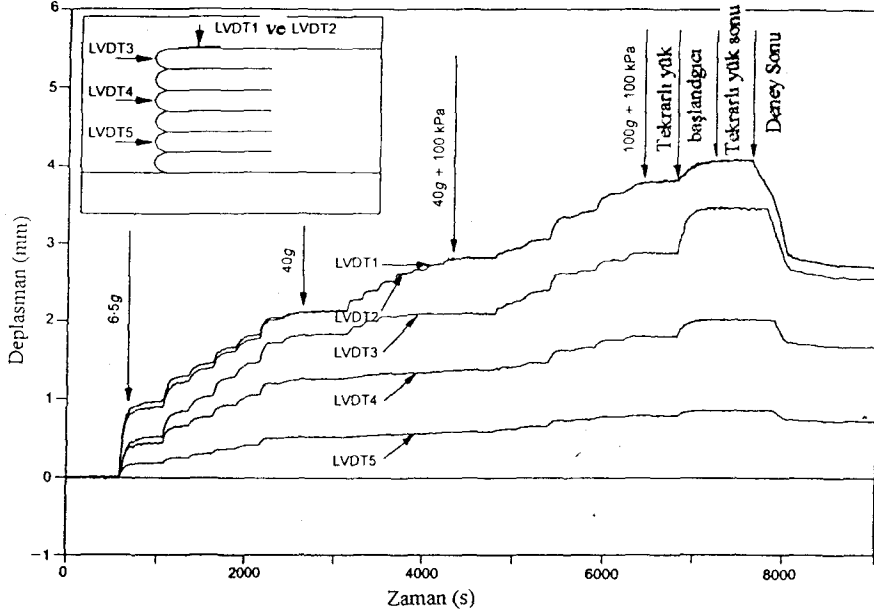
3.1.1.1.4 Springman ve Balachandran'ın Çalışması (1997)

Geotekstil donatılı zeminlerde göçmenin büyük oranda deformasyonlara bağlı olarak gerçekleştiği düşünülmektedir. Bu nedenle deformasyonların doğru olarak belirlenmesi tasarım açısından oldukça önemlidir ve bu deformasyonları doğru olarak verebilecek bir analiz yöntemine ihtiyaç vardır. Springman ve Balachandran (1997) bu düşünceden yola çıkarak 6~15m prototip yapı yüksekliğine karşılık gelen küçük ölçekteki donatılı zemin modelleri üzerinde santrifüj deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Deneylerde iki farklı tip geotekstil donatı kullanılarak iki ayrı model deney oluşturulmuştur. Her iki deneyde de uygulanan santrifüj ivmesinin yanı sıra şev üzerine sürşarj yükü de uygulanmıştır. Elde edilen deney sonuçları iki farklı nümerik analiz yöntemi ile hesaplanan sonuçlarla karşılaştırılarak deney ve analiz sonuçlarının uyumu araştırılmıştır.

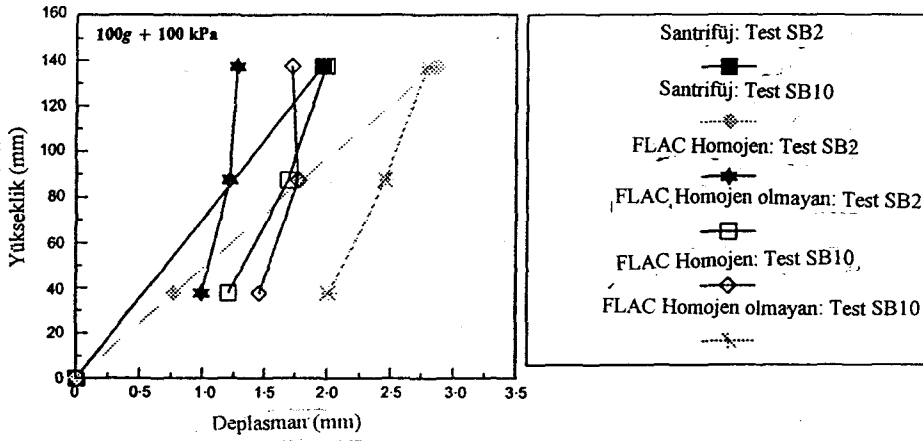
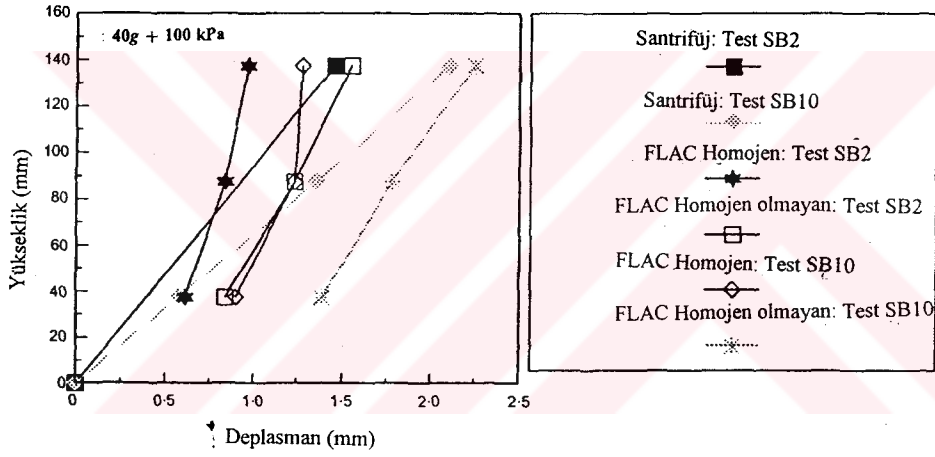
Analizde kullanılan iki ayrı modelden ilkinde geotekstil ve dolgu zemini ayrı ayrı modellenmektedir. Diğer analiz modelinde ise geotekstil ve dolgu zemini birlikte homojen bir yapı olarak modellenmektedir. Gerçekleştirilen santrifüj deneylerinde yüklemeye bağlı olarak deformasyonların oluşumunda bir süreklilik görülmektedir (Şekil 3.14). Ayrıca konsol ve ağırlık tipi istinat yapılarında olduğu gibi sabit kayma deformasyonlarının olduğu belirlenmiştir.

Santrifüj modeli ile aynı geometride ve aynı yapım prosedürüne bağlı kalınarak gerçekleştirilen nümerik analiz yöntemlerinden, dolgu zemini ile geotekstili ayrı olarak modelleyen analiz yöntemi sonuçları ile deney sonuçlarının uyumlu olduğu görülmüştür (Şekil 3.15). Zemin ve geotekstili birlikte homojen bir yapı olarak modelleyen analiz yöntemi sonuçları ile deneylerden elde edilen sonuçlar arasında ise önemli farklılıkların olduğu görülmüştür.

Sonuç olarak analizlerde, zemin ve geotekstil donatının ayrı ayrı modellenmesinin geotekstil donatılı zeminin deformasyon davranışını incelemek açısından daha uygun olduğu anlaşılmıştır. Ancak santrifüj modeli ile analiz modeli arasında daha iyi bir uyum elde edebilmek için, gerilme artışı ile gerilme tarihçesine bağlı olarak zemini dayanım ve sıklığındaki değişimi modelleyebilecek daha gerçekçi analiz yöntemlerine ihtiyaç duyulduğu belirtilmiştir.



Şekil 3.14 Denede ölçülen yanal ve düşey deformasyonlar (Springman ve Balachandran, 1997).



Şekil 3.15 Yanal deformasyonlar için deney ve analiz sonuçlarının karşılaştırılması. (Springman ve Balachandran, 1997).

3.1.1.2 Dinamik Santrifüj Deneyleri

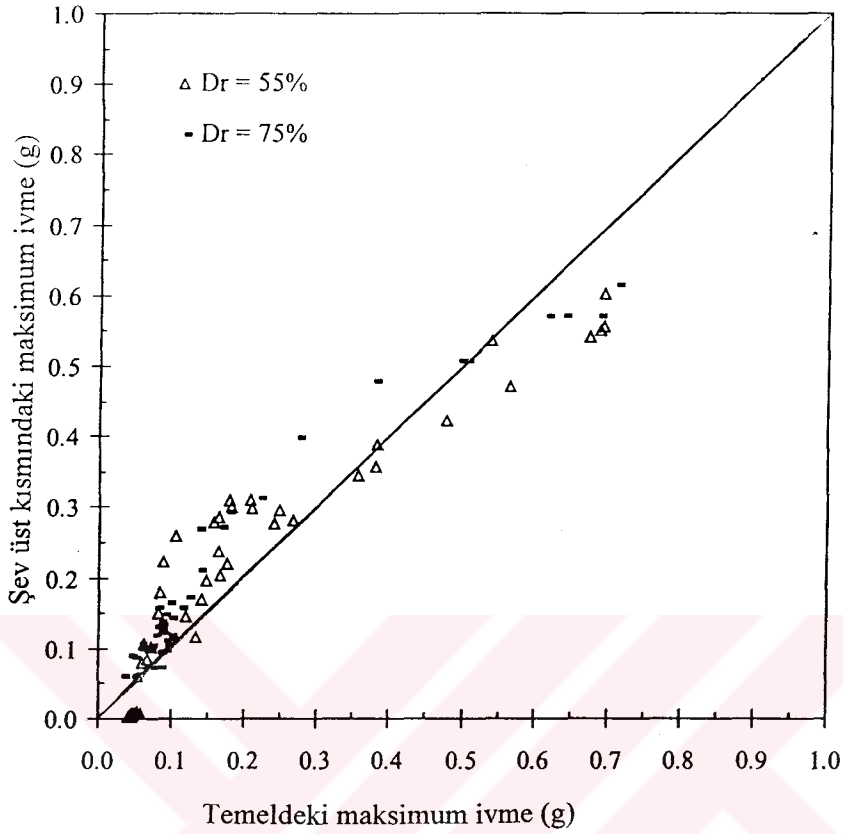
Geçmişte meydana gelen depremlerden elde edilen veriler geotekstil donatılı şevlerin deprem yüklerinin etkisi altında oldukça iyi performans sergilediğini göstermektedir. Bu yapıların bazıları sismik kuvvetlerin etkisi göz önünde bulundurulmadan tasarlanmış olmalarına rağmen çok şiddetli depremlerde dahi önemli hasarların meydana gelmediği görülmüştür. Genellikle geotekstil donatılı şevlerde toptan ve ani göçme oluşmazken yapıda sismik kuvvetlerin etkisi altında önemli deformasyonların oluşabileceği görülmüştür.

Arazide, meydana gelen depremler sonrası bazı donatılı istinat yapılarında ölçülen kalıcı deformasyonlar dışında geotekstil donatılı zeminlerin sismik kuvvetlerin etkisi altındaki davranışı ile ilgili yeterli veri mevcut değildir. Bu nedenle laboratuarda gerçek yapıların küçük ölçekte hazırlanmış ve çeşitli ölçüm aletleri ile donatılmış santrifüj modelleri üzerinde çalışmalar yapılarak dinamik yük etkisindeki donatılı zeminin davranışı incelenmeye çalışılmaktadır. Dinamik santrifüj deneyleri statik santrifüj deneylerine benzer olarak hazırlanmaktadır ancak burada uygulanan düşey ivmeye ek olarak sinüzoidal ve gerçekçi deprem hareketleri uygulanarak sarsma etkisi oluşturulmaktadır.

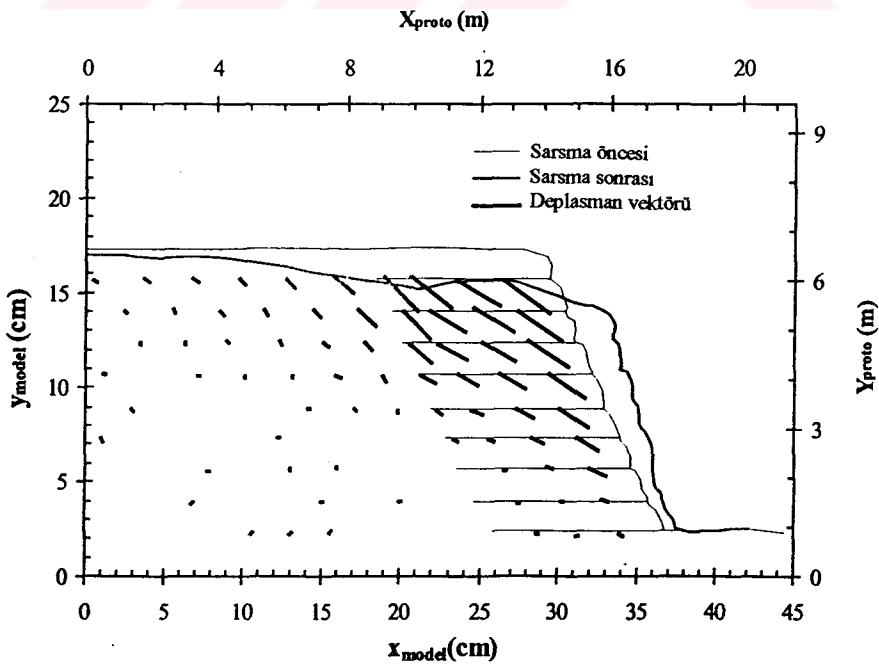
3.1.1.2.1 Lili Nova-Roessing ve Nicholas Sitar'ın Çalışması (1998)

Roessing ve Sitar (1998) geotekstil donatılı zeminlerin dinamik yük etkisi altındaki davranışını incelemek amacıyla başlatılan bir çalışmanın parçası olarak dört adet dinamik santrifüj deneyi gerçekleştirmişlerdir. Çalışmanın esas amacı sismik kuvvetlerin etkisi ile oluşacak deformasyonlar için bir kriter belirlemek ve göçme mekanizmasının oluşumunu incelemektir. Deneyde dolgu malzemesi olarak bağül sıklığı (Dr) %55 ve %75 olan kum kullanılarak hazırlanan numuneler, 0.73g'ye varan deprem etkisi ile sarsılmıştır. Deney hazırlanırken Bölüm 3.1.1.1.1'de anlatılan Zornberg'in (1998) statik santrifüj deneyinden faydalanılmıştır.

Şekil 3.16'da deney esnasında temel zemininde ölçülen maksimum ivme ile şevin üst kısmında ölçülen pik ivmenin her bir sarsma etkisi için değeri verilmektedir. Grafikten de görülebileceği gibi, dolgu malzemesi sıklık derecesine bağlı olarak yaklaşık 0.4~0.55g'lik ivmelerden küçük ivmelerde temel zemini hareketinin büyütüldüğü, bu ivmeden daha yüksek ivme etkisinde ise temel zemini hareketinin küçültüldüğü görülmektedir. Sonuçların arazide elde edilen verilerle uyumlu olması nedeniyle, tasarımda bu büyültme ve küçültme etkisinin göz önünde bulundurulması gerektiği kanısına varılmıştır.



Şekil 3.16 Temel zemininde ve şev yüzeyinde ölçülen maksimum ivmeler (Roessing ve Sitar, 1998).



Şekil 3.17 Dördüncü modelde ($Dr=0\%75$) deney öncesi ve deney sonrası şev geometrisi (Roessing ve Sitar, 1998).

Deneyde test edilen donatılı şevlerin deforme olurken düktil davranış sergilediği ve şev üzerinde çatlakların oluştuğu gözlemlenmiştir. Temel zeminine etki eden küçük ivmelerin bile deformasyonların oluşması için yeterli olduğu görülmüştür. Göçme anında belirli bir göçme yüzeyinin oluşmamasına rağmen, şev içerisinde çeşitli noktalarda kayma etkisi ile önemli deformasyonların oluştuğu görülmüştür. (Şekil 3.17 ve Şekil 3.18)

Bilindiği gibi limit denge denklemlerinde kaymanın belirli bir yüzey boyunca gerçekleştiği kabul edilmektedir. Bu nedenle Roessing ve Sitar (1998) yapılan bu çalışmadan elde edilen verilerin ışığında, geotekstil donatılı şevlerin sismik tasarımında limit denge denklemleri yerine deformasyona dayalı yöntemlerin kullanılması gerektiği sonucuna varmışlardır.

3.1.2 Laboratuvar Model Deneyleri

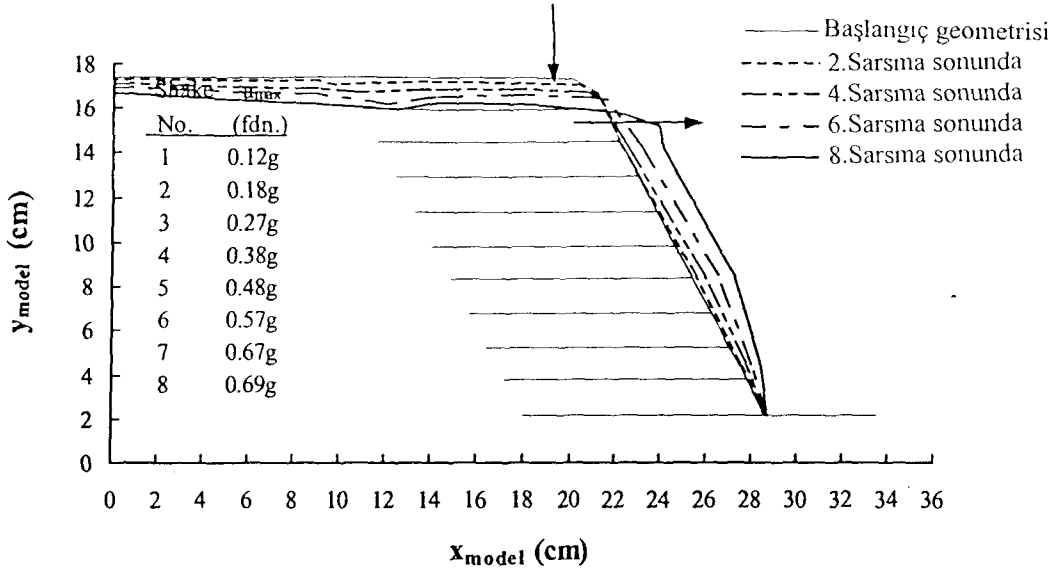
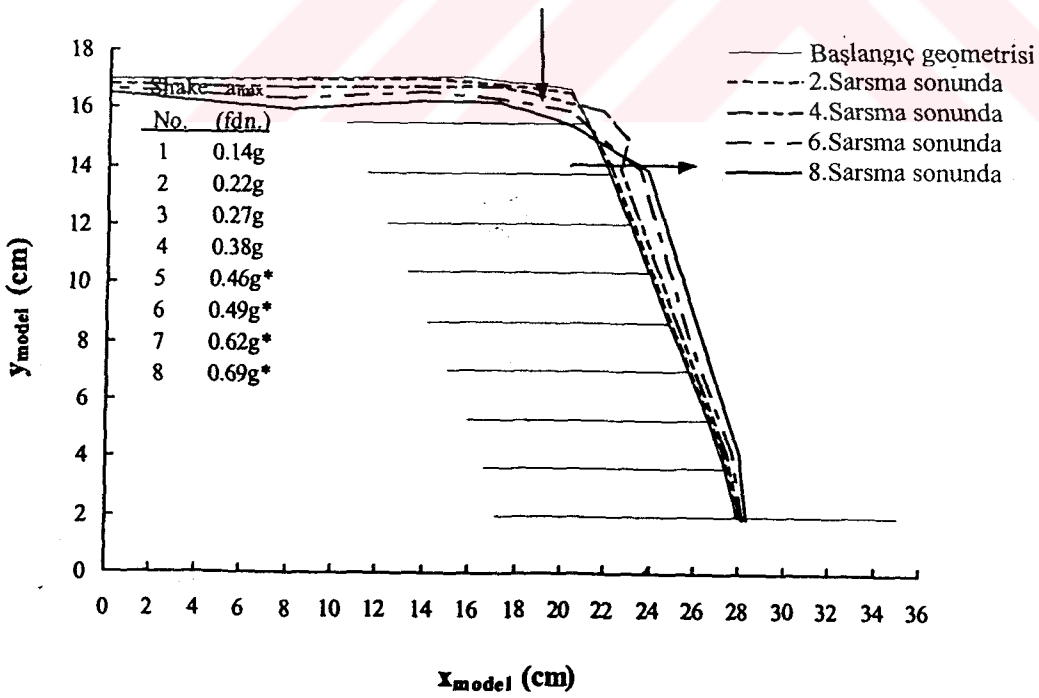
Laboratuvarında santrifüj modelleri dışında küçük ölçekli donatılı duvar veya şev modelleri oluşturularak bu tür yapıların inşaat esnasında ve göçme anında sergiledikleri performans incelenmektedir. Bu tür çalışmalar genellikle gerçek yapıların belirli ölçekte küçültülmüş modelleri üzerinde yapılmaktadır ve deneylerden elde edilen verilerden faydalanarak uygulamada gerçek yapıların tasarımında kullanılacak parametreler belirlenmeye çalışılmaktadır.

3.1.2.1 Juran ve Christopher'in Çalışması (1989)

Juran ve Christopher (1989) geotekstil donatılı yapıların performansını incelemek ve tasarımda yapılan kabullerin doğruluğunu araştırmak amacıyla laboratuvarında küçük ölçekli modeller üzerinde deneysel çalışmalar gerçekleştirmişlerdir. Model deneylerin analizinde kullanılacak parametreleri belirlemek amacıyla çekme deneyleri yapılarak kullanılacak donatıların zemin içerisinde gömülü olduğu durumdaki ve serbest haldeki gerilme-deformasyon eğrileri elde edilmeye çalışılmıştır. Analizlerde geotekstile etkiyen çekme gerilmeleri aşağıdaki 3.1 (a) ve (b) eşitlikleri ile iki ayrı şekilde hesaplanmıştır ve deneylerden elde edilen sonuçlarla bu eşitliklerden hesaplanan değerler karşılaştırılmıştır.

$$T_{maks} = K_o \gamma (H_o - Z) S_h S_v \quad 3.1(a)$$

$$T_{maks} = K_a \gamma (H_o - Z) S_h S_v \quad 3.1(b)$$

İkinci model, $D_r = \%55$ Dördüncü model, $D_r = \%75$ 

Şekil 3.18 İkinci ($D_r = \%55$) ve dördüncü ($D_r = \%75$) modellerde seçilmiş belirli deprem etkileri altında oluşan deformasyonlar (Roessing ve Sitar, 1998).

Burada; T_{maks} : Geotekstil donatıda oluşacak maksimum çekme kuvveti

K_o : Sükunetteki toprak basıncı ($K_o=1-\sin\phi$)

K_a : Aktif toprak basıncı ($K_a=\tan^2(45-\phi/2)$)

γ : Dolgu malzemesinin birim hacim ağırlığı

H_o : Dolgu yüksekliği

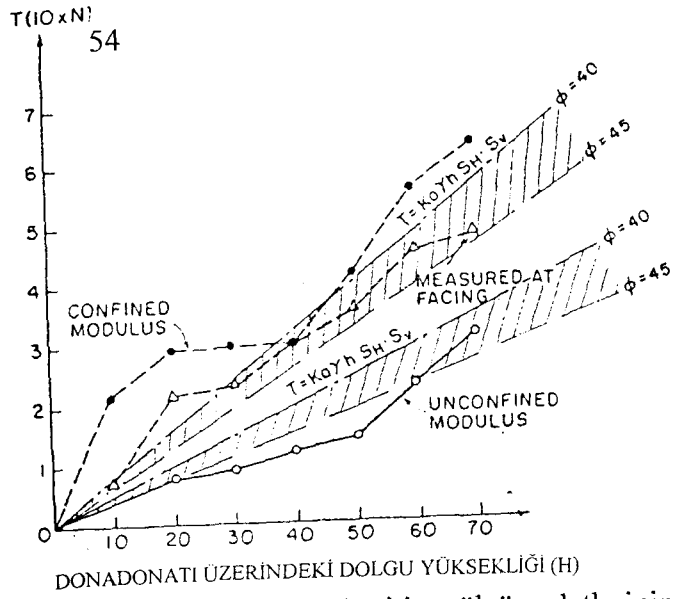
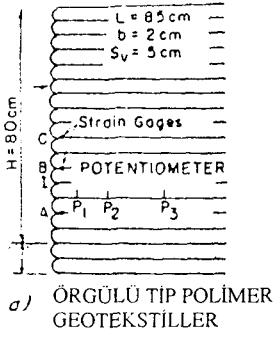
S_h : Düşey donatı aralığı

S_v : Yatay donatı aralığı

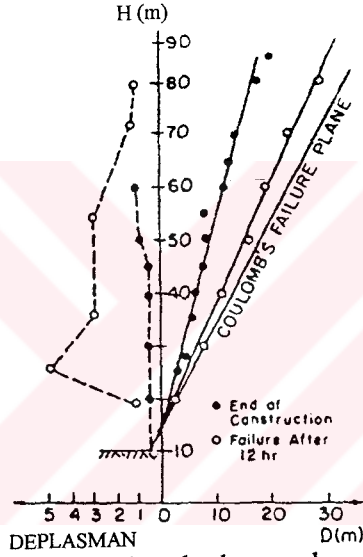
Z: Donatının dolgu topoğuna göre yüksekliğidir.

Çalışmada zeminin içsel sürtünme açısı ϕ 'nin 40° ile 45° arasında değişen değerler aldığı düşünülmüştür. Deneyleerde üç ayrı model serisi oluşturulmuştur. Birinci seri deneyleerde donatı malzemesi olarak örgülü tip polyester geotekstil şeritler kullanılmıştır. Şekil 3.19 (a)'da model deney kesiti ve ölçüm aletlerinin kesit üzerindeki yerleri görülmektedir. Şekil 3.19 (b)'de ise dolgu içerisinde belirli derinliklerdeki geotekstillere etkiyen çekme kuvvetlerinin ölçülen ve hesaplanan değerleri görülmektedir. Şekil 3.19 (c)'de ise dolgu ön yüzünde meydana gelen deplasmanlar ve göçme yüzeyleri görülmektedir. Şekil 3.19 (d)'de ise dolgu içerisinde farklı dolgu yüksekliklerinde geotekstillere etkiyen çekme kuvvetlerinin dağılımı görülmektedir.

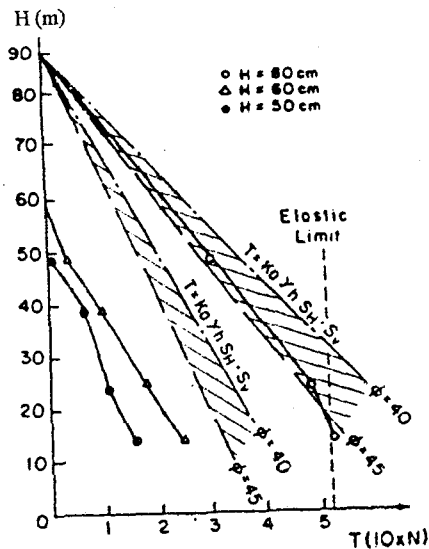
İkinci seri deneyleerde donatı malzemesi olarak örgüsüz tip geotekstil şeritler kullanılarak ve üçüncü seri deneyleerde plastik gridler kullanılarak benzer deneyleer gerçekleştirilmiştir. Yapılan deneysel çalışmalar sonucunda geotekstil donatılı yapılarda göçmenin üç farklı şekilde meydana gelebileceği görülmüştür. Göçmenin, dolgu ön yüzündeki kaplama panellerinde aşırı deformasyonlar oluşması, donatının kopması veya sıyırılması sonucu meydana gelebileceği görülmüştür. Deneyleerde, örgülü polyester şeritler ile plastik gridlerin kullanıldığı donatılı modellerin davranışının benzer olduğu ve esnek olmayan donatıların kullanıldığı yapılardakine benzer şekilde sükunetteki (K_o) gerilme durumunun geçerli olduğu görülmüştür. Polyester şerit donatıların kullanıldığı modelde, göçme anında donatılara etkiyen çekme gerilmelerinin Rankin teorisine göre hesaplanan değerlerle uyumlu olduğu görülmüştür. Plastik gridlerin ve örgüsüz geotekstillerin kullanıldığı modellerde göçme donatıların kopması sonucu meydana gelmiştir. Örgülü polyester şeritlerin kullanıldığı modellerde ise göçme yüzey kaplamasında meydana gelen aşırı deformasyonlar veya donatı sıyırılması sonucu meydana gelmiştir. Yapılan çalışma sonucunda geotekstil donatılı yapıların davranışının oldukça kompleks olduğu ve yapının performansının inşaat adımları ile donatı esnekliğinden önemli ölçüde etkilediği görülmüştür.



Örgüsüz tipte geotekstillere uygulanan duvar: (a) Model deney kesiti ve ölçüm aletlerinin kesit üzerindeki yerleri; ve (b) Geotekstillere etkiyen çekme kuvvetlerinin ölçülen ve hesaplanan değerleri.



(c) Dolgu ön yüzünde meydana gelen deplasmanlar ve göçme yüzeyleri.



(d) Geotekstillere uygulanan ve hesaplanan çekme kuvveti değerleri.

Şekil 3.19 Deney kesiti ve deneylerden elde edilen değerler. (Juran ve Christopher, 1989)

3.2 Arazi Modelleri

Literatür taramasının bu bölümünde, gerçek boyutlardaki donatılı zemin yapılarının arazideki performansının incelemesi amacıyla inşa edilen test dolgularının performansının incelenmesi ve arazide gerçek yapıların performansının dolgu içerisine yerleştirilen ölçüm aletleri yardımı ile incelenmesi konuları üzerinde durulacaktır. Bu amaçla gerçekleştirilen uygulamalardan örnekler verilecek ve çalışmalardan elde edilen sonuçlar üzerinde durulacaktır.

3.2.1 Test Dolguları

Homojen olmayan anizotrop bir yapıya sahip olmaları nedeniyle zeminlerin davranışını analitik olarak modellemek oldukça zordur. Geotekstil donatılı zeminler gibi, zemin ve geotekstilin kompozit bir yapı oluşturduğu durumu analitik olarak modelleyebilmek ise çok daha zordur. Genellikle geotekstil donatılı zeminlerin davranışı incelenirken limit denge denklemlerine ve sonlu elemanlar analizlerine dayalı yöntemlerden faydalanılmaktadır. Ancak tüm bu analitik yöntemlerle elde edilen verilerin doğruluğunun araştırılabilmesi için analiz sonuçlarının gerçek arazi davranışı ile karşılaştırılması gerekmektedir. Santrifüj deneyleri ve küçük ölçekli laboratuvar modelleri ile gerçek yapının belirli bir oranda küçültülmüş modelleri üzerinde yapılan çalışmalarla gerçek yapı davranışı modellenmeye çalışılsa da, ölçekten kaynaklanan farklılıklar nedeniyle gerçek ölçülerdeki yapının davranışının tam olarak modellenemediği düşünülmektedir.

Tüm bu nedenlerden dolayı arazide gerçek ölçekte inşa edilmiş yapıların davranışını incelemek amacıyla birçok ölçüm aleti ile donatılmış test dolguları üzerinde çalışmalar yapılmaktadır. Bu çalışmalar sayesinde gerçek yapının inşaat esnasındaki, inşaat sonrasındaki ve göçme anındaki davranışı incelenebilmektedir. Böylece tasarımda kullanılan analiz yöntemlerinin doğruluğu ve analizde hangi parametrelerin kullanılması gerektiği belirlenebilmektedir. Ayrıca elde edilen sonuçların ışığında daha gerçekçi analiz yöntemleri geliştirilebilmektedir.

3.2.1.1 K. Rowe, C. T. Gnanendran, A. Landva, A. J. Brunswick'in Çalışması (1995)

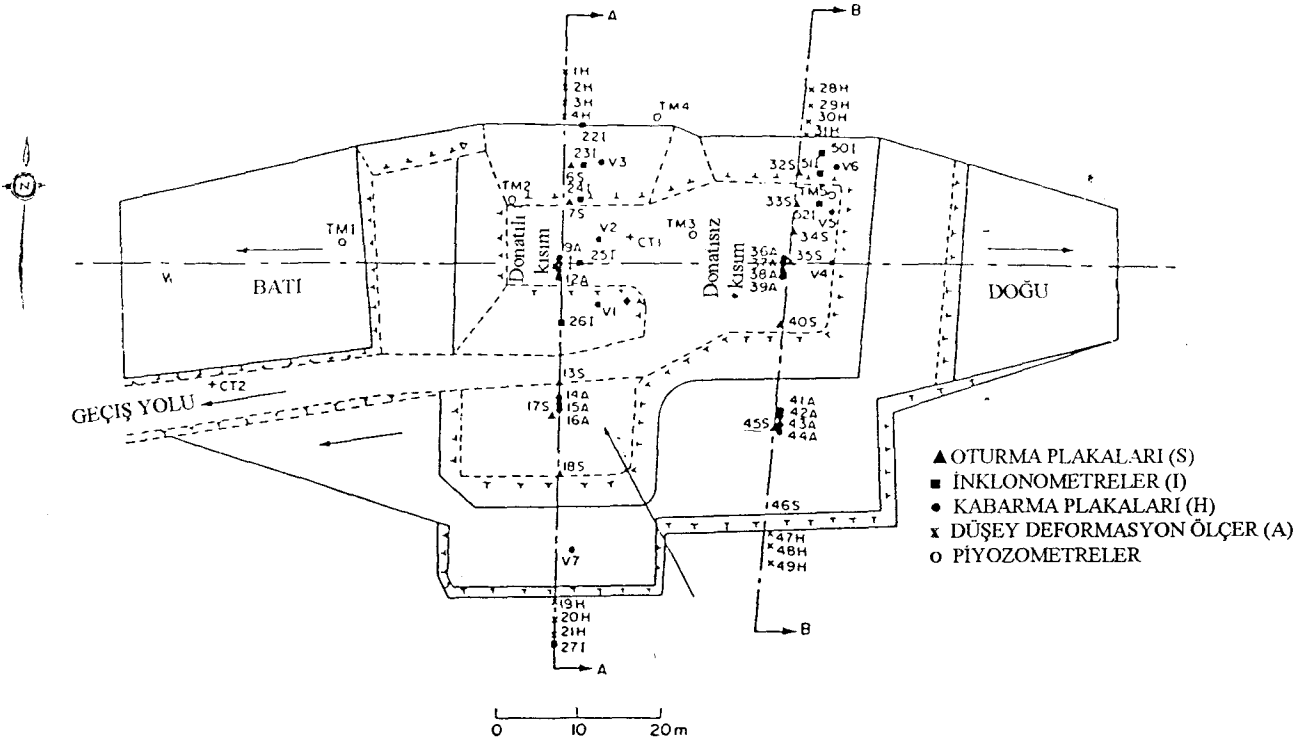
Yumuşak zeminler üzerine inşa edilen geotekstil donatılı zeminlerin inşaat esnasındaki ve göçme anındaki performansını incelemek amacıyla Kanada'da çeşitli ölçüm aletleri ile donatılmış bir test dolgusu inşa edilmiştir. Yüksek sıkışabilirliğe sahip, yumuşak bir temel zemini üzerine inşa edilen dolguda donatı malzemesi olarak yüksek dayanımlı polyester içeren örgütlü geotekstiller kullanılmıştır.

Çalışmada ilk olarak dolgunun inşa edileceği temel zeminini incelemek amacıyla arazide sondaj çalışması, koni deneyleri ve arazi veyn deneyleri yapılmıştır. Şekil 3.20 (a)'da bu çalışmaların arazi üzerindeki yerleri verilmektedir. Test dolgusunun tasarımında koni deneylerinden elde edilen sonuçlar kullanılarak limit denge denklemlerine dayalı analizler yapılmıştır. Test dolgusu donatılı (A-A Kesiti) ve donatısız (B-B Kesiti) olmak üzere iki kısımdan oluşmaktadır (Şekil 3.20 (b)). Şekillerde temel zemini içerisine yerleştirilen ölçüm aletlerinin yerleri de görülmektedir. Bu aletlerin yerlerinin belirlenmesinde limit denge denklemlerine ve sonlu elemanlar yöntemine dayalı analizlerden faydalanılmıştır.

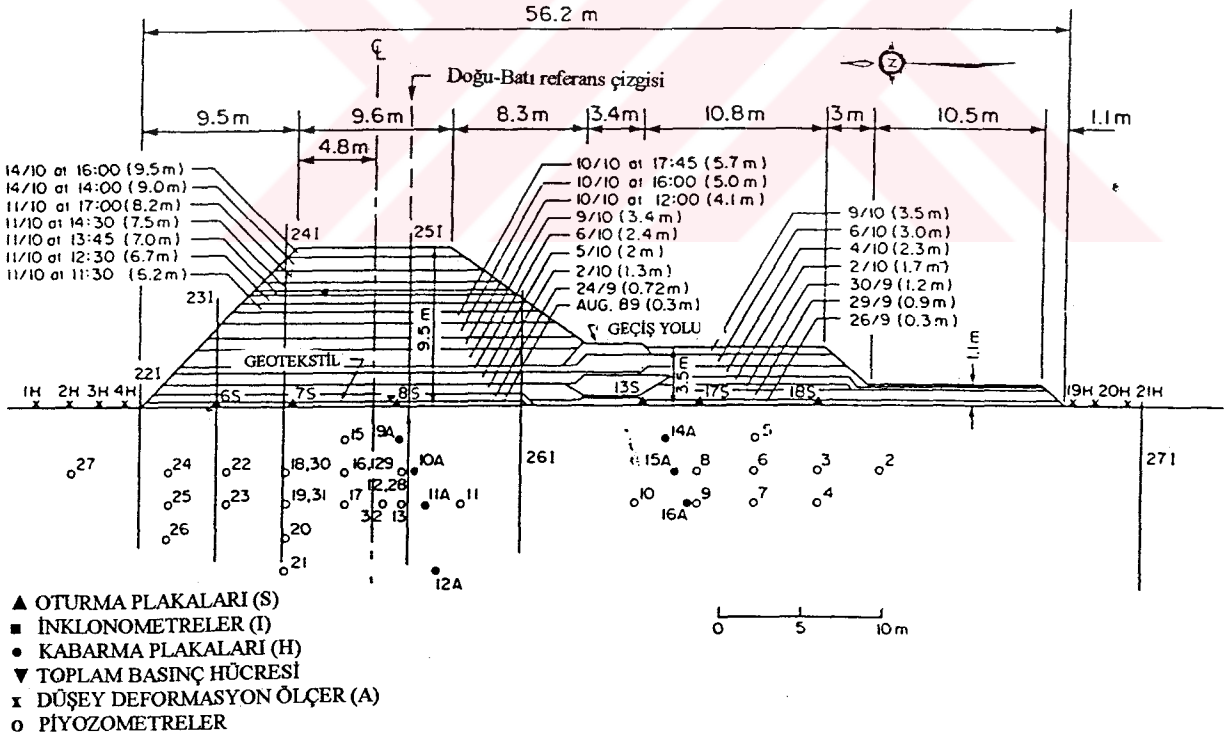
Dolgunun inşaatına yaklaşık 0.3~0.5m kalınlıkta granüler örtü tabakasının yerleştirilmesi ile başlanmıştır. Kademe kademe yapılan dolgu esnasında oluşan boşluk suyu basınçları, gerilmeler, şekil değiştirmeler ve geotekstilde meydana gelen uzamalar kullanılan ölçüm aletleri yardımı ile kaydedilmiştir.

Boşluk suyu basıncı değişimini ölçmek için kullanılan penümetrik piyozometreler yardımı ile elde edilen ölçümler Şekil 3.21 (a), (b) ve (c)'de görülmektedir. İnşaat aşamaları ile dolguda meydana gelen boşluk suyu basıncı değişimleri arasında kıyas imkanı sağlamak için dolgu yüksekliğinin zamana bağlı olarak değişimi de aynı grafikler üzerinde verilmiştir. Grafiklerden de görülebileceği gibi tüm piyozometrelerde ölçülen boşluk suyu basınçları dolgu yüksekliğinin 0.7m yüksekliğe ulaştığı ana kadar oldukça düşüktür. İnşaatın bundan sonraki iki safhasında yani dolgu yüksekliğinin 1.3m'ye ve ardından da 2.4m'ye çıkartılması esnasında ise boşluk suyu basınçlarında belirgin bir artış olduğu görülmektedir. Dolgu yüksekliğinin 1.3m'ye ve 2.4m'ye yükseltilmesinin tamamlanmasının ardından kısa bir süre sonra boşluk suyu basınçlarında azalmaların olduğu görülmektedir (Şekil 3.21). Bu tür benzer boşluk suyu basıncı sönümlenmeleri Leroueil (1978) ve Ortigao'nun (1983) çalışmalarında da görülmüştür. Leroueil boşluk suyu basıncındaki bu azalmayı inşaatın ilk safhasında zeminin aşırı konsolide zemin davranışı sergilemesine bağlamaktadır. İnşaatın ilerleyen safhalarında ise boşluk suyu basınçlarındaki bu düşüş hızının azalmasının nedenini ise zeminin gitgide normal konsolide hale gelmesine bağlamaktadır.

Dolgu yüksekliğinin 2.4m'den 8.2m'ye yükseltilmesi esnasında boşluk suyu basınçlarında hızlı bir artış gerçekleşmektedir. Dolgunun yükseltilmesi ile boşluk suyu basınçlarındaki artışın gerçekleşmesi arasında bir miktar sürenin geçtiği yine bu safhada da görülmektedir. 475'inci ve 490'nuncu saatler arasında dolgu yüksekliği 5.7m'de sabit kalmasına rağmen boşluk suyu basınçlarında bir azalmanın olmadığı görülmektedir. Bunun nedeni dolgu yüksekliğinin 2.4m'den 8.2m'ye yükseltilmesi esnasında inşaat hızının drenajsız koşulların



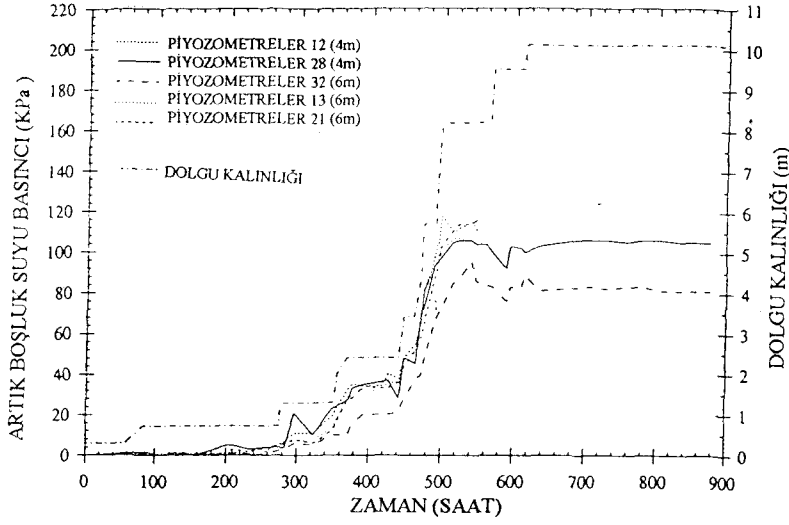
(a) Arazi planı üzerinde deney numunelerinin alındığı ve ölçüm aletlerinin yerleştirildiği noktalar.



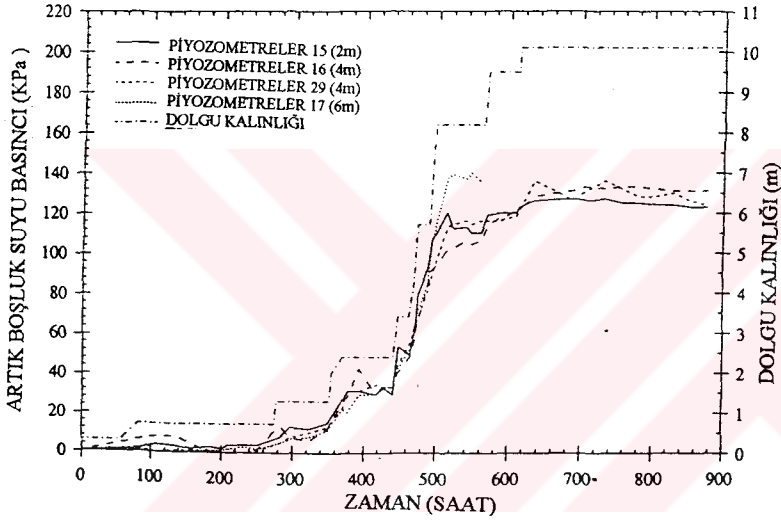
DONATILI KESİT A-A

(b) Donatılı dolgu inşaat aşamaları ile temel zemini içerisindeki ölçüm aletlerinin yerlerinin görüldüğü A-A Kesiti.

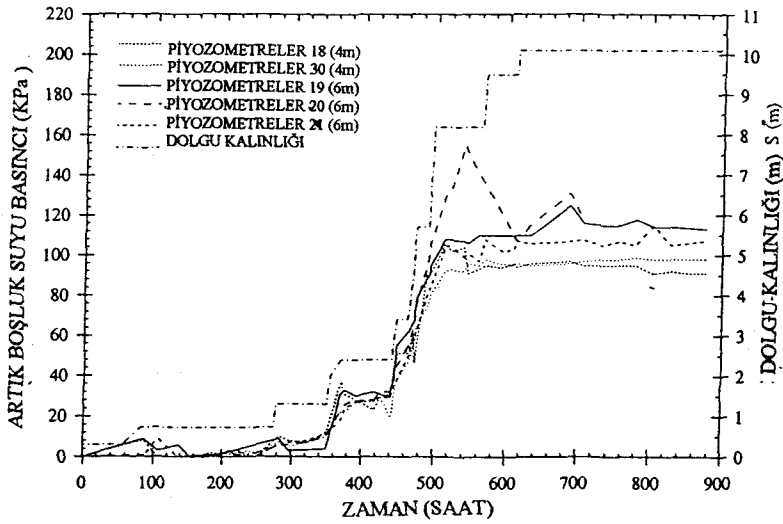
Şekil 3.20 Arazi planı ve dolgu kesiti (Rowe, 1995).



(a) 12, 28, 32, 13 ve 11 numaralı piyozometre ölçümleri



(b) 15, 16, 29 ve 17 numaralı piyozometre ölçümleri.



(c) 18, 30, 19, 20 ve 21 numaralı piyozometre ölçümleri.

Şekil 3.21 Piyozometrede ölçülen artık boşluk suyu basıncı-zaman eğrileri (Rowe, 1995).

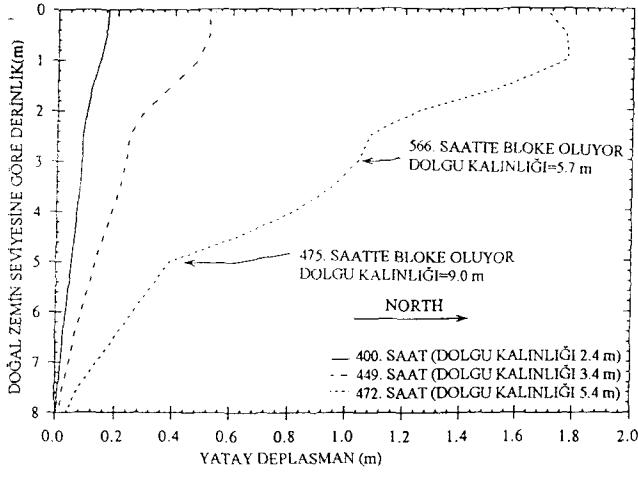
oluşumuna olanak sağlayacak kadar hızlı olması nedeniyle temel zemininde göçmenin gerçekleşmiş olmasıdır. Dolgu yüksekliğinin 8.2m'den 9.5m'ye yükseltilmesi esnasında 28 ve 32 numaralı piyozometrelerde bir miktar basınç artışı ölçülse de genelde 8.2m yüksekliğe ulaşıldıktan sonra boşluk suyu basınçlarının yaklaşık olarak sabit kaldığı görülmektedir.

Temel zemini içerisine yerleştirilen üç farklı inklonometreden elde edilen yanal yer değiştirmelerin derinlikle değişimi Şekil 3.22 (a), (b) ve (c)'de görülmektedir. Dolgunun topuk kısmına yerleştirilmiş olan inklonometrede (22I) 2.4m ve 3.4m dolgu yüksekliklerinde ölçülen yatay deplasmanlar sırasıyla 0.05 ve 0.12m'dir bu inklonometrede ölçülen yatay deplasmanlar dolgunun her safhasında diğer inklonometrelerde ölçülen değerlerden daha büyüktür. Bu durum, yumuşak temel zemini üzerine oturan dolgularda göçmeyi kontrol etmek amacıyla kullanılacak inklonometrenin dolgu topuğuna yerleştirilmesinin daha uygun olacağını göstermektedir .

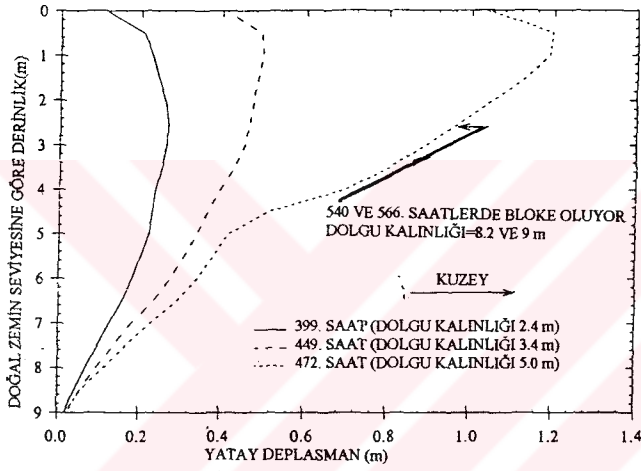
Dolgu yüksekliği 5.4m'ye ulaştığında 22I inklonometresinde oldukça büyük yanal deformasyonların olduğu kaydedilmiştir. Şekil 3.22 (a)'dan da görülebileceği gibi iki farklı göçme yüzeyinin olduğu tespit edilmiştir (Zemin yüzeyinden 2.5~3 ve 5m aşağıda). Dolgu yüksekliği 5.7m'ye ulaştığında ise çok büyük deformasyonların olduğu ve temel zemininde göçmenin gerçekleştiği görülmüştür. Dolgunun güney kesimine yerleştirilmiş olan inklonometre 26I'da ise 3.4m dolgu yüksekliğine kadar önemli deformasyonlar oluşmazken, dolgu yüksekliğinin 3.4m'den 5.7m'ye çıkartılmasıyla birlikte deformasyonların yön değiştirdiği görülmektedir.

Şekil 3.23 (a)'da ise oturma plakalarında ölçülen oturmaların zamanla değişimi görülmektedir. 3.4m dolgu yüksekliğine ulaşıncaya kadar oturma plakalarının her üçünde de benzer sonuçlar ölçülmüştür. Şekil 3.20'den de görülebileceği gibi bu yüksekliğe kadar plakalar üzerindeki dolgu kalınlığı aynıdır. 3.4m dolgu yüksekliğinden sonra 6S oturma plakasında çok az oturma gerçekleşmiştir. 7S ve 8S oturma plakalarında ise dolgu yüksekliği 8.4m ulaşıncaya kadar benzer oturmalar gerçekleşmiştir. Ancak 8.2m'den sonra 7S plakası üzerindeki dolgu yüksekliği sabit kalmaktadır. Şekil 3.23 (b)'de düşey deformasyon ölçerler (settlement auger) yardımı ile elde edilen oturma değerleri verilmektedir. Grafikte de görüldüğü üzere oturma plakalarından ve düşey deformasyon ölçerlerden elde edilen ölçümler oldukça benzerdir.

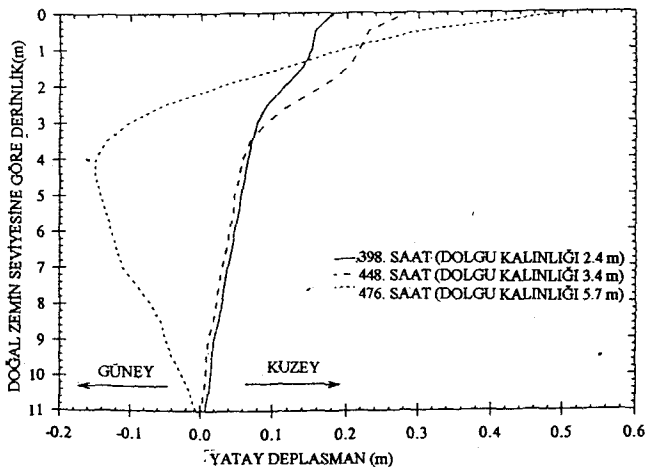
Oturma plakaları ve inklonometre ölçümleri birlikte değerlendirildiğinde 3.4m'lik dolgu yüksekliğine kadar oturmaların ve yanal deplasmanların dolgu yüksekliğine paralel olarak az miktarda değiştiği ve zeminin elastik bir davranış sergilediği görülmektedir. Ancak dolgunun



(a) 22I inklinometresinde farklı dolgu yüksekliklerinde ölçülen yanal deplasmanların derinlikle değişimi.

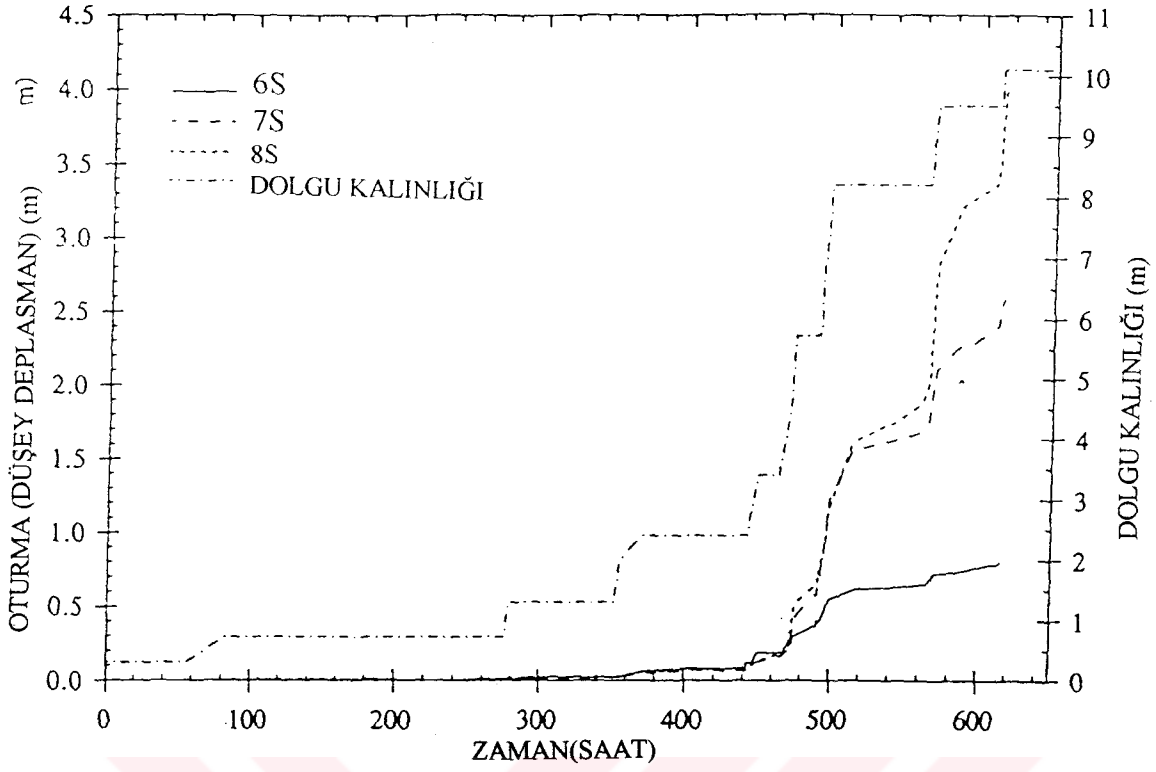


(b) 23I inklinometresinde farklı dolgu yüksekliklerinde ölçülen yanal deplasmanların derinlikle değişimi.

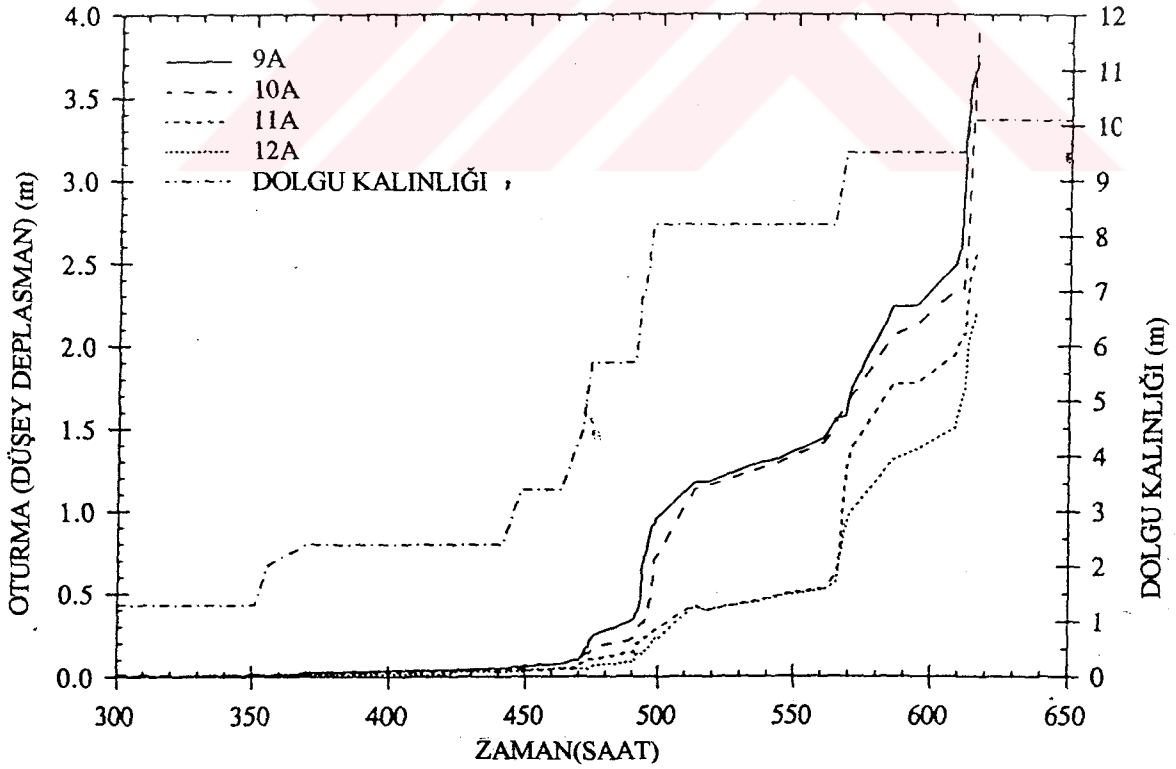


(c) 26I inklinometresinde farklı dolgu yüksekliklerinde ölçülen yanal deplasmanların derinlikle değişimi.

Şekil 3.22 İnklinometrede ölçülen yanal deplasman-derinlik eğrileri (Rowe, 1995).



(a) 6S, 7S ve 8S oturma plakaları için oturma-zaman eğrileri.



(b) 9A, 10A, 11A ve 12A düşey deformasyon ölçerleri için oturma-zaman eğrileri.

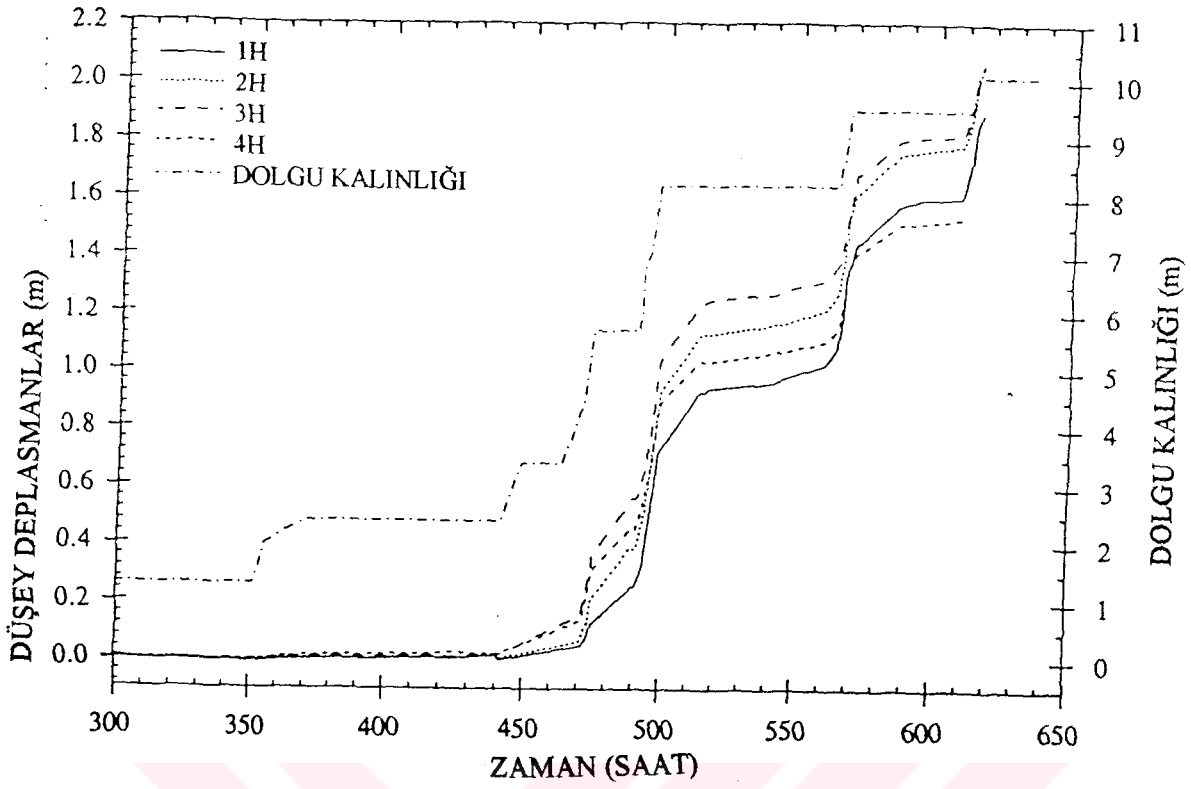
Şekil 3.23 Zamana bağlı olarak temel zemininde meydana gelen oturmalar (Rowe, 1995).

3.4m'den 5.7m'ye hızla inşa edildiği 463. ve 473. saatler arasında oturmalarda, boşluk suyu basınçlarında ve yanal deplasmanlarda ani bir artış gerçekleşmektedir. Dolgu yüksekliğinin 5.7m'den 8.2m'ye çıkartılması ile 7S ve 8S oturma plakalarında ölçülen oturma değerleri 0.65m'den 1.6m'ye çıkmaktadır. 497. ve 564. saatler arasında ise dolgu yüksekliği değişmemesine rağmen 7S ve 8S oturma plakalarında oturmalar devam etmiştir. Bu dönemde 8S plakasında 7S plakasına oranla daha yüksek oturma değerleri ölçülmüş ve 8S plakası çevresinde gerilme yoğunlaşması olduğu belirlenmiştir. 8.2m dolgu yüksekliğinde önemli miktarda yanal deformasyonların olduğu ve açık olarak göçmenin gerçekleştiği görülmektedir. Ancak göçme yumuşak temel zemini üzerine inşa edilen donatısız dolgulara görülen ani göçmenin aksine farklı bir yapıda gerçekleşmiştir. Temel zemininin 8.2m dolgu yükü altında göçmesinin ardından dolguya devam edilirken dolgu üst kotu değişmediği halde bu noktadan itibaren temel zemininin plastik davranış sergilediği görülmüştür.

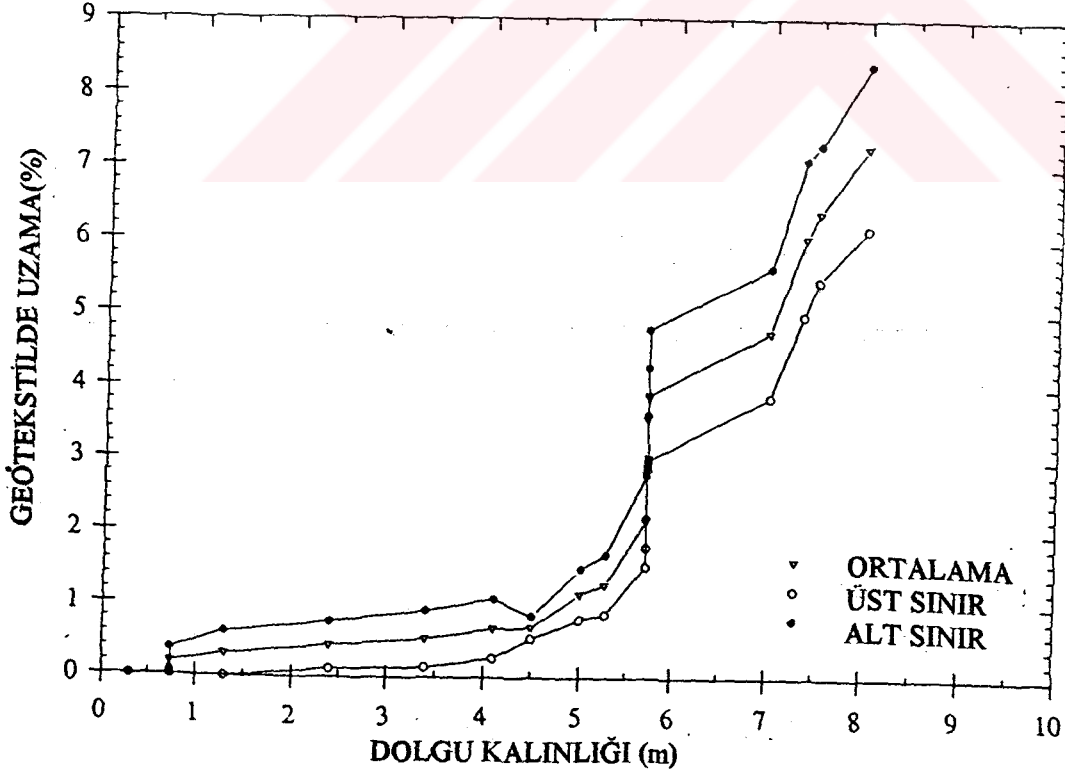
Dolgu seviye topuğuna yakın olarak yerleştirilmiş olan kabarma plakalarının dördünde de benzer düşey deformasyonlar kaydedilmiştir (Şekil 3.24). 2.4m dolgu yüksekliğine kadar meydana gelen kabarmalar göz ardı edilebilecek kadar küçüktür. Dolgu yüksekliği 5m oluncaya kadar kabarmalar düşük seviyelerde kalırken dolgunun 5m'den 5.7m'ye yükseltilmesi ile kabarmanın önemli miktarda arttığı görülmektedir. Dolgu yüksekliğinin 5.7m de sabit kaldığı 475. ve 490. saatler arasında ise dolgu yüksekliği artırılmadığı halde kabarmanın devam ettiği görülmektedir. Bu durum göçmenin gerçekleştiğini göstermektedir ve 5.7m'den sonra dolgu yüksekliği artırıldıkça kabarmalarında arttığı görülmüştür. Dolgu yüksekliği 8.2m'ye yükseltildiğinde ise göçmeye ulaşıldığı şev yüzeyinde oluşan çatlaklarla daha açık hale gelmiştir.

Geotekstil üzerine yerleştirilen deformasyon ölçerlerle ölçülen geotekstildeki uzamalar Şekil 3.25'te verilmiştir. Şekilden de görülebileceği gibi 3.4m dolgu yüksekliğine kadar geotekstilde meydana gelen uzamalar oldukça düşük (~%0.72) seviyelerdedir. Dolgu yüksekliğinin 4.1m'ye, 5m'ye ve 5.7m'ye yükselmesiyle uzamalarda sırasıyla 1%, %2 ve 3%'e yükselmektedir. Dolgu yüksekliği 5.7m'de sabit iken uzamalarda büyük bir artış meydana gelmektedir (%3~%5).

Geotekstilde meydana gelen uzamalar, boşluk suyu basıncı değişimleri, yatay ve düşey deplasmanlar birlikte göz önüne alındığında temel zemininin 5.7m dolgu yüksekliğinde göçmeye ulaştığı görülmektedir. Geotekstilde meydana gelen uzamalara bakıldığında geotekstilin stabiliteye olan katkısı 3.4m dolgu yüksekliğine kadar belirgin olmamakla birlikte dolgu yüksekliğinin 4.5m'ye ulaşmasının ardından yavaş yavaş artmaktadır. Dolgu 5.7m



Şekil 3.24 Kabarma plakaları için düşey deformasyon-zaman eğrileri (Rowe, 1995).



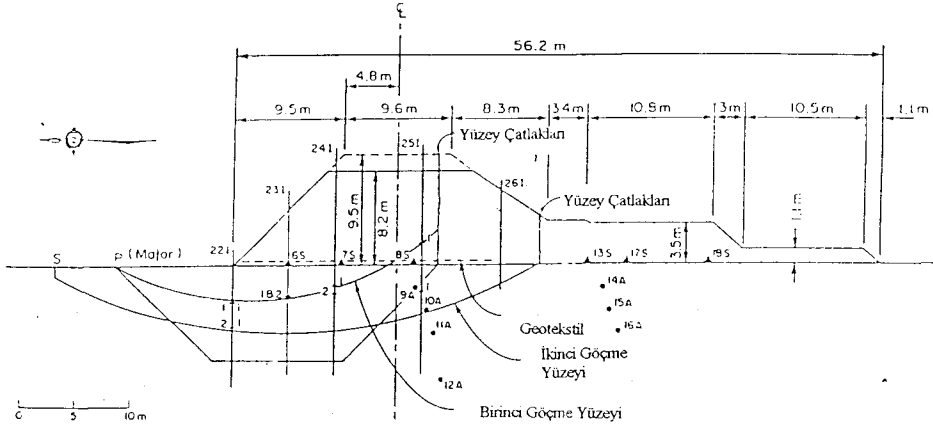
Şekil 3.25 Dolgu yüksekliği değişimine bağlı olarak geotekstillerde meydana gelen uzamalar (Rowe, 1995).

yüksekliğe ulaştıktan sonra geotekstilin stabiliteye olan katkısı belirgin olarak artmaktadır. 8.2m dolgu yüksekliğine ulaşıldığında geotekstildeki uzama %8.5 seviyelerindedir. Dolgu yüksekliği 8.2m'de sabit iken deformasyonların ve geotekstildeki uzamaların devam ettiği ve geotekstildeki uzamanın %25'lere ulaşmasının ardından geotekstilin koptuğu belirlenmiştir.

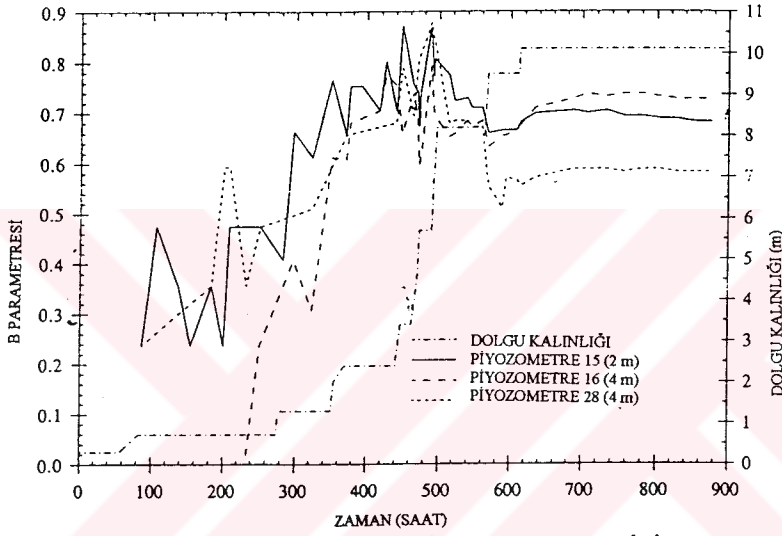
Ölçüm aletlerinden elde edilen veriler ve arazide yapılan gözlemler iki ayrı dairesel göçme yüzeyinin oluştuğunu göstermektedir. Dairesel tipteki göçme yüzeylerinden ilki donatılı kısım içerisinde, ikincisi ise donatılı kısım dışında yer almaktadır (Şekil 3.26).

Dolgunun performansı incelenirken göz önünde bulundurulacak bir diğer parametre de $B=(\Delta u/\gamma\Delta H)$ eşitliği ile verilen ve belirli bir zamanda ölçülen maksimum artık boşluk suyu basıncının o anda dolgu tabanında oluşan düşey gerilmeye oranı olarak tanımlanan B parametresidir. B parametresinin zamanla olan değişimi Şekil 3.27 (a) ve (b) de verilmiştir. Şekillerde 15, 16 ve 28 numaralı piyozometreler için elde edilen eğrilerden, inşaat süresi boyunca piyozometrelerin benzer davranış sergiledikleri görülmektedir. İnşaatin başlangıcında 0.4m kalınlığındaki dolgu tabakasının serilmesi uzun bir sürede gerçekleştirildiğinden bu gerilme seviyesinde B'nin değerinin oldukça düşük olduğu görülmektedir (0.2~0.4). Dolgu yüksekliğinin 1.3m'ye yükseltilmesi sonucunda B'nin değerinin arttığı ve 0.51 ile 0.66 arasında olduğu görülmektedir. Dolgunun 2.4m'ye yükseltilmesi sonucunda ise B'nin 0.66 ile 0.80 arasında değişen bir değer aldığı belirlenmiştir. Ancak B'nin en yüksek olduğu zaman dolgu yüksekliği 5.7m'ye çıkartıldığı 488. saattir. Bu aşamada B'nin değerinin 0.88 kadar yükseldiği görülmektedir. Dolgu yüksekliğinin 5.7m'den 8.2m'ye çıkartılmasının B parametresinin değerini pek değiştirmedeği ve hatta zamanla B parametresinin değerinde bir azalmanın olduğu görülmektedir. Dolgu yüksekliğini 9.5m'ye yükseltilmesi ile B parametresinde az bir artışın gerçekleştiği ancak bu noktadan sonra B'nin değerinin değişmeyerek yaklaşık sabit kaldığı görülmektedir.

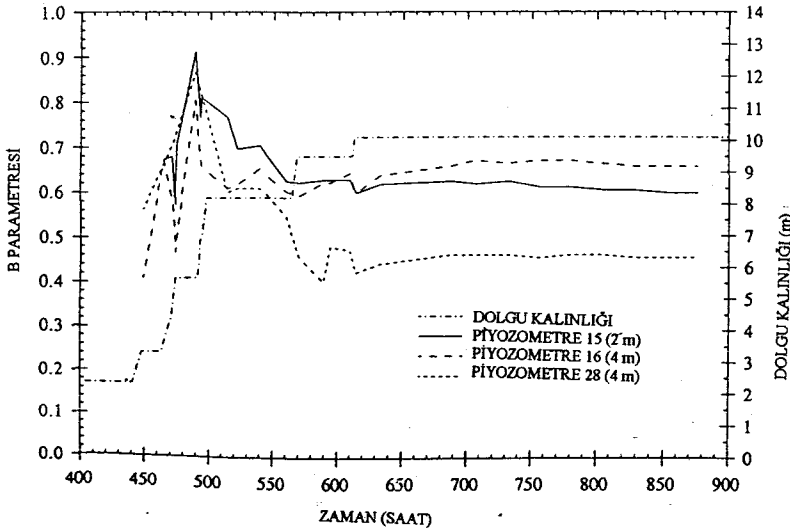
Yapılan ölçümler ve gözlemler sonucunda temel zemininin 2.4m dolgu yüksekliğine kadar elastik davranış sergilediği görülmüştür. Dolgu yüksekliğinin 5m'den 5.7m'ye çıkartılması esnasında inklonometre okumaları ve geotekstilde meydana gelen uzamalar zeminin plastik davranış sergilemeye başladığının göstermektedir. Bu inşaat safhasında geotekstilin stabiliteye olan katkısının önemli oranda arttığı görülmektedir. Boşluk suyu basıncı artışları temel zeminin dolgu 5.7m'ye yükseltildiği zaman göçmeye ulaştığını göstermektedir. İnklonometreler de inşaatın bu safhasında büyük deformasyonlara maruz kalmışlar ve bloke olmuşlardır. Geotekstilin stabiliteye olan katkısı bu noktadan itibaren belirgin hale gelmektedir ve dolgu yüksekliğinin daha fazla yükseltilebilmesi de geotekstil sayesinde



Şekil 3.26 Donatılı dolguda meydana gelen göçme yüzeyleri (Rowe, 1995).



(a) 15, 16 ve 28 numaralı piyazometreler için B parametresinin zamana bağlı değişimi.



(b) 15, 16 ve 28 numaralı piyazometreler için B parametresinin zamana bağlı değişimi.
(425. saat esas alınarak bulunan değerler.)

Şekil 3.27 B parametresinin zamana bağlı değişimi (Rowe, 1995).

mümkün olmaktadır. Geotekstil donatılı dolgu altında 8.2m dolgu yüksekliğinde göçme meydana gelmesi, geotekstil sayesinde göçme anında dolgu yüksekliğinin donatısız dolguya kıyasla %44 oranında arttığını göstermektedir. Donatılı dolgular altında meydana gelen göçmenin viskoplastik tipte bir göçme olduğu ve yumuşak temel zemini üzerine inşa edilen donatısız dolgulara görülen ani göçmeden farklı olduğu görülmüştür.

3.2.1.2 Reinforced Earth Şirketinin Çalışmaları

Reinforced Earth (Donatılı Zemin) şirketi donatılı zemin uygulamaları ile ilgili ek çok çalışmaya finansal destek sağlamıştır. Şirketin katkılarıyla yeni yöntemlerin geliştirilebilmesi ve daha ekonomik çözümlerin üretilebilmesi amacıyla birçok test dolgusu inşa edilmiştir.

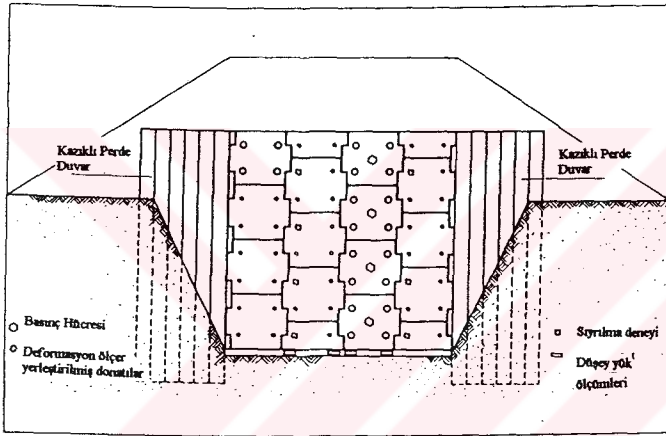
1975 yılında Fransa'da yüksek aderanslı donatı çubuklarının kullanıldığı bir duvarın vibrasyon etkisi altındaki performansı incelenmiştir. 1976 yılında standart dışı metal kaplamaların kullanıldığı bir test dolgusu inşa edilmiş ve göçmeye ulaşmaya kadar yük artırılarak yapının göçme anındaki performansı incelenmiştir. 1977 yılında Madrid'de zemin içerisinde donatı olarak kullanılan çeliğin korozyona maruz kalmasının yapının performansına olan etkisini görmek amacıyla 0.6mm kalınlığında donatı çubukları kullanılarak 6m yüksekliğinde test dolgusu inşa edilmiştir (Şekil 3.28). Çalışma sonucunda korozyon etkisinin yapının performansını çok az etkilediği görülmüştür.

1978 yılında Japonya'da donatılı dolgu üzerine sürşarj yükü etkimesinin ve yüzey kaplamalarının dolgunun performansına olan etkisini incelemek amacıyla 6m yüksekliğinde bir test dolgusu inşa edilmiştir. Dolgu içerisindeki ölçüm aletlerinin yerleri Şekil 3.29'da görülmektedir. Şekil 3.30'da ise dolgu kesiti ve dolgu içerisinde donatılara etkileyen çekme kuvvetleri görülmektedir. Yüzey kaplamaları donatı çubuklarına bağlanmadığı halde dolgunun ilk safhalarında yüzey kaplamasında deformasyonların oluşmadığı, dolayısı ile kaplamaların yapı performansına etkisinin olmadığı görülmüştür. Yapı göçmeye ulaşmaya kadar yük artırıldığı zaman ise oluşan göçme yüzeyinin maksimum çekme gerilmelerinin olduğu düzlem boyunca olduğu görülmüştür (Şekil 3.30).

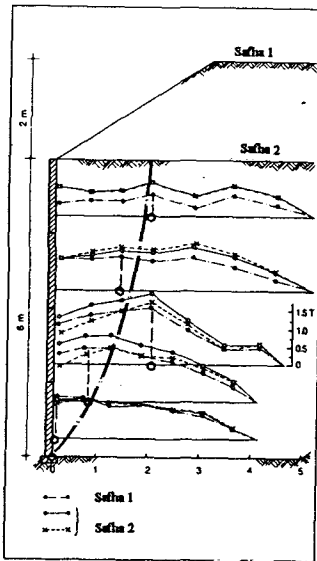
1983 yılında Amerika'da kısa donatı çubuklarının kullanıldığı 6m yüksekliğinde bir test dolgusu inşa edilmiştir. Dolgu iki kısımdan oluşmaktadır. Birinci kısım 2.7m boyunda ($L/H=0.45$) donatı çubuklarından oluşmaktadır ve kesiti dikdörtgen şeklindedir. İkinci kısım ise trapez kesitli olup bu kısımda 1.8 ile 3m arasında değişen boylarda ($L/H=0.30\sim 0.50$) donatılar kullanılmıştır. 1986 yılında Fransa'da benzer özellikte ancak 10.5m yüksekliğinde bir test dolgusu inşa edilmiştir (Şekil 3.31). Dolgu pek çok ölçüm aleti ile donatılmış olup iki



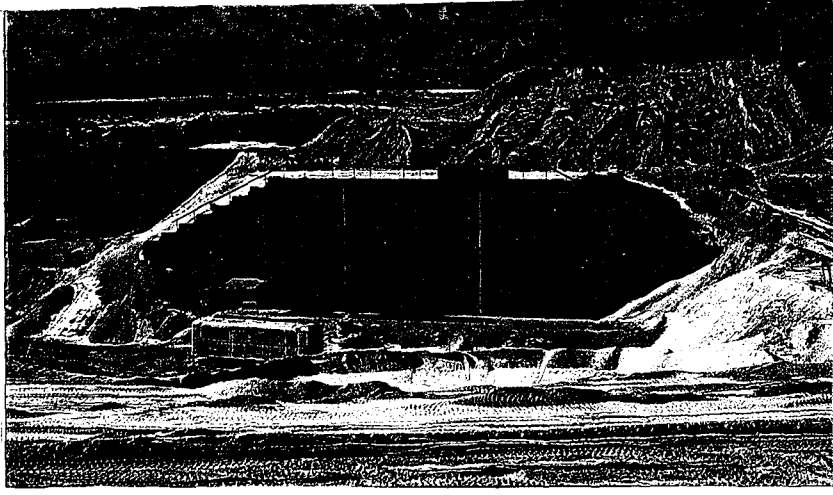
Şekil 3.28 Madrid’te inşa edilen test dolgusu (Reinforced Earth , 1989).



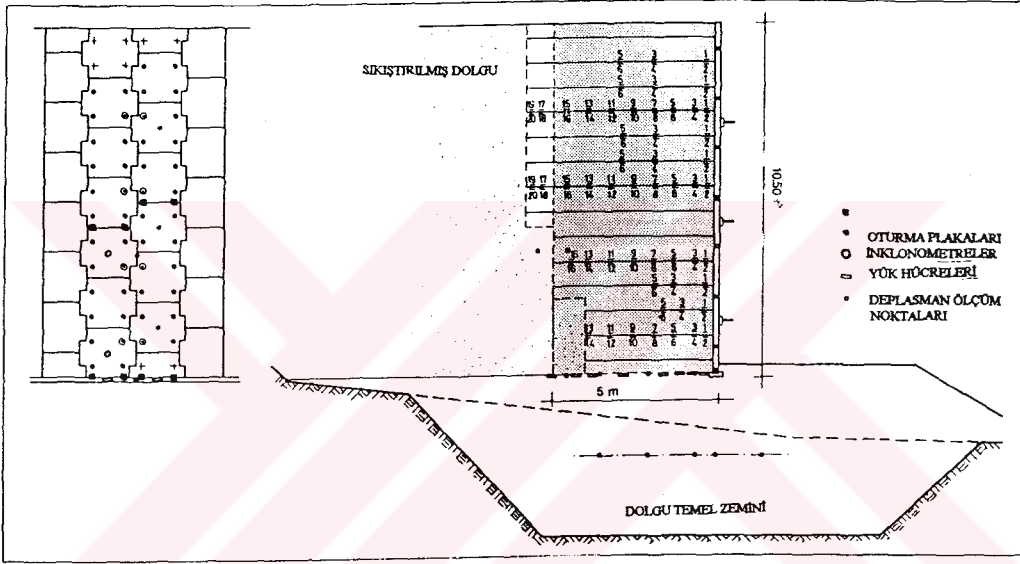
Şekil 3.29 Dolgu içerisinde ölçüm aletlerinin yerleri (Reinforced Earth, 1989).



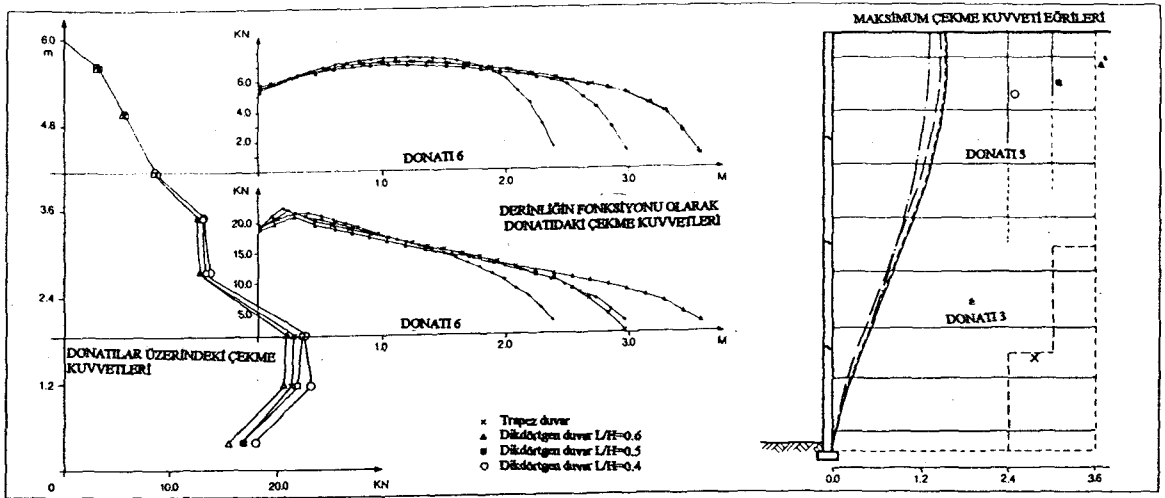
Şekil 3.30 Dolgu kesiti ve donatılara etkiyen çekme kuvvetleri (Reinforced Earth, 1989).



Şekil 3.31 Fransa'da inşa edilen 10.5m yüksekliğindeki test dolgusu (Reinforced Earth, 1989).



Şekil 3.32 Dolgu kesiti ve ölçüm aletlerinin dolgu içerisindeki yerleri (Reinforced Earth, 1989).



Şekil 3.33 Donatılarda oluşan maksimum çekme gerilmeleri ile belirlenen göçme yüzeyleri (Reinforced earth, 1989).

kısımdan oluşmaktadır (Şekil 3.32). Birinci kısım 5m boyunda ($L/H=0.5$) donatı çubuklarının kullanıldığı dikdörtgen kesitli kısımdır. İkinci kısım ise 4 ile 6m arasında ($L/H=0.4\sim 0.6$) değişken boydaki donatı çubuklarının kullanıldığı trapez kesitli kısımdır. Gerçek uygulamalarda karşılaşılabilecek olumsuz koşullara uygun olması açısından dolgu, taşıma gücü düşük yumuşak bir temel zemini üzerine, orta kalitede dolgu malzemesi kullanılarak hazırlanmıştır. Yapılan çalışmalar sonucunda metal çubukların kullanıldığı dolgularda donatı boyunun kısa olması durumunda ($0.4H$ 'a kadar), dolgu kesiti trapez olsa dahi, dolguların benzer davranışlar sergilediği anlaşılmıştır. Ayrıca test dolgularının sonlu elemanlar modelleri oluşturularak elde edilen deney sonuçları ile analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Yapılan karşılaştırmalar sonucunda donatı boyunun oluşacak çekme gerilmelerine olan etkisi belirlenmiş ve donatı çubuklarında oluşan maksimum çekme gerilmeleri yardımıyla olası göçme yüzeylerinin geometrisi belirlenmiştir (Şekil 3.33). (Reinforced Earth Company Catalogue, 1986)

3.2.1.3 N. W. John'nun Çalışması (1986)

Donatılı zemin uygulamalarında geotekstillerin kullanılmaya başladığı ilk yıllarda geotekstil donatılı şevlerin ve istinat yapılarının tasarımı metal çubukların kullanıldığı yapılarınkine benzer olarak yapılmaktaydı. Ancak bu yöntemlerde geotekstillerin metal çubuklara oranla oldukça düşük çekme dayanımına sahip olmaları ve geotekstildeki çekme gerilmesi-deformasyon etkileşiminin metal çubuklarınkinden farklı olması göz önüne alınmıyordu. Bu nedenle N. W. John (1986) donatılı zeminlerde geotekstillerin performansını incelemek amacıyla üç adet test dolgusu üzerinde çalışmalar gerçekleştirmiştir.

Test dolgularından ikisi yeraltı su seviyesinin değişkenlik gösterdiği bir alanda inşa edilmiştir. Böylece yeraltı su seviyesi değişiminin geotekstil donatıda oluşacak çekme gerilmelerini ne şekilde etkilediği incelenmiştir.

Tasarımda aderans boyu hesaplanırken, yanal kuvvetlerin dengesine dayalı basit bir yöntem kullanılmıştır. Bu yöntemde geotekstilin göçme bölgesi dışında kalan kısmının stabiliteye katkı sağladığı düşünülmüş ve yanal toprak itkisinin (P) geotekstiller ile zemin arasında meydana gelen sürtünme kuvvetleri (ΣF) ile karşılandığı düşünülmüştür.

$$P=K_a\gamma H^2/2 \quad (3.2)$$

$$F=2L_a\gamma hb\mu \quad (3.3)$$

Burada; K_a yanal itki katsayısı, γ zeminin birim hacim ağırlığı, H duvar yüksekliği, L_a geotekstil aderans boyu, b geotekstil donatı genişliği ve μ ise yüzey sürtünme katsayısıdır.

Bu durumda güvenlik katsayısı $FS = \Sigma F/P$ olmaktadır. Tasarımda göz önünde bulundurulan iki farklı tip göçme yüzeyi Şekil 3.34'te görülmektedir. Su altındaki kesim için aderans boyu hesaplanırken toplam yanal kuvvet P' ve geotekstil ile zemin arasında oluşan sürtünme ise $\Sigma F'$ olarak hesaplanmaktadır.

$$P' = K_a \gamma' H^2 / 2 \quad (3.4)$$

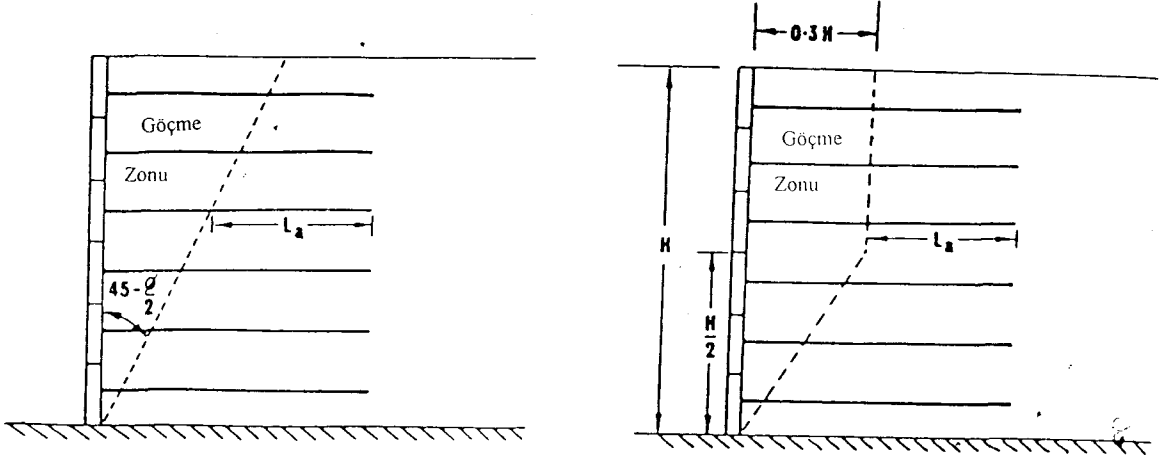
$$F' = 2L_a \gamma' h b \mu \quad (3.5)$$

Burada; γ' su altındaki birim hacim ağırlık değeridir. γ' eşitliğinin her iki tarafında da yer aldığını düşünerek zeminin su altında olmasının bir etkisinin olmadığı düşünülse de yapılan çalışma sonucunda bunun doğru olmadığı görülmüştür.

Yer altı su seviyesinin değişkenlik gösterdiği donatılı istinat yapılarından biri 8m diğeri ise 4m yüksekliktedir. Kuru ortamda inşa edilen duvar ise 2.5m yüksekliğindedir. Yapıların performansını incelemek amacıyla pek çok ölçüm aletinden faydalanılmıştır. Geotekstil donatılar ile kaplama panellerinin birleştiği noktalara yük ölçüm hücreleri yerleştirilmiştir.

Yapılan ölçümler sonucunda yapının üst kesiminde ölçülen yanal toprak basınçlarının aktif toprak basıncına yakın olduğu ancak duvarın alt kısımlarına inildikçe ölçülen değerlerin aktif toprak basıncı değerlerinden oldukça küçük olduğu görülmüştür (Şekil 3.35). İnşaat esnasında ölçülen bu değerlerin inşaat sonrası durum içinde geçerli olduğu Şekil 3.36'da görülmektedir. İnşaat esnasındaki durumla inşaat sonrası durum karşılaştırıldığında inşaatın tamamlanmasından kısa bir süre sonra yük dağılımında az miktarda değişimin olduğu anlaşılmaktadır. Şekil 3.36 ve inşaatın tamamlanmasından uzun bir süre sonrasında gösteren Şekil 3.37 karşılaştırıldığı zaman ise yanal itkilerde zamanla bir miktar artışın gerçekleştiği görülmektedir.

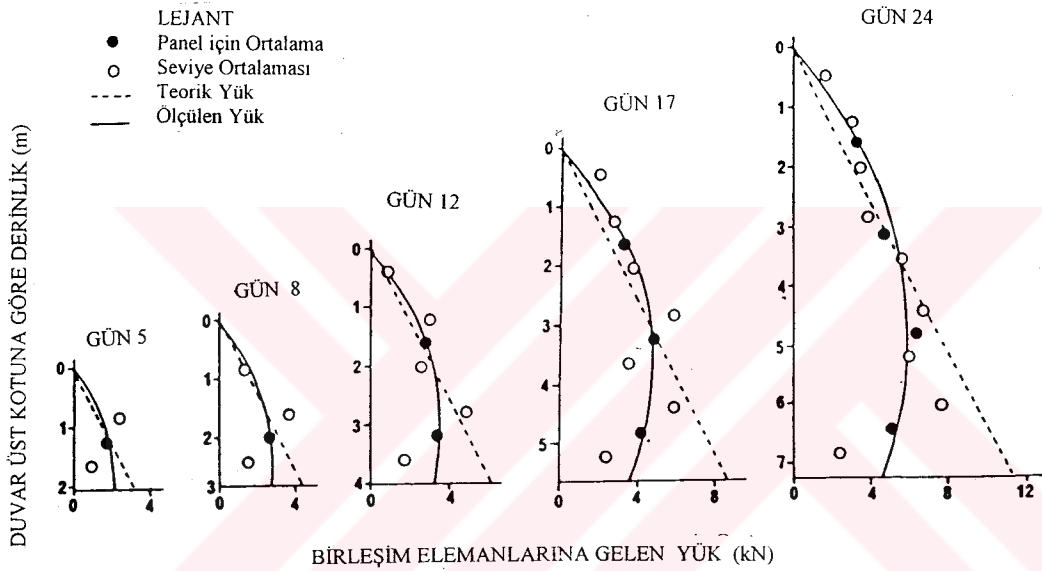
Su seviyesinin yükselmesinin ardından meydana gelen yanal toprak basıncı ölçümleri ise Şekil 3.38'de verilmiştir. Şekil 3.36 ve Şekil 3.38 karşılaştırıldığı zaman, yeraltı su seviyesinin yükselmesi ile yanal basınçların arttığı görülmektedir. Diğer yandan yer altı su



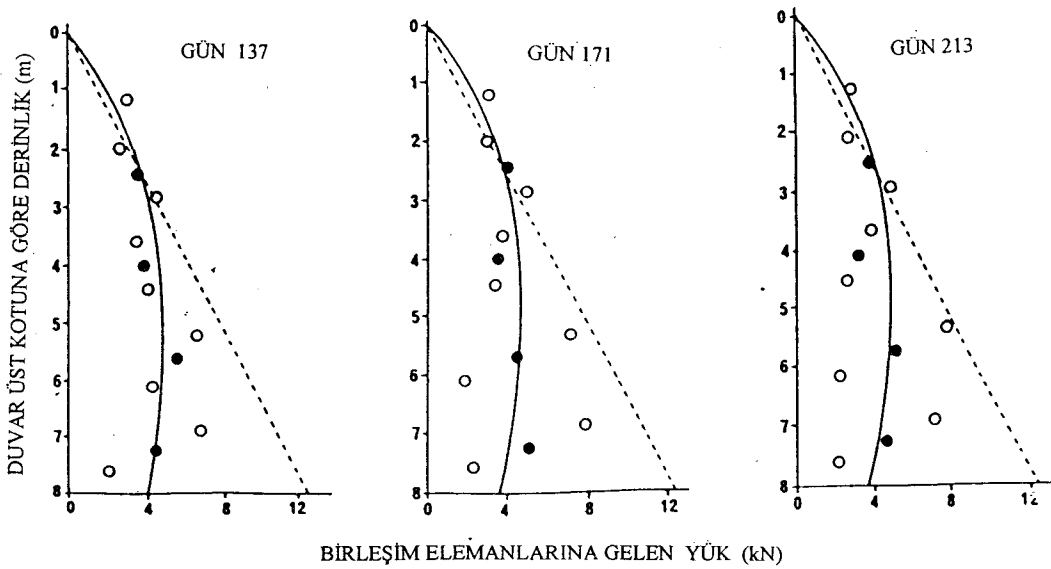
(a) İngiliz kayma kaması.

(b) Fransız kayma kaması.

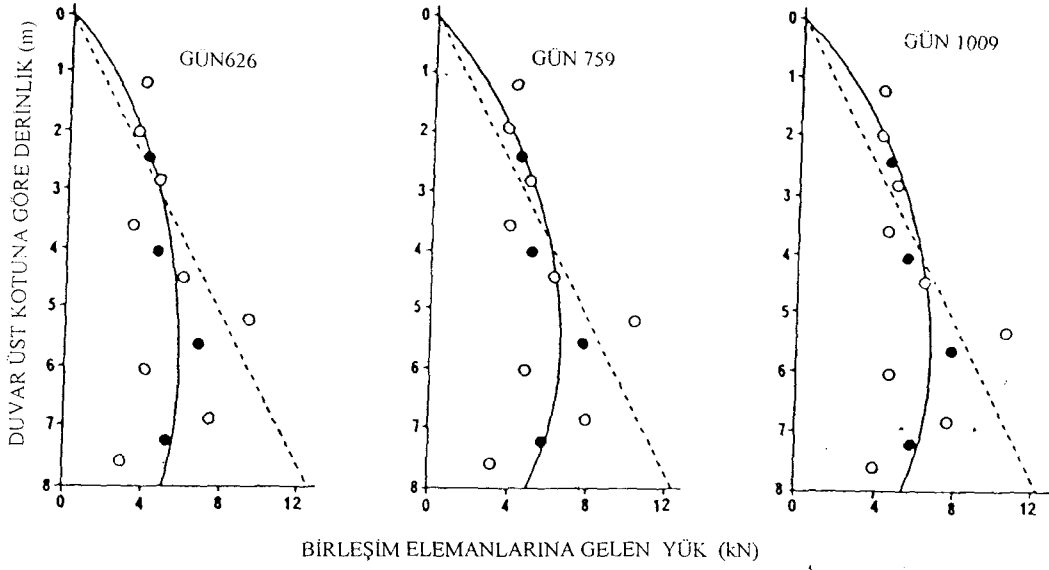
Şekil 3.34 Tasarımda göz önünde bulundurulmuş iki farklı tip göçme yüzeyi (John, 1986).



Şekil 3.35 İnşaat esnasında ölçülen yanıl toprak basıncı değerleri (John, 1986).



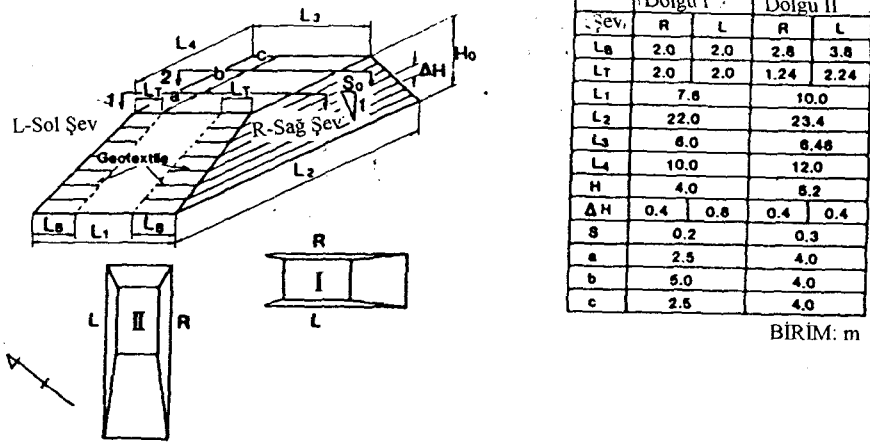
Şekil 3.36 İnşaat sonrası durum için ölçülen yanıl toprak basıncı değerleri (John, 1986).



Şekil 3.37 İnşaatın tamamlanmasından uzun bir sonra süre oluşan yanıl toprak basıncı değerleri (John, 1986).



Şekil 3.38 Su seviyesinin yükselmesinin ardından oluşan yanıl toprak basıncı değerleri (John, 1986).



Şekil 3.39 Test dolgularının geometrisi ve boyutları (Tatsuoka ve Ando, 1982, 1984).

seviyesinin yükselmesi geotekstil ile zemin arasında oluşacak sürtünmelerin azalmasına neden olmaktadır ve sürtünmeden dolayı oluşacak $F=F'$ olmaktadır. Bu durum aderans için güvenlik sayısını γ/γ' oranında azaltmaktadır. Güvenlik sayısının su seviyesinin yükselmesi sonucunda azaldığı görüşünü doğrulamak amacıyla Queen Mary kolejinde de model deney çalışmaları yapılmış ve benzer sonuçlar elde edilmiştir.

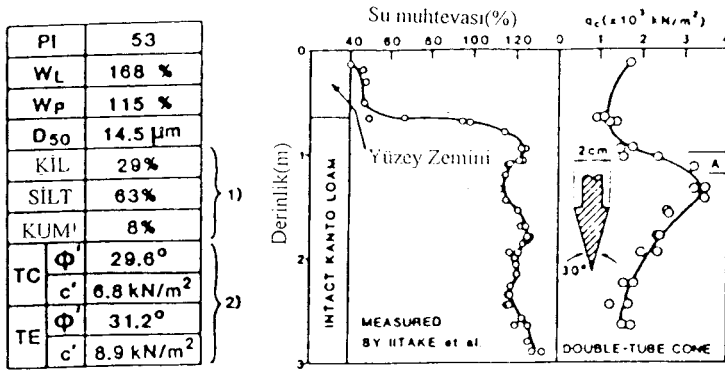
Yapılan çalışmalar sonucunda yer altı su seviyesi değişiminin aderans boyu için geçerli güvenlik sayısını büyük oranda azalttığı görülmüştür. Her ne kadar yapılan yapıların tasarımında alınan yüksek güvenlik katsayıları nedeniyle bu durum genellikle yapı güvenliğini tehlikeye sokmasa da yine de yapının davranışını doğru modelleyebilmek açısından bu durumun göz ardı edilmemesi gerektiği vurgulanmıştır.

3.2.1.4 F. Tatsuoka ve H. Ando'nun Çalışmaları (1982, 1984)

Chiba deney merkezinde birisi 1982 yılında (Dolgu I) ve diğeri ise 1984 yılında (Dolgu II) olmak üzere iki geotekstil donatılı test dolgusu inşa edilmiştir. Şekil 3.39'da boyutları verilen, aşırı hassas kilden oluşan temel zemini üzerine inşa edilen dolgularda donatı malzemesi olarak örgüsüz tipte geotekstiller kullanılmıştır. Dolgu malzemesi olarak da yine temel zeminini oluşturan ve özellikleri Şekil 3.40'ta verilen kil kullanılmıştır.

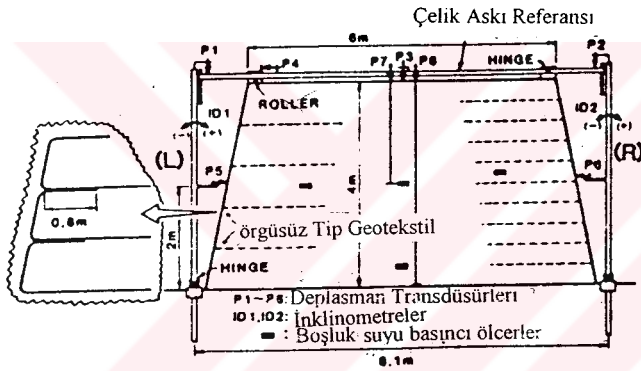
1982 yılında inşa edilen Dolgu I, 1985 yılında göçertilerek yapının inşaat esnasındaki performansının yanı sıra göçme anındaki performansı da incelenmiştir. 1984 yılında inşa edilen Dolgu II ise 1985 yılında üzerine iki hafta boyunca su verilerek bu kritik koşullar altında yapının sergilediği performans incelenmiştir. Dolgularda meydana gelen gerilmeler, şekil değiştirmeler ve boşluk suyu basıncı değişimleri kullanılan ölçüm aletleri yardımı ile kaydedilmiştir. Kullanılan ölçüm aletlerinin ve geotekstillerin dolgu kesiti içerisindeki yerleri Şekil 3.41'de görülmektedir. Dolgu I'de sağ ve sol şevdeki geotekstillerin boyu dolgu yüksekliği boyunca sabit tutulmuştur. Ancak dolgunun sol şevinde düşey geotekstil aralığı 80cm, sağ şevinde ise 40cm olacak şekilde dolgu inşa edilmiştir. Dolgu II'de ise sağ ve sol şevlerde değişken boylarda geotekstiller kullanılmıştır. Geotekstillerin boyu dolgu içerisinde düşey bir düzleme kadar uzatılarak dolgunun alt kesimlerinin de kolay drene olabilmesi sağlanmıştır. Dolgunun sağ kesiminde kullanılan geotekstillerin boyu dolgunun sol kesimindekilere oranla kısa bırakılmıştır.

Şekil 3.42'de ikinci dolgunun sağ şevi için ölçülen düşey gerilme-deformasyon eğrileri verilmiştir. Dolgunun, başlangıç kısımları hariç diğer kısımlarda, tek boyutlu konsolidasyon

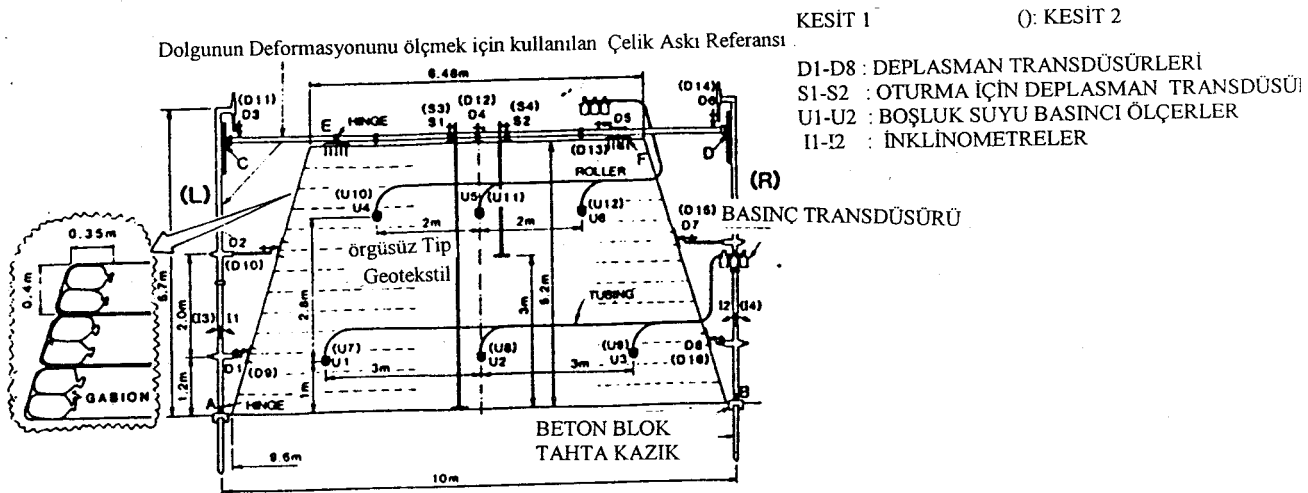


- 1) KİL < 5 μm, SİLT: 5~74 μm, Kum > 74 μm
- 2) A(2) ' den örselenmemiş numune

Şekil 3.40 Temel zeminini oluşturan ve dolgu malzemesi olarak da kullanılan zeminin özellikleri (Tatsuoka ve Ando, 1982,1984).

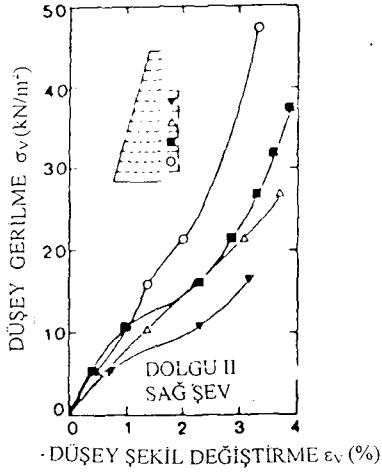


(a) Birinci dolgu kesiti.

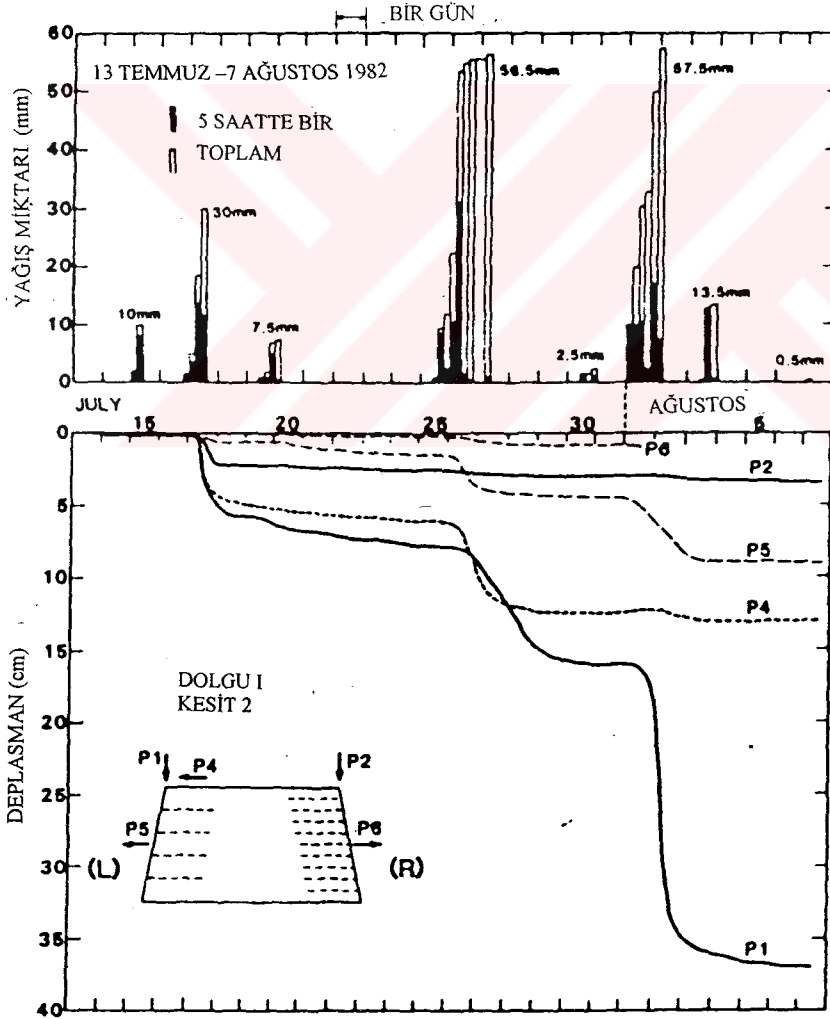


(b) İkinci dolgu kesiti.

Şekil 3.41 Dolgu kesitleri (Tatsuoka ve Ando, 1982,1984).



Şekil 3.42 İkinci dolgunun sağ şevi için ölçülen düşey gerilme-deformasyon değerleri (Tatsuoka ve Ando, 1982,1984).



Şekil 3.43 Birinci dolguda ilk 26 gün içerisinde meydana gelen deformasyonlar (Tatsuoka ve Ando, 1982,1984).

davranışına uygun davranış sergilendiği gözlemlenmiştir. Yanal deformasyonların ise geotekstil donatılar sayesinde oldukça düşük seviyelerde kaldığı görülmüştür.

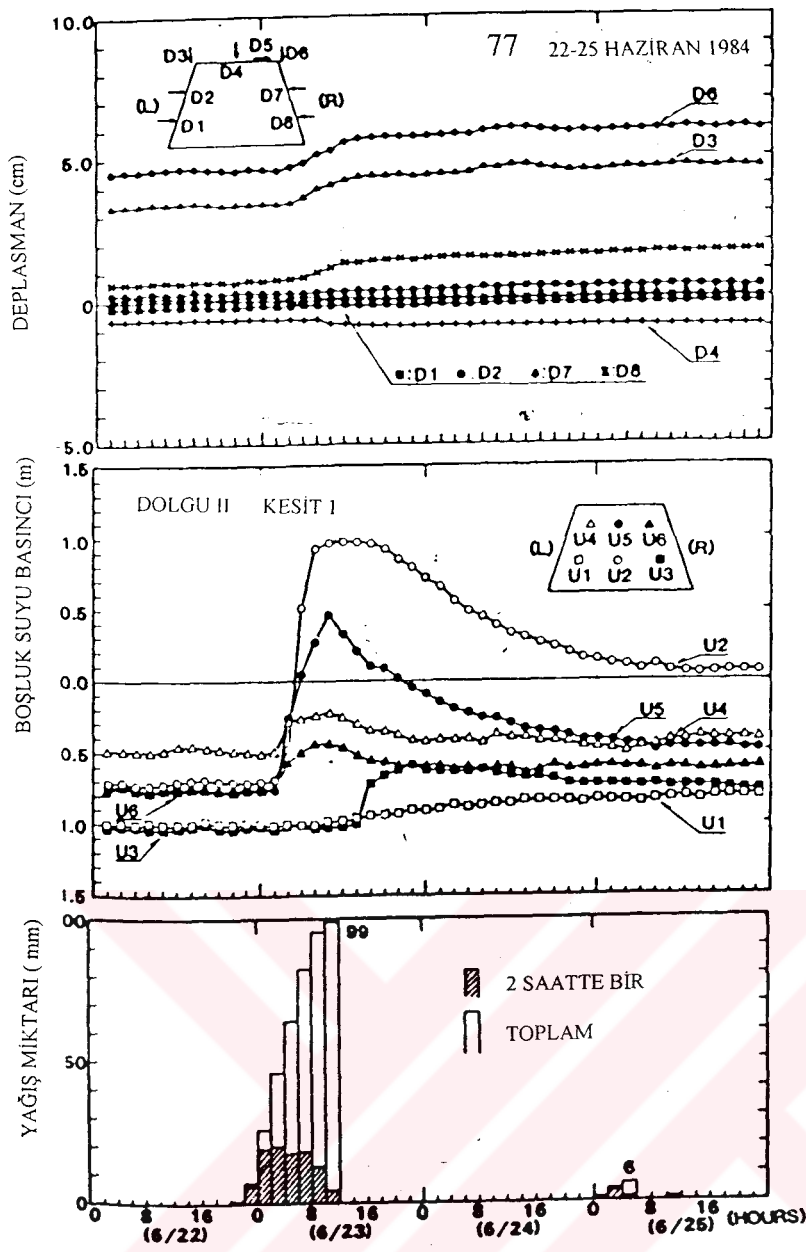
Dolgularda ilk yağmurların ardından önemli deformasyonlar meydana gelmiştir (Şekil 3.43 ve Şekil 3.44). Ancak takip eden yıllarda yağış etkisi altında meydana gelen deformasyonlar büyük oranda azalmıştır. Yağışlardan en çok birinci dolgunun sol kesimi etkilenmiştir. Bu kesimde ilk iki ayda 49cm'lik oturma ve 16cm'lik yanıl deformasyon meydana gelmiştir. Şekil 3.45'ten de görüleceği üzere ikinci dolgu üzerine su verilmesi ile birlikte dolguda efektif gerilmeler azalmaya başlamış, oturmalar ve genişlemeler meydana gelmiştir.

Dolgularda yağmur suyu etkisinde oluşan oturmalar iki şekilde meydana gelmiştir. Birinci dolgunun sağ şevinde yağmur suyu etkisiyle ve ikinci dolgunun üzerine su verilmesinin etkisiyle oluşan birinci tip oturmalar, tek boyutlu konsolidasyon oturmaları şeklinde meydana gelen oturmalarlardır. İkinci tip oturmalar ise kayma mukavemetindeki azalmanın sonucunda meydana gelen oturmalarlardır. Bu tip oturmalar efektif gerilmenin azalması sonucu oluşmaktadır ve birinci dolgunun sol kesiminde meydana gelen oturmalar bu tiptedir (Şekil 3.46). Şekil 3.47'de donatılı kesimdeki (U1, U3, U4 ve U6) efektif gerilmedeki azalmanın, donatısız kesime oranla (U2 ve U5) oldukça küçük olduğu görülmektedir. Bu durum, geotekstillerin drenaj açısından nedenli etkili olduğunun bir göstergesi olarak kabul edilmiştir.

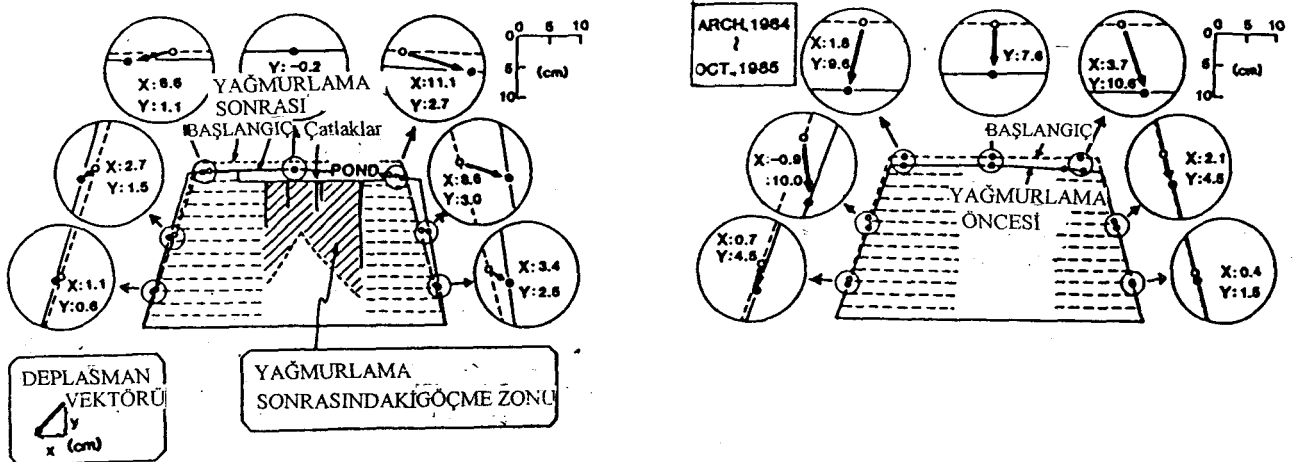
Dolgulardaki göçme mekanizmaları incelendiğinde, birinci dolgunun sol kesiminin alt tarafında dolgu zeminin göçmesinden ötürü yerel göçme meydana gelmiştir. İkinci dolgunun her iki şevinde ise dolgu üzerine su dökülmesinden dolayı temel zeminin göçtüğü görülmektedir. Burada dolgunun sadece donatısız kesimlerinde çatlaklar oluşurken, bu çatlaklardan sızan suyun oluşturduğu basınçların ve kayma mukavemetindeki azalmanın etkisiyle donatılı dolgu şevlerinde önemli deformasyonların meydana geldiği belirlenmiştir. İkinci dolguda kısa donatıların kullanıldığı sağ şevde sol şeve oranla daha fazla yanıl deformasyon meydana gelmiştir. Yapılan gözlemler sonucunda kullanılan örgüsüz tipteki geotekstilin, donatı fonksiyonu yanında drenaja da katkı sağladığı ve yapının stabilitesini önemli oranda artırdığı anlaşılmıştır.

3.2.2 Arazide Gerçek Yapıların İncelenmesi

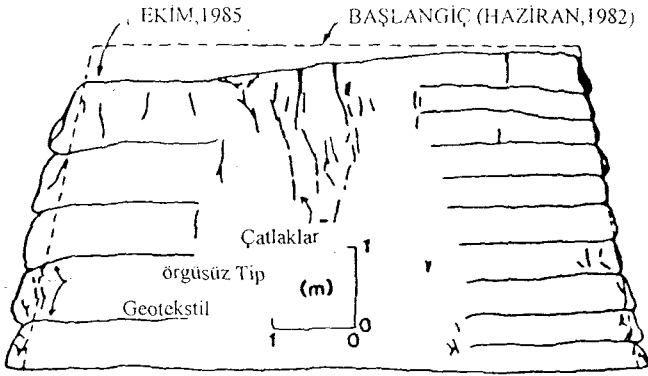
Geotekstil donatılı zeminin davranışını incelemek amacıyla test dolguları inşa edilmesinin yanı sıra arazide gerçek yapıların davranışı da çeşitli ölçüm aletleri yardımı ile incelenebilmektedir.



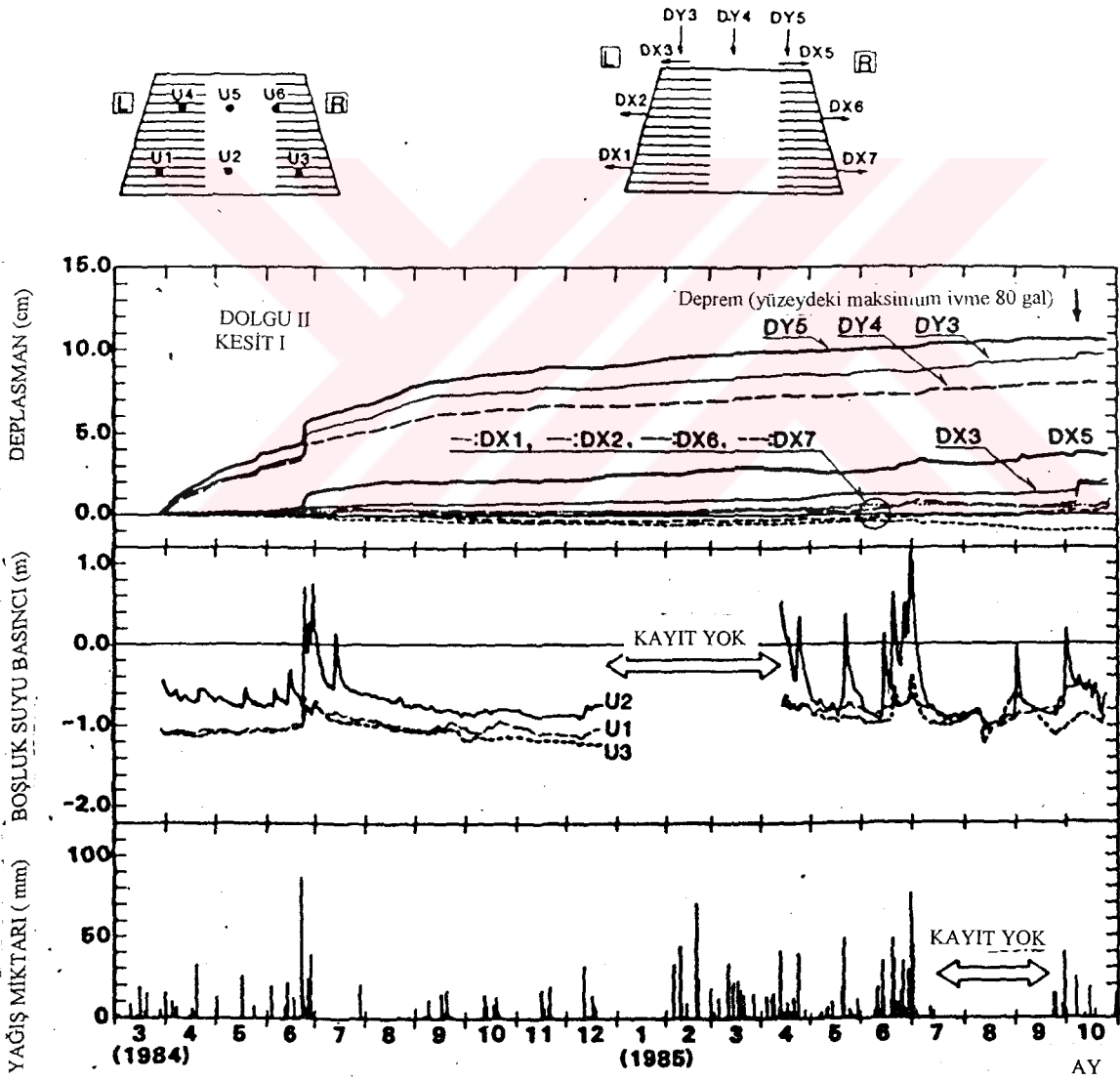
Şekil 3.44 İkinci dolguda ilk yağmurların ardından meydana gelen deformasyonlar (Tatsuoka ve Ando, 1982,1984).



Şekil 3.45 İkinci dolgu üzerine su verilmesi sonucu meydana gelen deformasyonlar (Tatsuoka ve Ando, 1982,1984).



Şekil 3.46 Birinci dolguda meydana gelen toplam deformasyonlar (Tatsuoka ve Ando, 1982,1984).



Şekil 3.47 İlk 19 ay içerisinde birinci dolguda meydana gelen deformasyonlar ve boşluk suyu basıncı değişimleri (Tatsuoka ve Ando, 1982,1984).

Mevcut yapılar içerisinde yerleştirilen inklonometre, oturma plakası, kabarma plakası, piyozometre, deformasyon ölçer v.b. ölçüm aletleri yardımıyla yapının inşaat esnasındaki ve inşaat sonrasındaki performansı incelenebilmektedir. Böylece hem gerçek yüklerin etkisi altındaki yapının davranışı hakkında bilgi toplanabilmekte hem de inşaatın herhangi bir safhasında veya inşaat sonrasında yapının güvenliğini tehlikeye sokacak bir durumun oluşumu önceden tespit edilerek gerekli tedbirler alınabilmektedir.

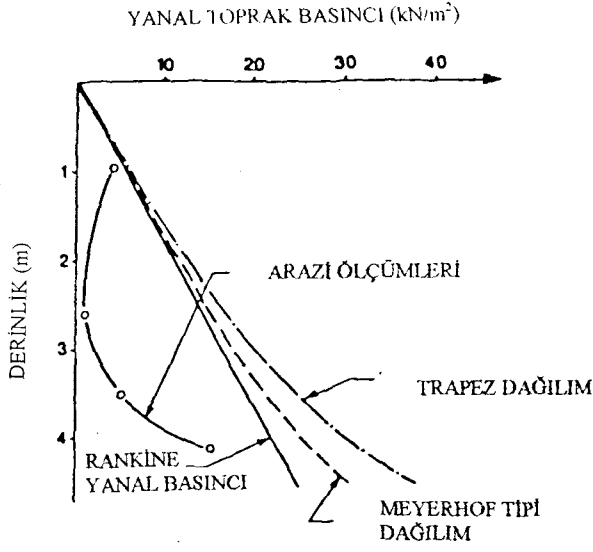
Sağlıklı veriler elde edebilmek için arazide ölçüm aletlerinin yerleştirilmesi esnasında oldukça hassas bir çalışma gerçekleştirmek gerekmektedir. Ayrıca bir yapıdan sağlıklı ölçümler elde edebilmek için kullanılan ölçüm aletlerinin yerlerinin doğru olarak tespit edilmesi ve birçok farklı ölçüm aleti kullanılması gerekmektedir. Bu nedenle bu tür çalışmaların maliyeti oldukça yüksektir ve bugüne kadar sınırlı sayıda yapının davranışını ölçüm aletleri yardımı ile inceleyebilmek mümkün olabilmektedir.

3.2.2.1 R. G. Carroll ve G. N. Richardson'nun Çalışması (1985)

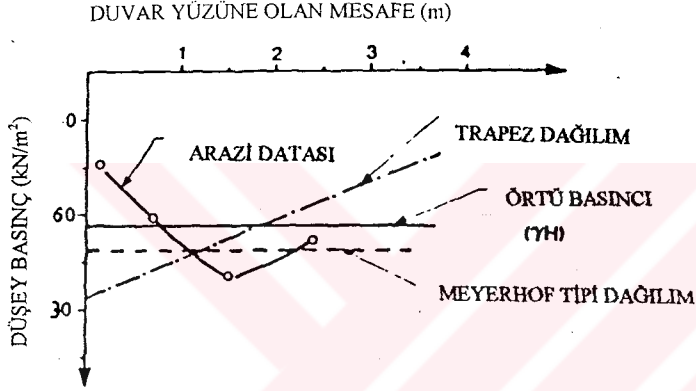
Donatılı zeminlerin inşaat sonrası performanslarını incelemek amacıyla, 1985 yılında, geogrid donatıların kullanıldığı iki donatılı istinat duvarı inşa edilmiştir. Maksimum yükseklikleri 4.7m ve 6m olan donatılı duvarlar içerisinde yük ölçüm hücreleri ve yanal deformasyon ölçerler yerleştirilmiştir. Çalışmada, ölçüm aletlerinden elde edilen değerlerle farklı analiz yöntemleri ile hesaplanan değerlerin karşılaştırılması yapılmıştır.

Donatılı duvar dolgusu içerisinde oluşacak gerilmeleri hesaplamada trapez gerilme dağılım yönteminden ve Meyerhof'un eksantrik yüklü temeller için geliştirdiği yöntemden faydalanılarak karşılaştırmalar yapılmıştır. Her iki yöntemle de yapılan hesaplarda maksimum düşey gerilmelerin duvar yüzünde, minimum düşey gerilmelerin ise donatılı zemin kütlelerinin arka kesiminde olduğu bulunmuştur. İnşa edilen her iki duvarın tasarımında da trapez gerilme dağılımı yöntemi kullanılmıştır.

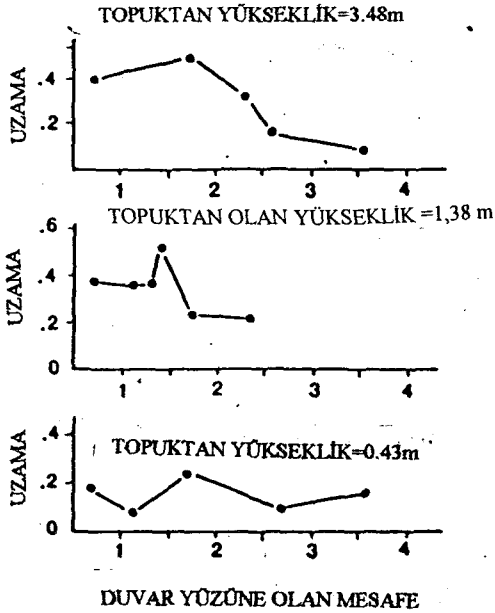
Donatılı zemin içerisinde oluşan yanal ve düşey gerilmeler yük ölçüm hücreleri yardımı ile belirlenmiştir. Ölçülen yanal gerilme değerlerinin, hesaplanan değerlere dolgunun üst ve topuk kesimlerinde yaklaştığı görülmüştür. Dolgunun orta kesimlerinde ise ölçülen değerlerin hesaplanan değerlerden daha az olduğu belirlenmiştir (Şekil 3.48). Ancak çalışmada dikkati çeken nokta trapez yük dağılımı ile Meyerhof ve Rankine yanal toprak basıncı dağılımı yöntemleri kullanılarak hesaplanan değerlerin ölçülen değerler için bir üst sınır oluşturmasıdır.



Şekil 3.48 Ölçülen ve hesaplanan yanıl toprak basıncı değerleri (Carrol ve Richardson, 1985).



Şekil 3.49 Ölçülen ve hesaplanan düşey toprak basıncı değerleri (Carrol ve Richardson, 1985).



Şekil 3.50 Geogrid donatıda meydana gelen uzamalar (Carrol ve Richardson, 1985).

Şekil 3.49'da ise hesaplanan ve ölçülen düşey toprak basıncı değerlerinin dolgu içerisindeki değişimi verilmektedir. Şekilden de görülebileceği gibi orta kısımda ölçülen değerler dolgu yüzeyine yakın yerlerde ölçülen değerlerden daha yüksektir.

Çalışmada ayrıca geogrid donatılar üzerine yerleştirilen deformasyon ölçerler yardımıyla geogridlerde meydana gelen uzamalar belirlenmiştir. Şekil 3.50'de farklı donatılardan elde edilen ölçümlere yer verilmiştir. Geogridlerde meydana gelen uzamaların beklenilenden daha az olduğu görülmüştür. Bu durumun, donatılı dolguda meydana gelen deformasyonların büyük oranda geogrid donatı ile kaplama paneli birleşimlerine ve dolgunun sıkıştırılmasına bağlı olarak gerçekleştiğinin göstergesi olduğu düşünülmüştür. Yük altında geogridde meydana gelecek uzamalar sonucunda deformasyonların oluşmasının ise düşük bir ihtimal olduğu belirtilmiştir.

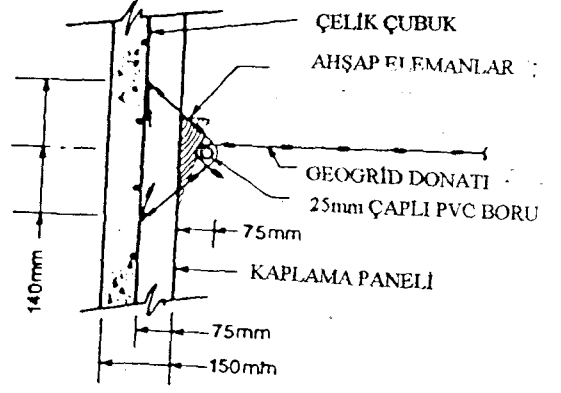
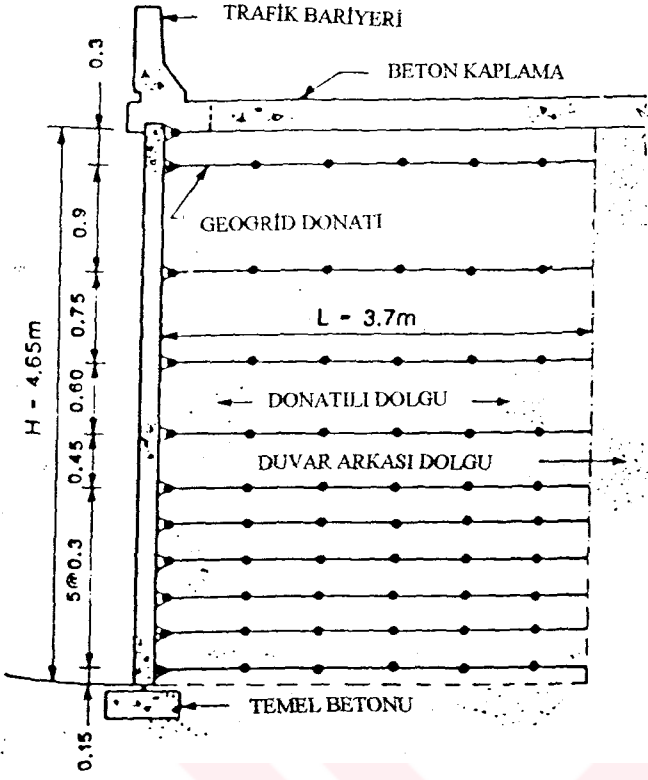
3.2.2.2 R. R. Berg, R. Bonaparte, R. P. Anderson ve Chouery'nin Çalışması (1986)

Bu çalışmada Tensar şirketi tarafından inşa edilen iki adet donatılı istinat yapısının inşaat esnasındaki ve inşaat sonrasındaki performansı incelenmiştir. Arizona yakınlarında inşa edilen duvarlarda yüksek çekme dayanımına sahip geogridler kullanılmıştır.

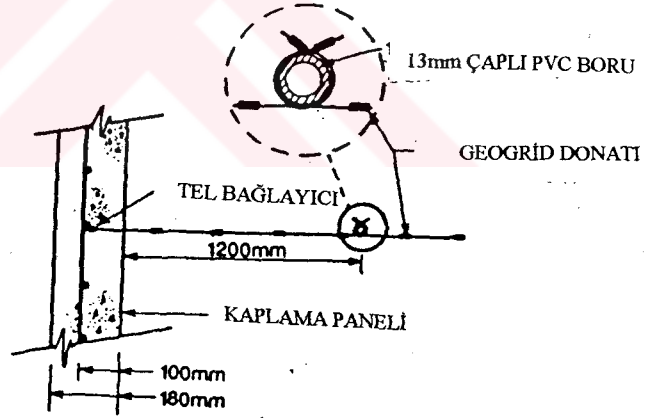
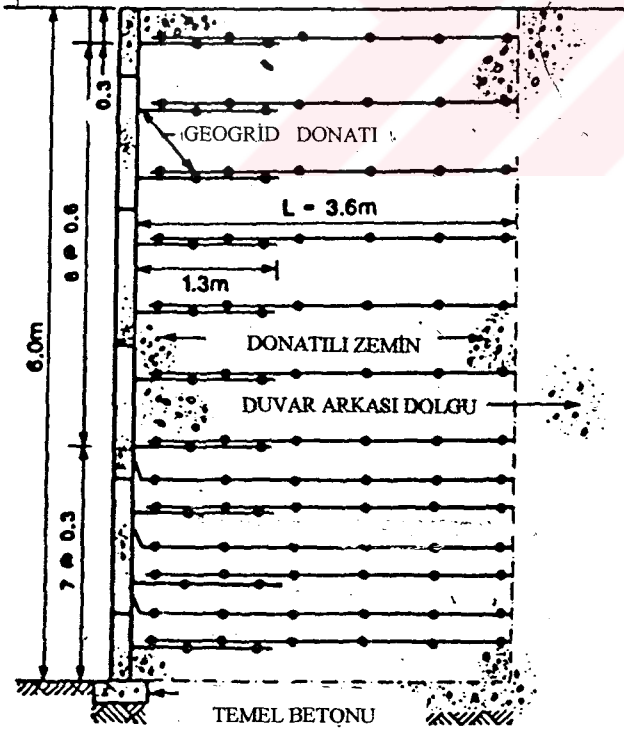
Tucson duvarı olarak isimlendirilen ilk duvarda 0.15m kalınlığında, 15m genişliğinde ve yüksekliği duvar yüksekliğine eşit yüzey kaplamaları kullanılmıştır. Bu duvarda kullanılan geogrid donatılar doğrudan yüzey kaplamalarına bağlanmıştır (Şekil 3.51). Lithonia duvarı olarak adlandırılan ikinci duvarda ise 1.65m genişliğinde ve 1.2m yüksekliğinde prekast yüzey kaplaması panelleri kullanılmıştır. Duvarın 6.6m genişliğindeki kesiminde Tucson duvarına benzer şekilde bir boru yardımıyla kaplama panelleri geogridlere bağlanmıştır. Duvarın geri kalan kesiminde ise paneller, donatı olarak kullanılan geogridlerden ayrı, panellere monte edilmiş yaklaşık 1.3m boyundaki geogridler yardımıyla zemin içerisine ankre edilmiştir (Şekil 3.52).

Yapının inşaat esnasındaki ve inşaat sonrasındaki, performansını inceleyebilmek amacıyla kaplama panelleri üzerine yük ölçüm hücreleri yerleştirilmiştir. Dolgu içerisine ise düşey deformasyon ölçerler yerleştirilmiştir. Geogridlerde meydana gelecek deformasyonları ölçmek için ise geogridler üzerine yanal deformasyon ölçerler yerleştirilmiştir.

Yapılan ölçümlerde Tucson duvarının üst kesimlerindeki kaplama panellerinin dışa doğru yaklaşık 65mm hareket ettiği görülmüştür. Yapının topuk kesiminde ise dışa doğru bir hareket gerçekleşmemiştir. Bu davranışın inşaat öncesi yapılan analizler sonucu beklenen



Şekil 3.51 Tucson duvarı kesiti ve birleşim detayı (Berg, Bonaarte, Anderson ve Chouery, 1986).



Şekil 3.52 Lithonia duvarı kesiti ve birleşim detayı (Berg, Bonaarte, Anderson ve Chouery, 1986).

davranışa uygun olduğu ve bu tip duvarlarda inşaat esnasında duvara 1:60 bir yüzey eğimi verilmesinin uygun olacağı belirtilmiştir.

Lithonia duvarı da analizler sonucu beklenen davranışa uygun davranış sergilemiştir. Yapılan gözlemler sonucunda bu tip duvarlar için ise başlangıç yüzey eğiminin 1:40 olmasının uygun olacağı belirtilmiştir. Yük ölçüm hücreleri yardımı ile belirlenen yanal yük ölçümlerinden faydalanarak yüzey kaplamalarına ve birleşim noktalarına gelen yükler tespit edilmiştir. Yapılan ölçümler, analiz sonucu hesaplanan değerlerle karşılaştırılmıştır. Şekil 3.53 ve Şekil 3.54'ten görülebileceği üzere, Carroll ve Richardson'nun (1985) çalışmalarında olduğu gibi burada da hesaplanan değerler, ölçülen değerler için bir üst limit oluşturmaktadır. Ancak burada, duvarın üst ve alt kesimlerinde ölçülen değerler teorik değerlere yaklaşmaktadır. Orta kesim için hesaplanan değerler ise ölçülen değerlerden oldukça yüksektir.

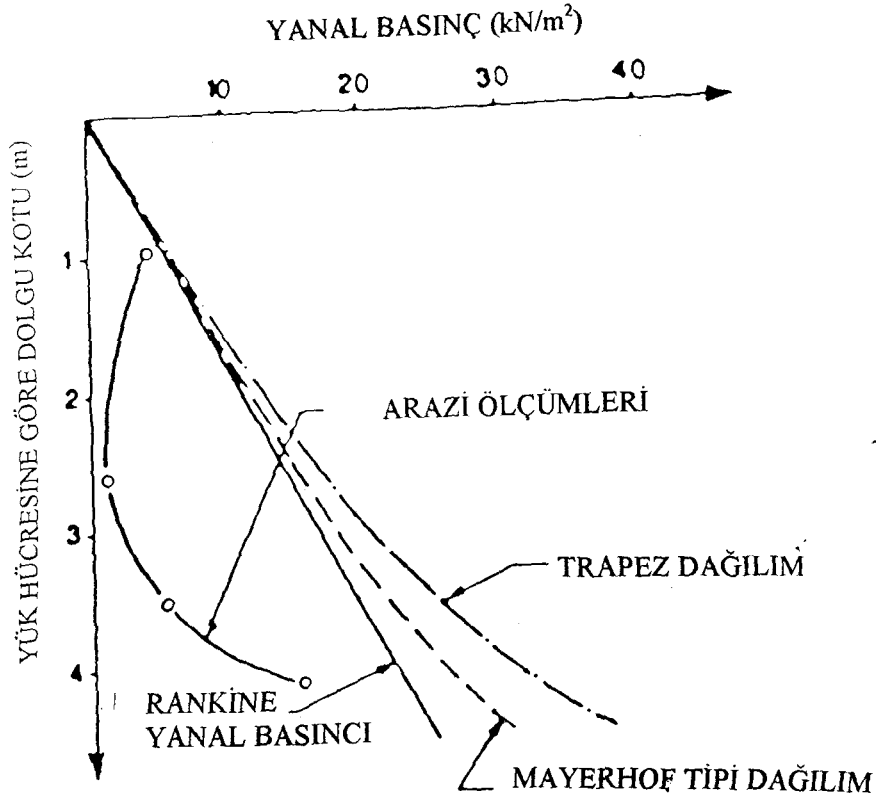
Donatılı duvar dolgusu içerisine yerleştirilen yük ölçüm hücreleri yardımı ile elde edilen düşey gerilme değerleri ise Şekil 3.55 ve Şekil 3.56'da verilmiştir. Her iki duvar için elde edilen düşey gerilme davranışı benzerdir ve teorik olarak hesaplanan değerlerden farklıdır.

Geogridler üzerine yerleştirilen üç farklı seviyedeki birim deformasyon ölçerlerden elde edilen değerler maksimum şekil değiştirmelerin, şev topuğundan geçen ve düşeyle 18-19° açı yapan bir doğru üzerinde yer aldığını belirlenmiştir.

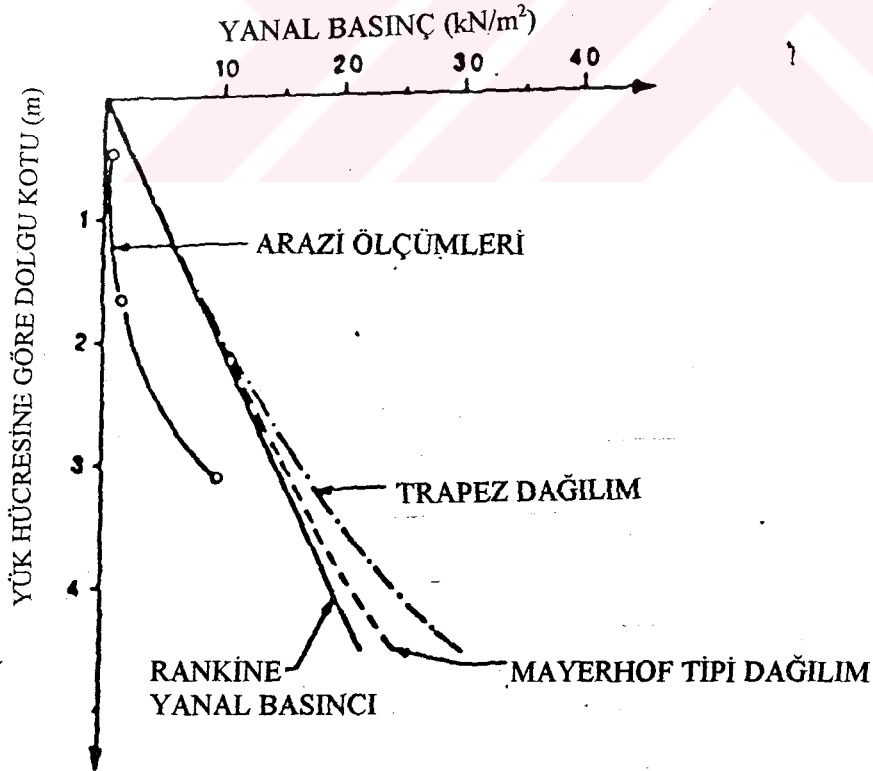
3.2.2.3 R. K. Rowe ve B. L. J. Mylleville'nin Çalışması (1996)

Bu çalışmada Kanada'da inşa edilen geogrid donatılı bir dolgunun ölçüm aletleri ile donatılmış kesiminin inşaatına başlanmasından, birinci kademe inşaatın tamamlanmasına kadar geçen sürede sergilediği performans incelenmiştir. Dolgu alanının yeri ve zemin profili Şekil 3.57 (a) ve (b)'de verilmiştir. Zemin profilinden de anlaşılacağı gibi temel zemini oldukça yumuşaktır. Bu nedenle yolun inşaatı esnasında oluşacak boşluk suyu basınçlarının sönmülmesine imkan sağlamak için dolgu kademeli olarak inşa edilmiştir ve dolguya başlamadan önce yumuşak temel zemini üzerine geogrid donatı serilmiştir. Burada üzerinde durulacak olan birinci kademe dolguda ise bu geogrid donatı üzerine 1.5m granüler dolgu inşa edilmiş ve yumuşak temel zemini tabakalarında oluşan boşluk suyu basınçlarının sönmülenebilmesi için yaklaşık bir yıl beklenmiştir.

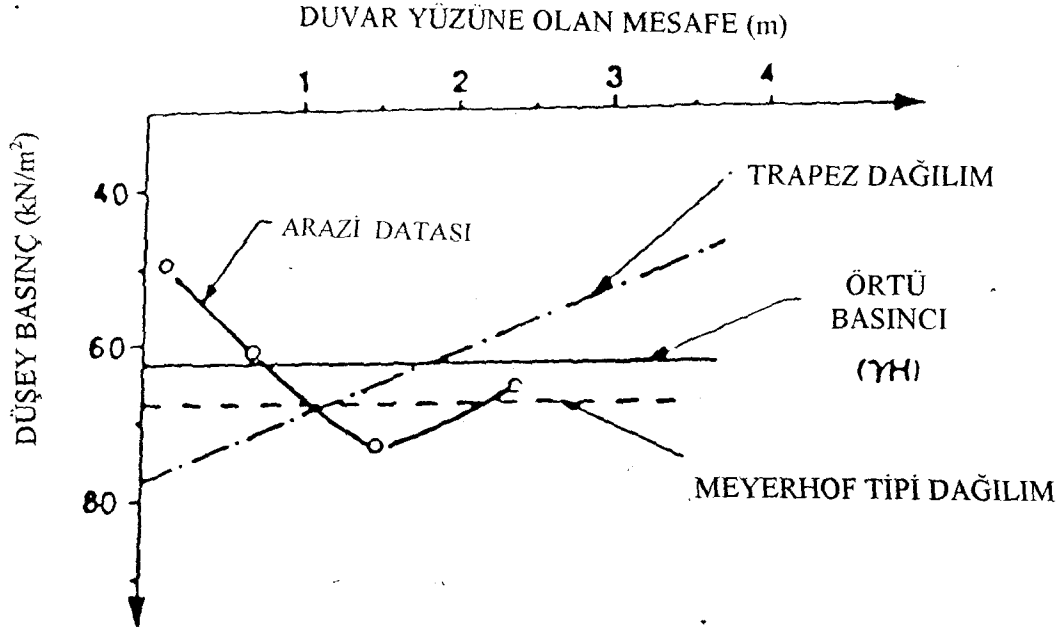
Temel zeminini incelemek amacıyla açılan sondaj çukurlarının yerleri ve dolgunun davranışını incelemek amacıyla yerleştirilen çeşitli ölçüm aletlerinin yerleri Şekil 3.57 (a)'da verilmiştir. Birinci kademe inşaatın tamamlanmasının ardından ölçüm aletleri ile donatılmış



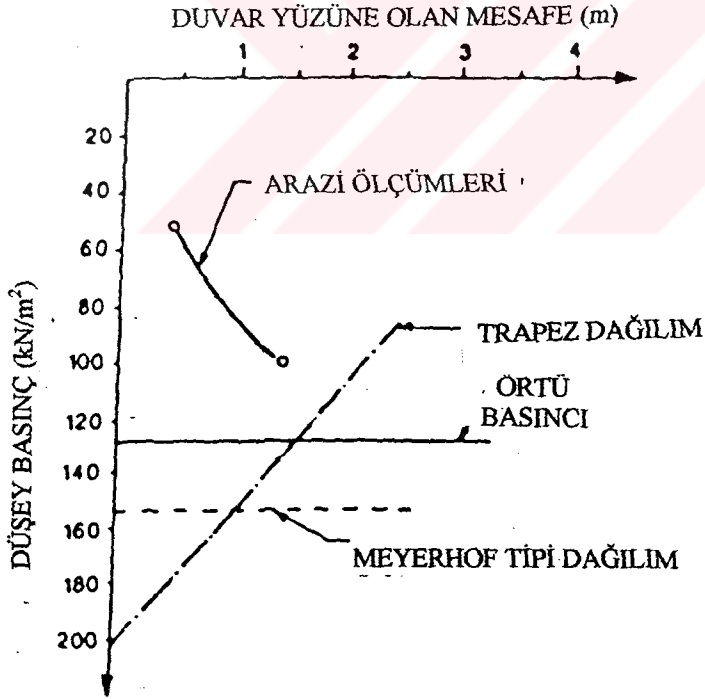
Şekil 3.53 Tucson duvarı için ölçülen ve hesaplanan yanıl toprak basıncı değeri (Berg, Bonaarte, Anderson ve Chouery, 1986).



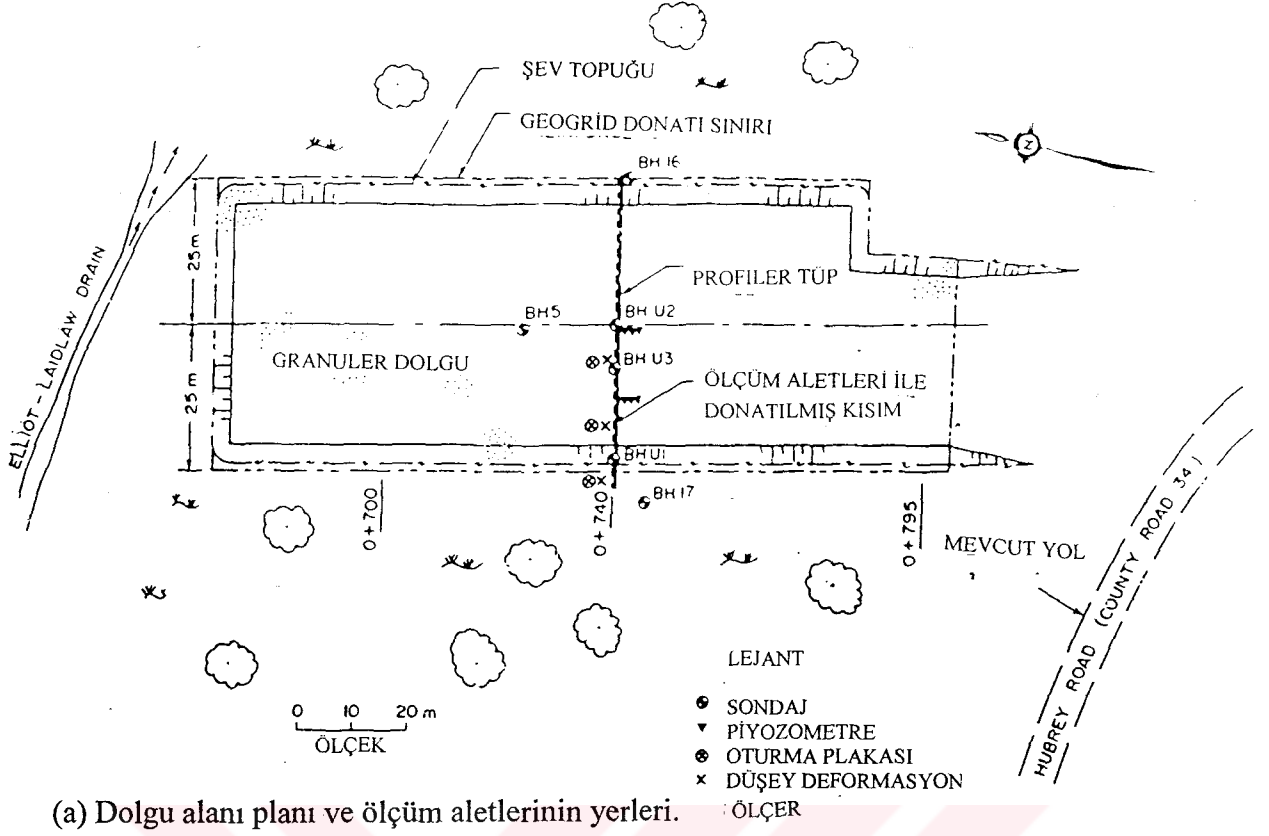
Şekil 3.54 Lithonia duvarı için ölçülen ve hesaplanan yanıl toprak basıncı değeri (Berg, Bonaarte, Anderson ve Chouery, 1986).



Şekil 3.55 Tucson duvarı için ölçülen ve hesaplanan düşey toprak basıncı değerleri (Berg, Bonaarte, Anderson ve Chouery, 1986).



Şekil 3.56 Lithonia duvarı için ölçülen ve hesaplanan düşey toprak basıncı değerleri (Berg, Bonaarte, Anderson ve Chouery, 1986).



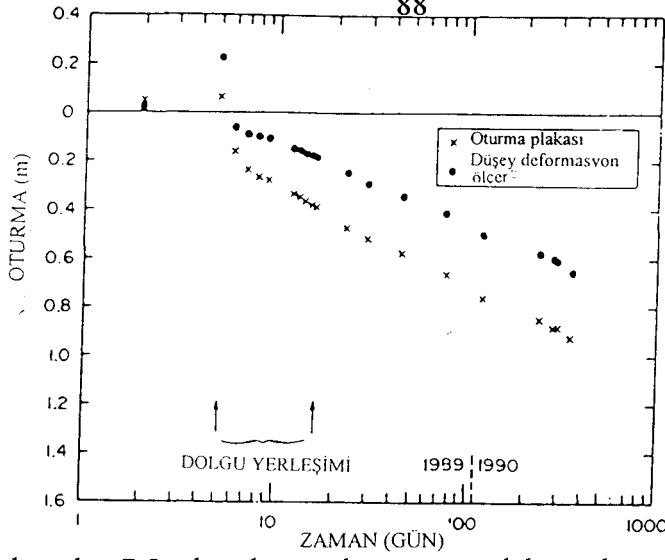
DERİNLİK (m)	ZEMİN PROFİLİ		NUMUNE TİPİ	SU MUHTEVASI		ORGANİK MUHTEVASI	EK BİLGİLER
	TANIMLAMA	KOT DERİNLİK		0	1000		
0	ZEMİN YÜZEYİ:	262.86					
1	SİYAH RENKLİ LİFLİ TURBA	0.00	NS	•	•	•	Y.A.S.S.
2		261.03	NS	•	•	•	Assumed PEAT- ORGANIC SILT Interface
3	ÇOK YUMUŞAK ORGANİK SILT	1.83	NS	•	•	•	VANE TEST at 3.66 m depth $c_u = 6.2$ kPa $c_r = 3.8$ kPa (Rem.)
4		258.29	70mm TO	•	•	•	ORGANİK SILT Changes to Jelly-Like in Texture, No Shells
5	İNCE- ORTA İRİ KUM	4.57	70mm TO	•			
6		256.46	70mm TO				
	SONDAJ SONU	6.40					

(b) U2 sondaj kuyusu için zemin profili.

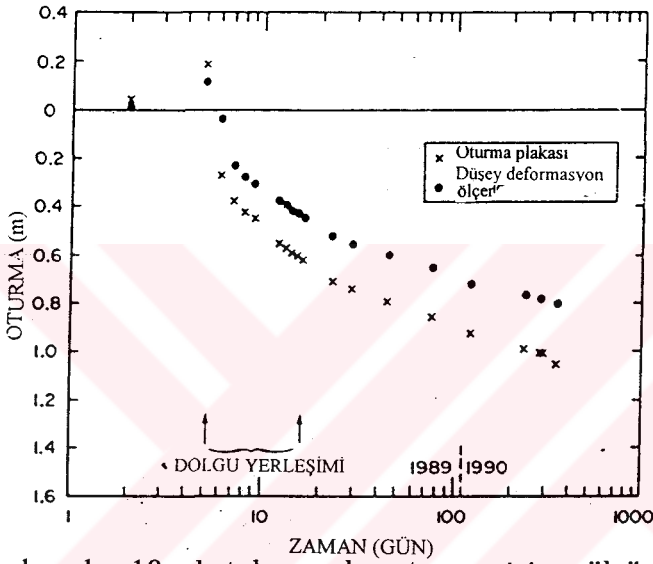
Şekil 3.57 Dolgu alanı planı ve zemin profili (Rowe ve Mylleville, 1995).

kesitte dolgu kalınlığı 1.3m ile 1.7m arasında değişmektedir ve kesit boyunca ortalaması 1.46m olmaktadır. Dolgunun inşaatının tamamlanmasının hemen ardından yol orta aksı civarında ölçülen maksimum oturma 0.49m'dir. Ancak aynı kesimde, bir yıllık bekleme süreci boyunca boşluk suyu basıncındaki azalmalar sonucunda, birinci kademe dolgu tamamlandığında toplam oturma miktarı 1.5m'yi bulmaktadır. Temel zeminini oluşturan turba ve organik silt tabakalarında meydana gelen oturmaları belirlemek amacıyla bu tabakalar içerisine oturma plakaları yerleştirilmiştir. Bu oturma plakalarından elde edilen ölçümler Şekil 3.58 (a), (b) ve (c)'de gösterilmiştir. Birinci kademe dolgu inşaatı tamamlandığında meydana gelen toplam oturmaların %70-75'lik kısmı organik silt tabakasındaki oturmalarından, geriye kalan %30-35'lik kısım ise turba zemin tabakasındaki oturmalarından kaynaklandığı belirlenmiştir. Hem organik silt tabakasında hem de turba zemin tabakasında meydana gelen boşluk suyu basıncı artışlarını ve bu basıncın zamanla sönümlenmesini incelemek amacıyla her iki zemin tabakası içerisine de piyozometreler yerleştirilmiştir. Piyozometreler yardımı ile ölçülen boşluk suyu basıncı değişimleri Şekil 3.59 (a) ve (b)'de verilmiştir. Turba zemin kısmi drenajlı zemin davranışı sergilerken, organik silt drenajsız zemin davranışı sergilemiştir. Donatılı dolguda, boşluk suyu basınçlarındaki değişimin toplam gerilmelerdeki değişime oranı olarak tanımlanan B'nin maksimum değeri 0.34 ile 0.38 arasında değişmektedir. Bu değer daha önce Rowe ve Soderma'nın yumuşak zeminler üzerine inşa edilen dolgular için önerdikleri B_{maks} değerine yakındır ve birinci kademe dolgu esnasında göçme tehlikesi ile karşılaşılmamıştır.

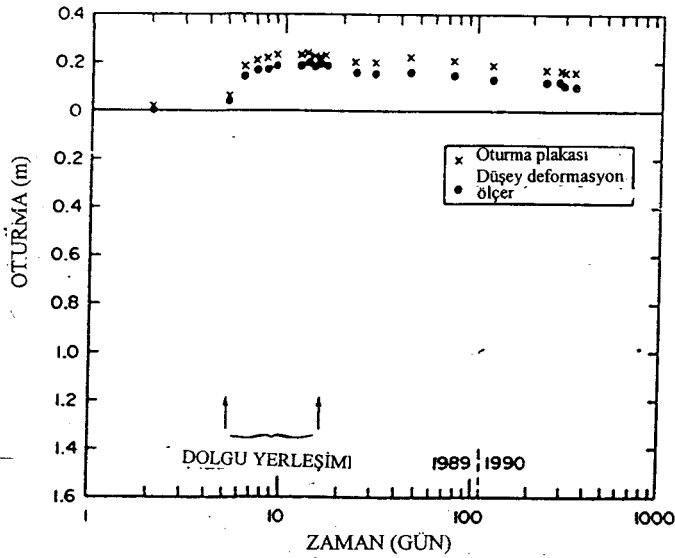
Geogrid donatıda yol eksenine dik doğrultuda meydana gelecek deformasyonları belirlemek amacıyla geogrid donatının farklı kesimlerine deformasyon ölçerler yerleştirilmiştir. Şekil 3.60'da birinci kademe dolgu inşaatının ilk 60 gününde elde edilen uzama değerlerine yer verilmiştir. Ayrıca şekil üzerine birinci kademe dolgunun tamamlandığı zamanki uzama değerleri de işlenmiştir. Geogride meydana gelecek uzamaların belirli pik değere kadar arttığı ve bu noktadan sonra zamanla azaldığı görülmektedir. Uzamalardaki bu azalmanın, zamanla dolgu ağırlığı altında yumuşak temel zemininin sıkışması sonucu dayanımının artmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Pik uzamaların granüler dolgunun serilmesinin ardından ilk 10 gün içerisinde gerçekleştiği görülmektedir. Geogride ölçülen maksimum uzamalar %0.25 ile %1.75 arasında değişmektedir. Farklı deformasyon ölçerlerden elde edilen değerlerdeki farklılığın dolgu zemininin oldukça değişken yapıda olmasından ve dolgunun kısım kısım yapılmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Çalışmada elde edilen deformasyonların yerel deformasyonlar olduğu ve genel deformasyonların %30 oranında daha büyük olduğu belirtilmiştir.



(a) Yol aksından 7.5m batıda yer alan oturma plakası ölçümleri.

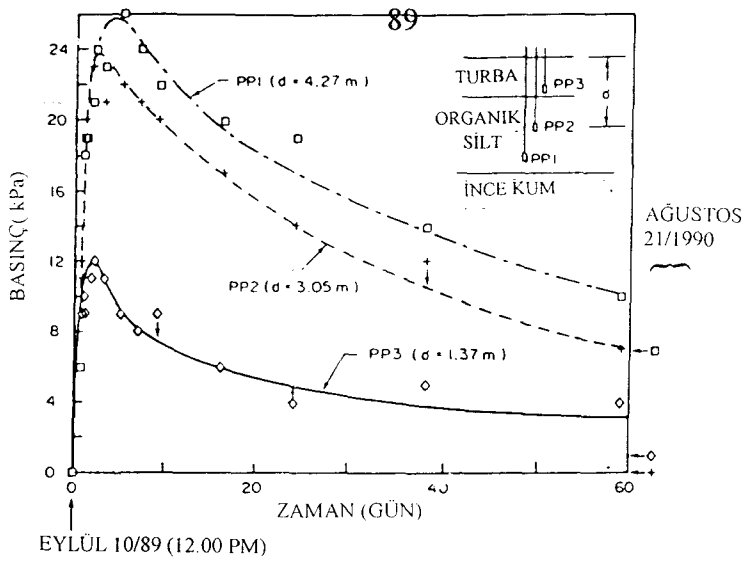


(b) Yol aksından 18m batıda yer alan oturma plakası ölçümleri.

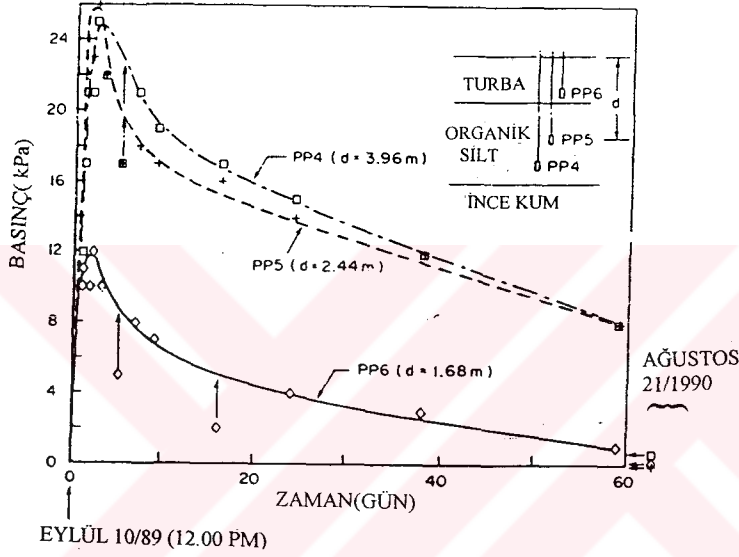


(c) Yol aksından 27m batıda yer alan oturma plakası ölçümleri.

Şekil 3.58 Oturma plakalarından elde edilen ölçümler (Rowe ve Mylleville, 1995).

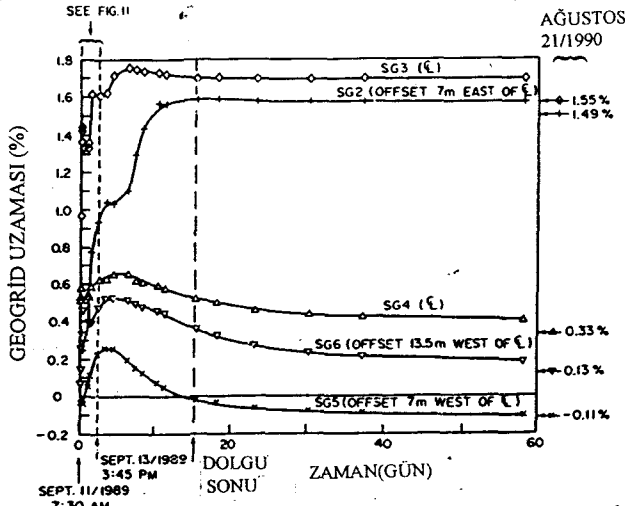


(a) Yol aksı üzerindeki piyozometreden elde edilen ölçümler.



(b) Yol aksından 13.5m batıda yer alan piyozometreden elde edilen ölçümler.

Şekil 3.59 Piyozometreler yardımı ile elde edilen boşluk suyu basıncı değişimleri (Rowe ve Mylleville, 1995)

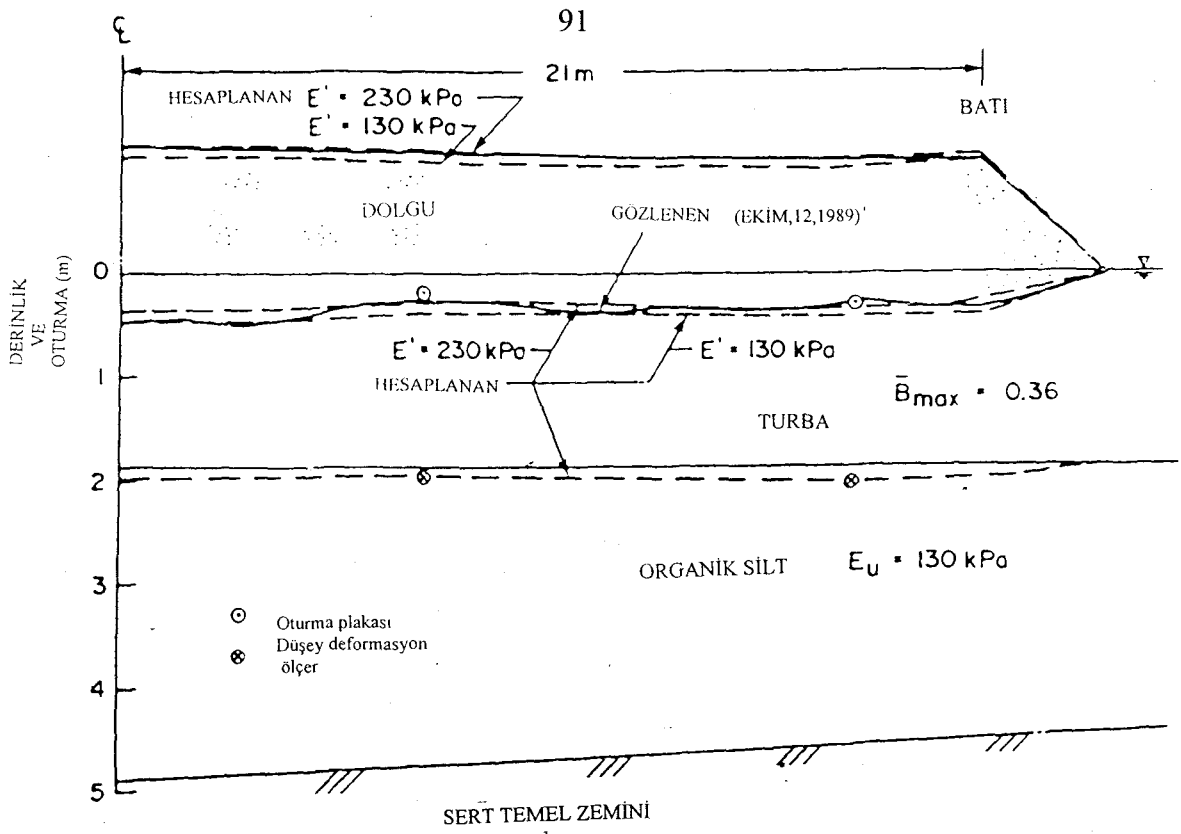


Şekil 3.60 Birinci kademe dolgu esnasında geogridde meydana gelen uzamalar (Rowe ve Mylleville, 1995).

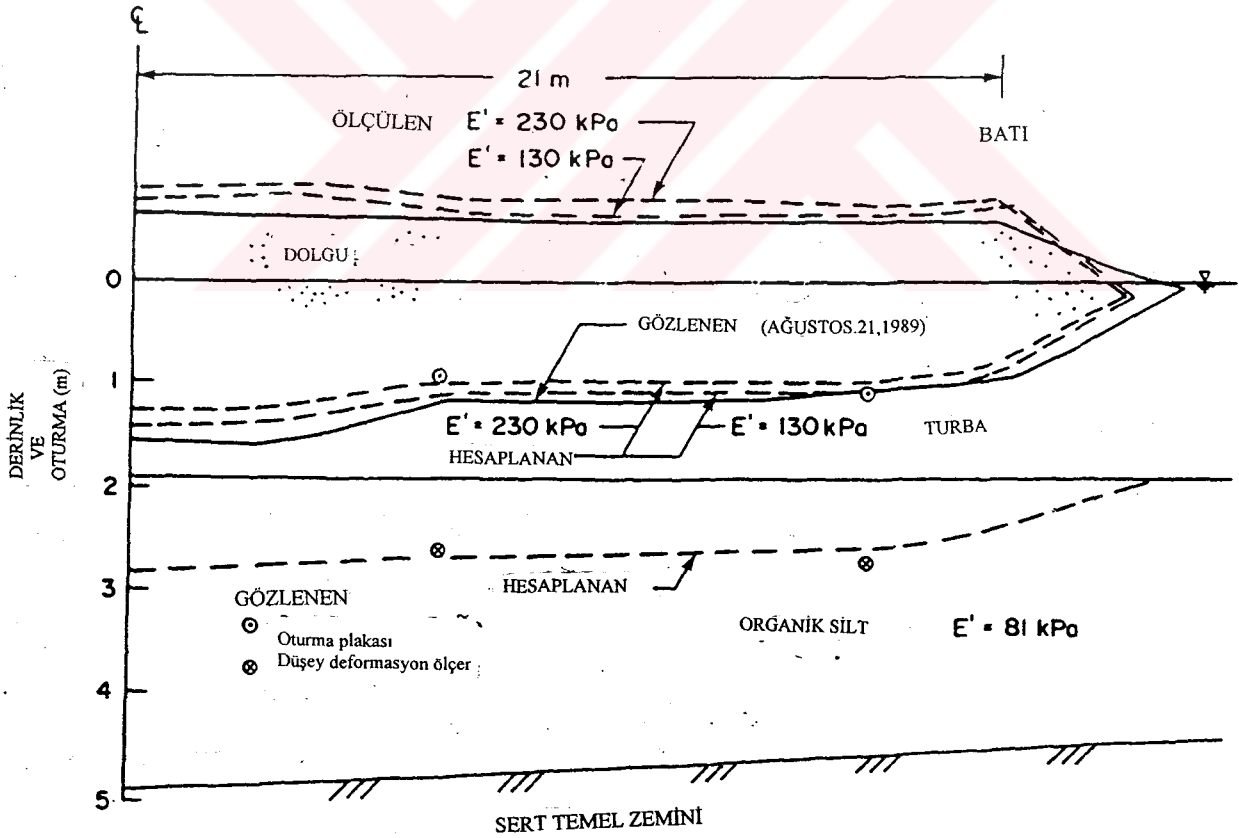
Birinci kademe dolgunun geri analizi için büyük deformasyonları göz önünde bulundurabilen AFENA adlı sonlu elemanlar bilgisayar analiz programı kullanılmıştır. Dolgu inşaatının tamamlanmasından kısa bir süre sonraki ve dolgu inşaatının tamamlanmasından bir yıl sonraki durumu (birinci kademe dolgunun tamamlanması) modelleyebilmek için ayrı ayrı analizler gerçekleştirilmiştir. İnşaatın tamamlanmasının ardından kısa bir süre sonra oluşacak durum modellenirken turba zeminde oluşacak boşluk suyu basınçlarının kısmen sönmüldüğü, organik silt için ise tamamen drenajsız şartların geçerli olduğu düşünülmüştür. Birinci kademe dolgunun tamamlandığı durum modellenirken ise boşluk suyu basınçlarının tamamen sönmüldüğü düşünülmüştür. Sonlu elemanlar analizi için gerekli veriler laboratuvar deneylerinden ve arazi gözlemlerinden elde edilmiştir. Turba zemin ve organik silt için kayma mukavemeti değerleri basit kesme deneylerinden elde edilmiştir. Mohr-Coulomb göçme hipotezi kullanılarak gerçekleştirilen analizlerin sonuçlarının arazi sonuçları ile oldukça uyumlu olduğu görülmüştür (Şekil 3.61).

Turba zeminin özelliklerindeki değişimi modellemek için analizlerde elastisite modülü için iki farklı değer kullanılarak analiz yapılmıştır. İnşaatın tamamlandığı zamanki, kısa süreli durum analizlerinden elde edilen oturma değerlerinin arazi ölçümleri ile uyum içerisinde olduğu görülmüştür (Şekil 3.61 (a)). Birinci kademe dolgu inşaatının tamamlandığı zamanki, uzun süreli durum analizlerinden elde edilen oturma değerlerinin de arazi ölçümleri ile uyumlu olduğu Şekil 3.61 (b)'de görülmektedir. Ancak burada turba zemin için elastisite modülü yüksek alınarak hesaplanan değerlerin arazide ölçülen değerlerden biraz az olduğu da şekilden görülmektedir.

İnşaatın tamamlandığı zamanki kısa süreli durumda ve birinci kademe inşaatın tamamlandığı uzun süreli durumda geogrid için hesaplanan ve ölçülen deformasyon değerleri Şekil 3.62 (a) ve (b)'de verilmiştir. Şekil 3.63'de ise deformasyonların aldığı son durumun daha iyi anlaşılabilmesi için deformasyonların inşaat aşamalarına bağlı olarak değişimi verilmiştir. Teorik olarak hesaplanan değerlerin bazı kısımlar da arazide ölçülenlerden farklı olduğu görülse de genellikle teorik değerlerle arazi ölçümlerinin benzer eğilimlerde olduğu belirtilmiştir. Birinci kademe dolgu inşaatı boyunca geogridde meydana gelen uzamaların az olduğu görülmüştür. Ancak genişliğine oranla yüksekliği az olan yol dolgusunda meydana gelecek oturmaların tek boyutlu konsolidasyon oturması olduğu düşünülürse bu durumun normal olduğu belirtilmiştir. Bu nedenle kullanılan geogrid donatının sadece dolgunun inşaatı sırasında fayda sağladığı ve ileriki safhalarda yapının stabilitesini tehlikeye sokacak bir durumun oluşmadığı anlaşılmıştır.

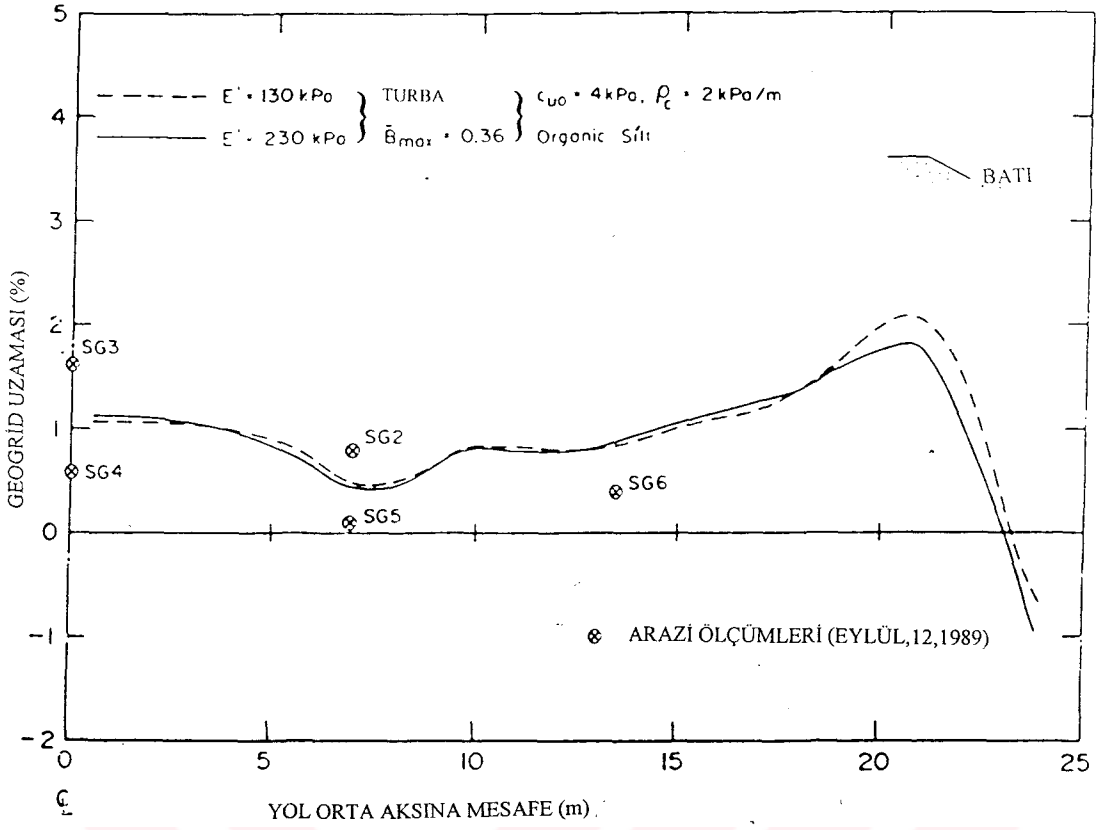


(a) Kısa süreli durum için arazide ölçülen ve analizlerle hesaplanan oturma değerleri.

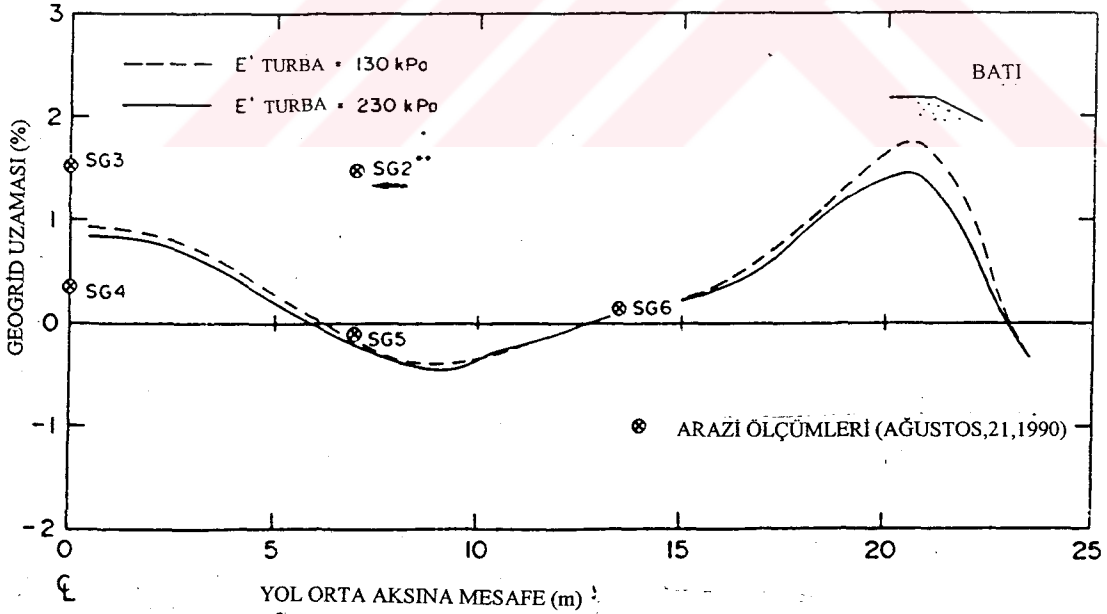


(b) Uzun süreli durum için arazide ölçülen ve analizlerle hesaplanan oturma değerleri.

Şekil 3.61 Arazide ölçülen ve analizlerle hesaplanan oturma değerleri (Rowe ve Mylleville, 1995).

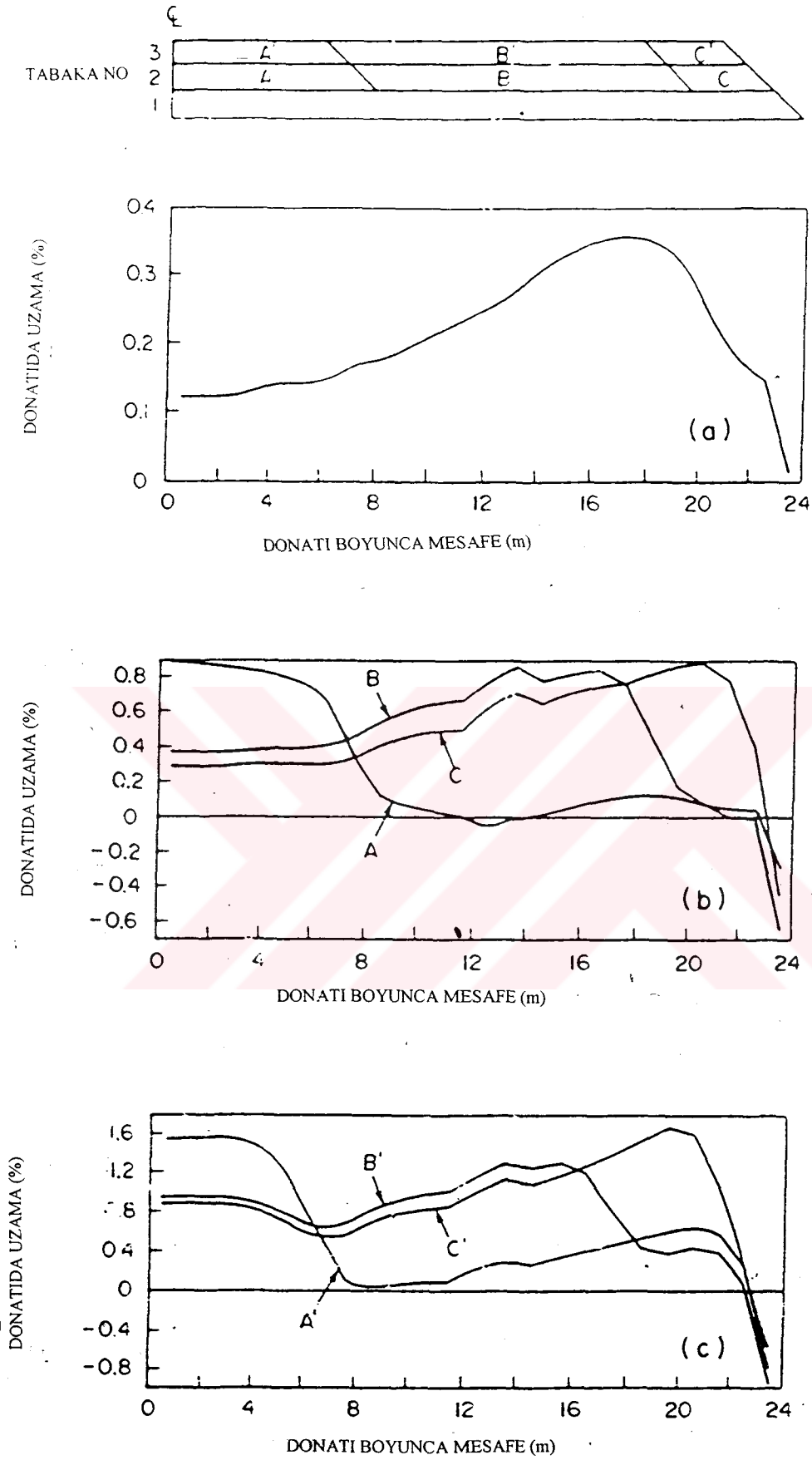


(a) Geogrid için inşaatın tamamlanmasından hemen sonra arazide ölçülen ve analizlerle hesaplanan uzama değerleri.



(b) Geogrid için birinci kademe inşaatın tamamlanmasından sonra arazide ölçülen ve analizlerle hesaplanan uzama değerleri.

Şekil 3.62 Geogridde arazide ölçülen ve analizlerle hesaplanan uzama değerleri (Rowe ve Mylleville, 1995).



Şekil 3.63 Deformasyonların inşaat aşamalarına bağlı olarak değişimi (Rowe ve Mylleville, 1995).

3.3 Analiz Yöntemleri

Tezin bu bölümünde, literatürde yer alan, geotekstil donatılı şevlerin ve istinat yapılarının analizi için geliştirilmiş statik ve dinamik analiz modellerine yer verilecektir.

3.3.1 Statik Analiz Yöntemleri

Geçmiş yıllarda geotekstil donatılı şevlerin stabilite analizleri için pek çok farklı yöntem önerilmiştir. Ancak bunlardan üçü diğerlerine oranla daha fazla kabul görmüştür. Bu yaklaşımlardan birincisi geleneksel dilim metodu analizlerinde geotekstil donatıdaki çekme kuvvetinin ek kuvvet olarak göz önüne alındığı yöntemlerdir (ör. Wright ve Duncan, 1991). İkinci yaklaşımda ise bloklara ayrılan donatılı zemin kütesinin devrilmeye ve belirli bir kayma yüzeyi boyunca göçmeye karşı limit denge denklemleri ile analizi yapılmaktadır (ör. Schmertmann 1987; Leshchinsky ve Boedecker, 1989; Jewell, 1990). Üçüncü yaklaşım ise diğer iki yaklaşımdan farklı olarak geotekstil donatı ile zemini ayrı düşünmek yerine donatılı zeminin yapısının homojen bir yapı olarak düşünüldüğü süreklilik yöntemidir (ör. Sawicki ve Lesniewska, 1989; Buhan, 1989). Ancak son yıllarda yapılan çalışmalarda süreklilik yöntemi kullanılarak yapılan analizlerin sağlıklı sonuçlar vermediğini ve bu yöntemin geotekstil donatılı yapının davranışını modellemek için pek uygun olmadığını görülmüştür.

Geotekstil gibi esnek yapıdaki donatıların kullanıldığı donatılı zeminin davranışının en iyi sonlu elemanlar yöntemi ile modellenebileceği biliniyor olmasına rağmen geçmiş yıllarda bu tür çalışmalarda kullanılan bilgisayarların yetersiz olması ve oldukça pahalı olması bu yöntemin yaygınlaşmasını zorlaştırmıştır. Bu nedenle araştırmacılar daha çok limit denge denklemlerine dayalı çalışmalar yapmışlar ve pek çok yapının tasarımı da bu yöntemeye dayalı analizlerle gerçekleştirilmiştir. Ancak son yıllarda teknolojideki hızlı gelişme sonucunda bilgisayarların kapasitesi ve hızı önemli oranda artarken fiyatları da oldukça düşmüştür. Bu gelişmelerin sonucunda kısa sürede pek çok sonlu elemanlar analiz programı geliştirilmiştir. Bu programlarda uygun parametreler seçilerek geotekstil donatılı yapıların sonlu elemanlar yöntemi ile analizi ile ilgili pek çok çalışma yapılmıştır. Tezin bu bölümünde literatürde limit denge denklemleri ve sonlu elemanlar yöntemleri kullanılarak gerçekleştirilen bazı çalışmalara yer verilecektir.

3.3.1.1 Limit Denge Analizleri

Doğal ve yapay şevlerin stabilite analizleri için birçok yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemler arasında, uygulamada ve kullanım alanında bazı farklılıklar olmasına rağmen hemen hepsinde

bilinen veya kabul edilen kritik kayma yüzeyi üzerindeki, kayma kütlelerinin dengesi araştırılmaktadır. Terzaghi'nin (1956) geliştirdiği limit denge metodu günümüze kadar geçerliliğini korumuş ve kompleks stabilite problemlerinin analizinde sıkça başvurulan bir yöntem haline gelmiştir.

Limit denge yaklaşımında göçmeye zorlayan kuvvetlerin göçmeye karşı koyan kuvvetlerle dengede olduğu, yani göçmeye karşı koyan kuvvetlerin göçmeye zorlayan kuvvetlere oranı olarak tanımlanan güvenlik sayısının bire eşit olduğu durum, limit denge durumu olarak kabul edilmektedir. Limit denge yöntemlerinde, kayma yüzeyinin yeri ve şekli önceden kabul edilerek, denge denklemleri ile stabilitesi hesaplanır. Daha sonra birçok deneme yüzeyi için bulunan güvenlik sayısının en küçük değeri dikkate alınır. Kısaca limit denge yaklaşımı, şevlin hiperstatik bir problem olarak kabul edilip, bilinmeyen kuvvet ve momentlerin hesaplanmasından ibarettir (Aytekin, 1998).

Donatısız şevlerin limit denge analizlerinde yapılan kabullerin bazıları donatılı şevlerin analizinde de geçerliliğini korumaktadır. (Örneğin kayma yüzeyinin şeklinin belirlenmesi.). Ancak donatılı şevlerin analizinde bazı ilave kabuller de ihtiyaç duyulmaktadır. Örneğin belirli bir kayma yüzeyi boyunca yer alan geotekstil donatılara etkiyecek yüklerin derinlik boyunca dağılımı ve doğrultusunun nasıl olması gerektiğinin belirlenmesi gerekmektedir.

Geotekstil donatılı şevlerin limit denge denklemleri ile analizinde kullanılan başlıca göçme yüzeyi modelleri arasında, düzlemsel kama (ör. Schlosser ve Vidal, 1969); bilineer kayma yüzeyi (ör. Jewell, 1991); logaritmik spiral (ör. Leshchinsky ve Boedecker, 1989); ve dairesel kayma yüzeyi (ör. Wright ve Duncan, 1991) gibi modeller yer almaktadır (Zornberg, 1998).

Literatür taramasının bu bölümünde, farklı limit denge yöntemleri kullanılarak donatılı şevlerin stabilite analizlerinin yapıldığı çalışmalara yer verilecektir.

3.3.1.1.1 Zornberg'in Çalışması (1998)

Zornberg (1998) daha önce gerçekleştirmiş olduğu santrifüj deneylerinin devamı niteliğindeki çalışmasında limit denge denklemlerinin geotekstil donatılı şevlerin stabilite analizleri için geçerliliğini araştırmıştır.

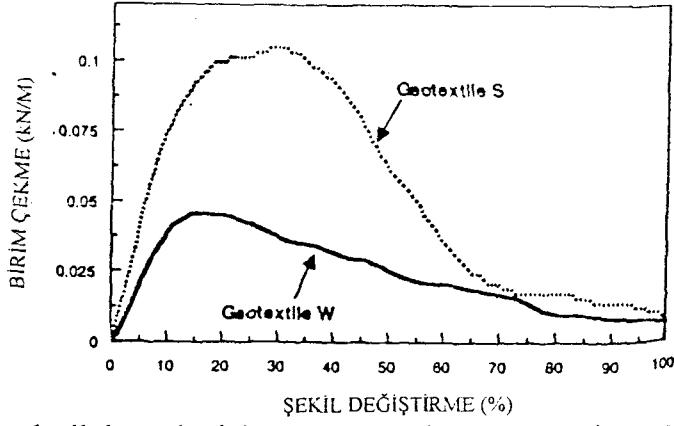
Bölüm 3.1.1.1.1'de ayrıntıları verilen santrifüj deneylerinde (Zornberg, 1998) geotekstil donatı aralığı, donatı çekme dayanımı ve zeminin kayma mukavemeti gibi parametrelerin değişiminin geotekstil donatılı yapının performansına ve göçme yüzeyinin oluşumuna etkisi araştırılmıştır. Deneylerden elde edilen verilerin ışığında gerçekleştirilen bu çalışmada ise

limit denge denklemlerinde kullanılacak parametrelerin seçimi ve limit denge analizleri sonuçları ile santrifüj deneyi sonuçlarının karşılaştırılması yapılmıştır.

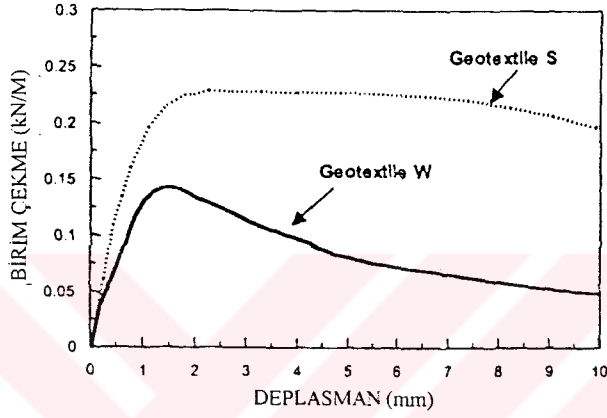
Santrifüj deneylerinde üç farklı deney serisi oluşturulmuştur. Geotekstil donatı aralığı değişiminin yapının performansına olan etkisini incelemek amacıyla gerçekleştirilen B-serisi deneylerde 6, 9, 12 ve 18 sıra geotekstilin kullanıldığı dört farklı deney gerçekleştirilmiştir. D-serisi deneyler dolgu malzemesinin kayma mukavemetinin değişiminin yapının performansına olan etkisini incelemek amacıyla yapılmıştır. D-serisi deneylerde B-serisi deneylerdekine benzer geotekstiller kullanılmıştır ancak B-serisi deneylerdeki dolgu zeminin rölatif sıklığı %55 iken D-serisi deneylerdeki dolgu zeminin rölatif sıklığı %75'tir. S-serisi deneyler ise geotekstilin çekme dayanımının değişmesinin yapının performansına olan etkisini belirlemek amacıyla yapılmıştır. Burada B-serisi deneylerdeki dolgu zemini ile aynı rölatif sıklıkta hazırlanmış dolgu malzemesi kullanılmıştır, ancak S-serisi deneylerde kullanılan geotekstilin çekme dayanımı daha yüksektir.

Yapılan santrifüj deneylerinde dolgu malzemesi olarak kullanılan kumun hedeflenen %55 ve %75 rölatif sıklık değerlerindeki birim hacim ağırlığı sırasıyla 15.64 ve 16.21 kN/m³ olmaktadır. Üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen içsel sürtünme açısı değerleri ise $\phi_{tc}=35^\circ$ ve 37.5° olmaktadır. Jewell (1990) yapmış olduğu çalışmalar sonucunda donatılı şevler için düzlem şekil değiştirme koşullarının geçerli olduğunu belirtmiştir. Jaber (1989) donatılı şevler üzerinde gerçekleştirdiği santrifüj deneyleri sonucunda düzlem şekil değiştirme koşullarının geçerli olduğu donatılı şevlerde zeminin davranışının düzlem şekil değiştirme sürtünme açısı (ϕ_{ps}) ile kontrol edildiğini belirlemiştir. Literatürde yapılan bazı deneyler göz önünde bulundurularak ve Kulhawy ile Mayne'nin (1990) önerdikleri $\phi_{ps}=1.12 \phi_{tc}$ eşitliği dikkate alınarak dolgu malzemesi için düzlem şekil değiştirme sürtünme açısı %55 ve %75 rölatif sıklıktaki zeminler için $\phi_{ps}=39.5^\circ$ ve 42.5° olmaktadır.

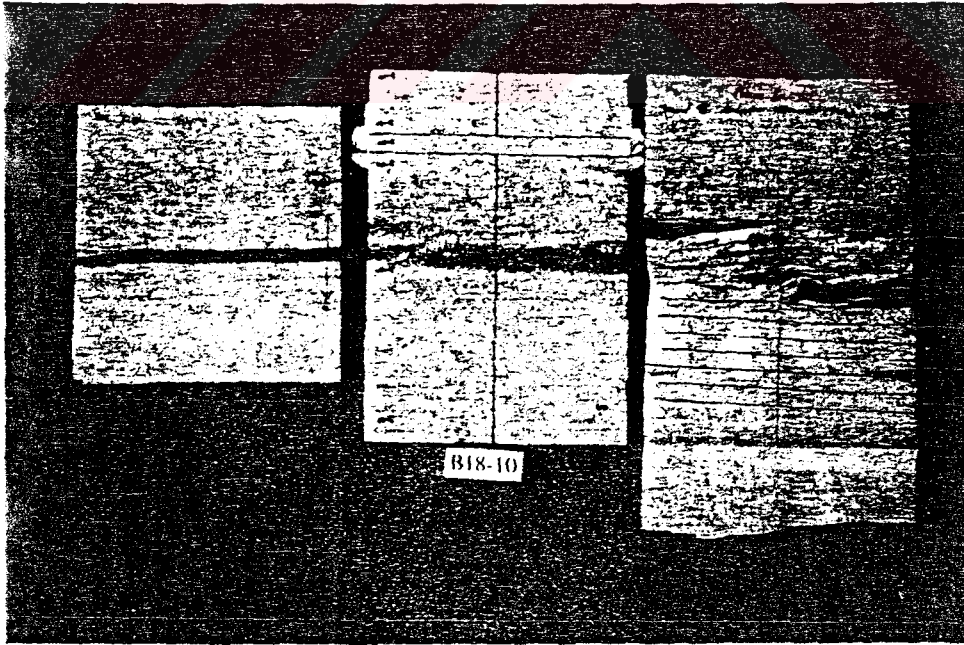
Deneylerde donatı malzemesi olarak çekme dayanımları farklı iki ayrı tip örgüsüz geotekstil kullanılmıştır. Geotekstilin zemin içerisinde gömülü olduğu haldeki çekme dayanımı, standart geniş numune çekme dayanımından elde edilen dayanım değerinden daha yüksek olmaktadır. Bu durumun, geotekstilin zemin içerisinde gömülü olması durumunda, geotekstilin yüklemeye dik yöndeki deformasyonlarının sınırlamasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu nedenle geotekstilin çekme dayanımı belirlenirken standart geniş numune çekme dayanımı deneyinde genişlik/boy oranı 2:1 yerine yaklaşık 133:1 alınarak, yani çekme açıklığı 1.5mm alınarak, bulunan çekme dayanımı değerleri kullanılmıştır. Şekil 3.64 (a)'da standart geniş numune çekme dayanımı deneylerinden ve Şekil 3.64 (b)'de küçük açıklığın kullanıldığı



(a) Geotekstil donatılar için standart geniş numune çekme deneyi sonuçları.



(b) Geotekstil donatılar için küçük açıklığın kullanıldığı çekme deneyi sonuçları.



(c) Her iki çekme deneyinden ve santrifüj deneylerinden alınan numunelerdeki kopma izleri.

Şekil 3.64 Geotekstil çekme deneyi sonuçları (Zornberg, 1998).

çekme deneylerinden elde edilen sonuçlar görülmektedir. Şekil 3.64 (c)'de ise her iki deneyden ve santrifüj deneylerinden alınan numunelerdeki kopma izleri görülmektedir. Şekilden de görülebileceği üzere küçük çekme açıklığının kullanıldığı deneylerde oluşan kopma izleri ile santrifüj deneylerinden alınan numunelerde oluşan kopma izleri oldukça benzerdir.

Dolgu malzemesi olarak kullanılan kum ile geotekstiller arasında oluşacak ara yüzey sürtünmelerini belirlemek amacıyla kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Ara yüzey sürtünmelerinin gerekli geotekstil ankraj boyunun belirlenmesinde büyük önemi vardır. Geotekstil zemin arası sürtünmeler ara yüzey sürtünme faktörü (f) olarak tanımlanan bir değerle karakterize edilmektedir. Bu değer:

$$f = \tan \delta / \tan \phi \quad (3.6)$$

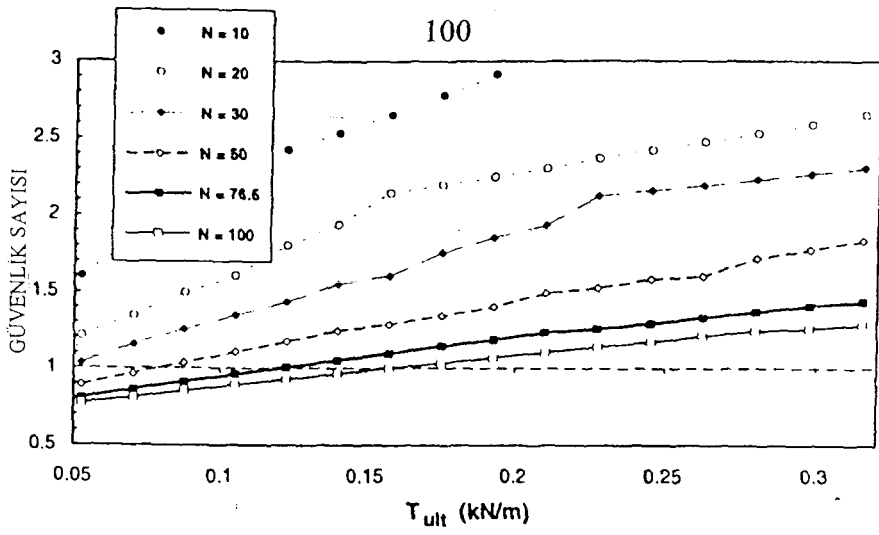
eşitliği ile verilmektedir. Burada; δ :Ara yüzey sürtünme açısı, ϕ : Zeminin içsel sürtünme açısıdır. Bu çalışmada kullanılan kum ile geotekstiller arasında oluşacak sürtünmeler için ara yüzey sürtünme faktörü yaklaşık 0.9 olarak belirlenmiştir. Daha öncede belirtildiği üzere santrifüj deneylerinde deney kalıbı duvarları ile kum dolgu malzemesi arasında oluşacak sürtünmelerin deney sonuçları üzerinde bir etkisinin olmadığı ve ihmal edilebileceği görülmüştür.

Limit denge denklemleri analizlerinde, Spencer yöntemi ile belirlenen dairesel bir kayma yüzeyi boyunca zemin içerisinde oluşacak kuvvetlerin dengesini göz önünde bulunduran, UTEXAS3 (Wright, 1990) adlı bilgisayar programından faydalanılmıştır. Limit denge denklemleri sonuçları ile santrifüj deneylerinden elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak, geotekstil çekme dayanımı değişiminin, geotekstil çekme kuvvetlerinin doğrultusunun değişiminin, santrifüj deneylerindeki üniform olmayan yük artışı değişimini ile model sınırlarında meydana gelen sürtünmelerin ve farklı analiz yöntemi kullanılmasının sonuçları ne şekilde etkilediği belirlenmeye çalışılmıştır. Analizler yapılırken deneyler sonucunda belirlenen kayma yüzeylerine uygun kayma yüzeyleri kullanmak yerine analizler yapılarak kritik göçme yüzeyi belirlenmeye çalışılmıştır. Deneylerden elde edilen verilerin ışığında limit denge analizlerinde geotekstil donatılara etkiyen maksimum çekme kuvvetlerinin alışlagelmiş üçgen dağılımın aksine derinlikle değişmeyip sabit kaldığı ve düzgün bir dağılım oluşturduğu kabul edilmiştir. Ayrıca kritik durum sürtünme açısı yerine pik sürtünme açısı değeri kullanılmıştır.

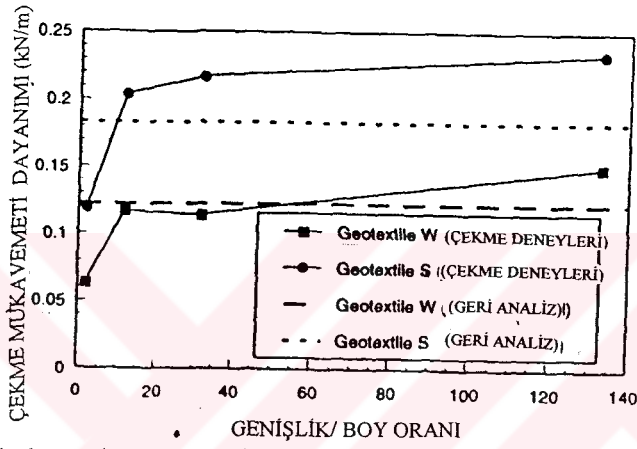
Geotekstillerin çekme dayanımı belirlenirken santrifüj deneyi sonuçlarından yararlanarak geri analizler yapılmış ve göçme anında geotekstile etkiyen çekme gerilmesi geotekstilin nihai çekme dayanımı olarak kabul edilmiştir. Şekil 3.65 (a)'da geotekstilin çekme dayanımındaki artışa bağlı olarak güvenlik sayısının değişimi verilmiştir. Burada geotekstilin çekme dayanımındaki artışa bağlı olarak güvenlik sayısında da lineer bir artışın gerçekleştiği görülmektedir. Geotekstilin nihai çekme dayanımı belirlenirken göz önüne alınan değer, şevin göçmeye ulaştığı ivme olan $N=N_f=76.5g$ seviyesindeki güvenlik sayısı $FS=1$ karşılık gelen çekme dayanımı değeridir. Düşük dayanımlı Geotekstil W için bu değer, B18 deneyi esas alınarak, $T_{ult}=0.123kN/m$ olarak hesaplanmıştır. Çekme dayanımı yüksek Geotekstil S için ise bu değer, S9 deneyi esas alınarak, $T_{ult}=0.184kN/m$ olarak hesaplanmıştır. Şekil 3.65 (b)'de limit denge analizleriyle geri analiz yapılarak hesaplanan nihai çekme dayanımı değerleri ile çekme deneylerinden bulunan değerler aynı grafik üzerinde verilmiştir.

Geotekstil donatılı şevlerin limit denge analizlerinde donatıya etki eden çekme kuvvetinin doğrultusunu belirlemek gerekmektedir. Yapılan santrifüj deneyleri sonucunda geotekstil donatıya etki eden çekme kuvvetinin doğrultusunun yatay alınması gerektiği görülmüştür. Buna rağmen B18 deney modeli için çekme kuvvetinin yatay ve kayma yüzeyine paralel olarak alındığı iki analiz gerçekleştirilmiştir. Şekil 3.66'dan da görülebileceği gibi, limit denge analizlerinde kullanılacak güvenlik sayısının 1.3~1.5 arasında olacağı düşünülürse, seçilecek kuvvetin doğrultusunun analiz sonuçları üzerinde çok az etkili olacağı görülmektedir.

Geotekstil donatılı şevlerin tasarımında genellikle şevin ön kesimindeki geotekstil bindirme kısımlarının stabiliteye olan katkısı göz önüne alınmaz. Ancak yapılan santrifüj deneylerinde göçme yüzeyi ile kesişen bindirme kısımlarında donatıda göçmenin sıyrılma sonucu değil kopma sonucu gerçekleşmiş olması bu kısımların da stabiliteye katkı sağladığını göstermektedir. Bu nedenle limit denge analizlerinde bindirme kesimindeki geotekstillere de kısa donatılar olarak modellenmiştir. Şekil 3.67 (a)'da bindirme kesimlerindeki geotekstilin kısa ek donatı olarak modellenmesinin limit denge analizi sonuçları üzerindeki etkisi görülmektedir. Grafikten de görülebileceği gibi bu kısımlar ek donatı olarak modellendiği takdirde güvenlik sayısı yaklaşık $\Delta FS=0.12$ kadar artmaktadır. Bindirme kısımlarının göz önünde bulundurulmaması daha güvenli bir yaklaşım gibi görünse de, yapının davranışını doğru olarak yansıtmamaktadır. Bu kesimlerin göz önünde bulundurulmaması göçme yüzeyinin yerinin yanlış belirlenmesine neden olmaktadır. Şekil 3.67 (b)'den de görüleceği üzere bindirme kesimleri ihmal edildiği zaman göçme yüzeyi şev yüzeyine daha yakın

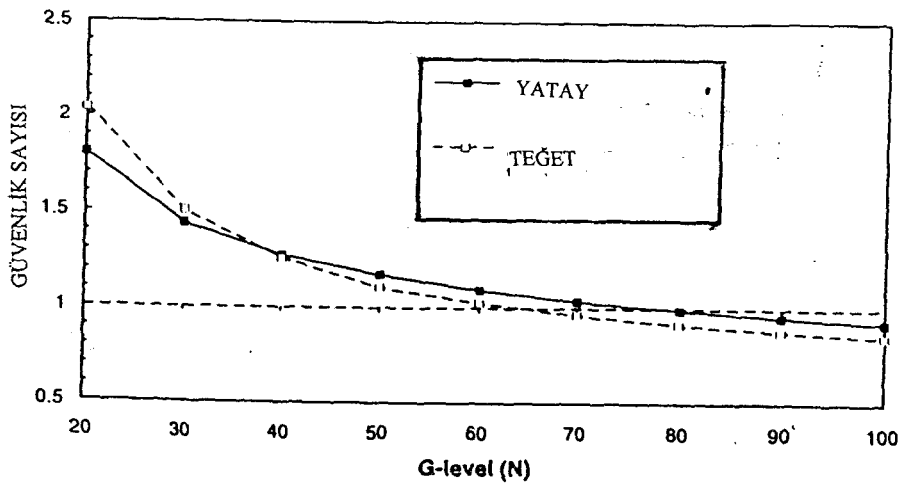


(a) B18 deney modelinde geotekstilin çekme dayanımının hesaplanan güvenlik sayıları üzerindeki etkisi.

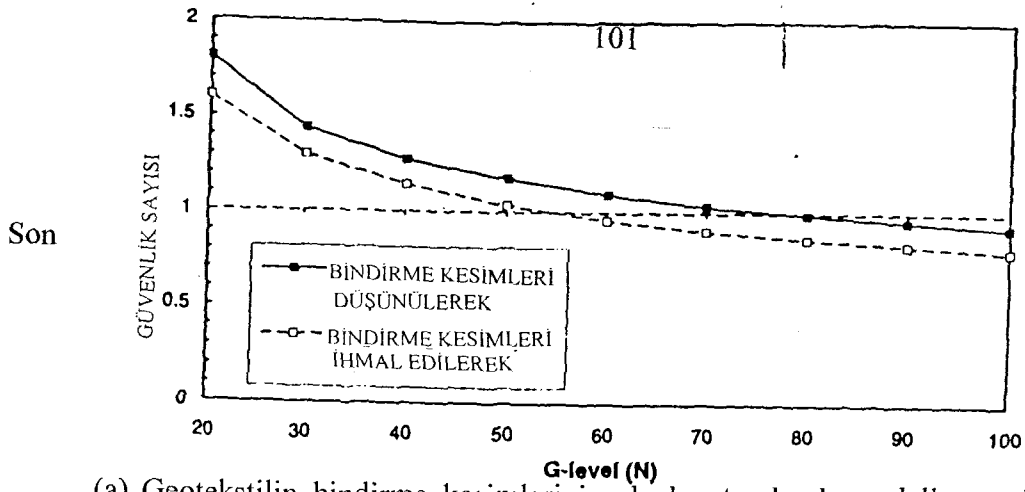


(b) Geri analizle hesaplanan ve çekme deneylerinden bulunan nihai çekme dayanımı değerleri.

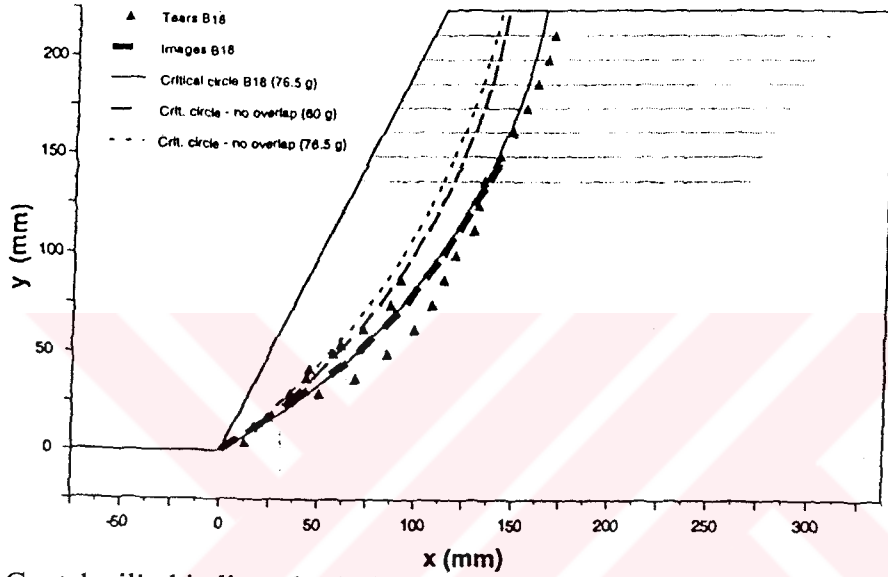
Şekil 3.65 Nihai çekme dayanımı değerleri (Zornberg, 1998).



Şekil 3.66 Geotekstil donatı çekme kuvvetinin yatay ve ya kayma yüzeyine teğet alınması durumunda hesaplanan güvenlik sayısı değerleri (Zornberg, 1998).



(a) Geotekstilin bindirme kesimlerinin ek donatı olarak modellenmesinin hesaplanan güvenlik sayısı üzerindeki etkisi.



(b) Geotekstilin bindirme kesimlerinin ek donatı olarak modellenmesinin göçme yüzeyinin belirlenmesine etkisi.

Şekil 3.67 Geotekstil bindirme kesimlerinin göz önünde bulundurulmasının sonuçları üzerindeki etkisi (Zornberg, 1998).

METOD (1)	HESAPLANMIŞ GÜVENLİK SAYISI (2)
a) Bütün limit denge denklemlerini sağlayan metodlar	
Spencer (1967)	1.000
Morgenstern and Price (1965)	1.000
Sarma (1973)	1.000
Sarma (1979)	1.000
Janbu (1954)*	1.026
Correia (1988)	1.000
b) Bütün limit denge denklemlerini sağlamayan metodlar	
Fellenius (1936)	0.780
Lowe and Karafiath (1960)	1.112
Bishop (1955)	1.000

Tablo 3.3 B18 deney modeli için farklı limit denge analiz modelleri ile hesaplanan güvenlik sayısı değerleri (Zornberg, 1998).

olmaktadır ve dolayısıyla ankraj için gerekli donatı boyu daha kısa bulunmaktadır. Bu nedenle de bindirme kısımlarının ihmal edilmesi daha güvensiz bir yaklaşım olmaktadır.

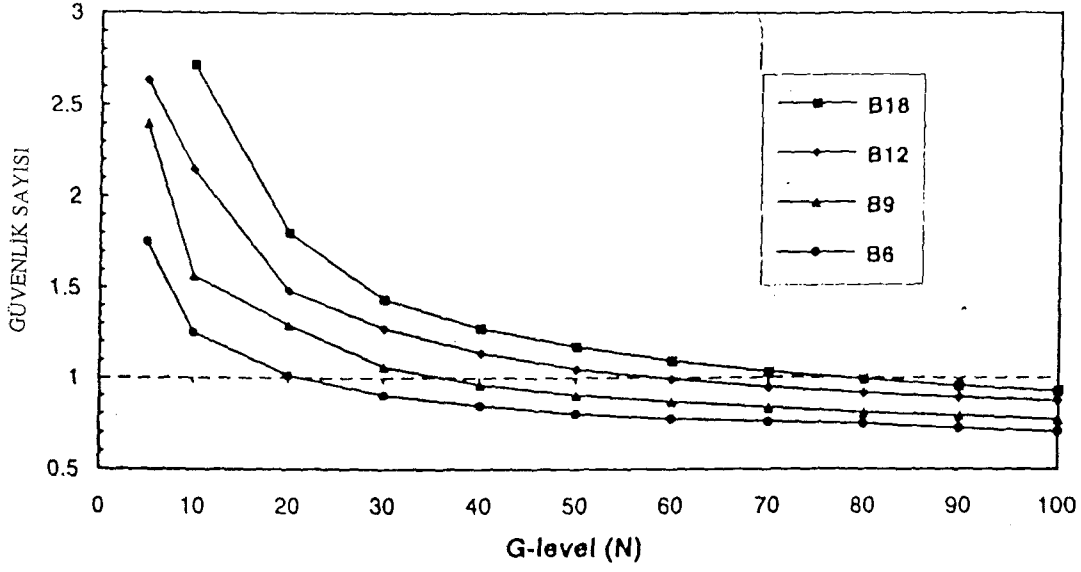
Santrifüj deneylerinde ivme, santrifüj aletinin dönüş çapına bağlı olarak, derinlikle lineer artmaktadır. Sabit birim hacim ağırlık ve değişken birim hacim ağırlık kullanılarak hesaplanan güvenlik sayıları bu durumun yapının performansı üzerinde çok az etkili olduğunu göstermiştir. Ayrıca deney sonuçları ve analizler, dolgu zemini ile deneyin yapıldığı kutunun duvarları arasında meydana gelen sürtünmelerin de, sonuçlar üzerinde çok az etkili olduğunu göstermiştir.

Santrifüj modelleri için güvenlik sayıları hesaplanırken tüm denge şartlarını göz önünde bulunduran Spencer (1967) metodu kullanılmıştır. Limit denge analizlerinde seçilecek analiz metodunun sonuçlar üzerindeki etkisini görmek amacıyla B18 santrifüj modeli birçok farklı limit denge yöntemi ile analiz edilmiştir. Aynı göçme yüzeyi için hesaplanan güvenlik sayıları Tablo 3.3'te verilmiştir. Tablodan da görülebileceği gibi tüm denge şartlarını sağlayan yöntemler ve Bishop (1955) yöntemi oldukça yakın sonuçlar vermektedir.

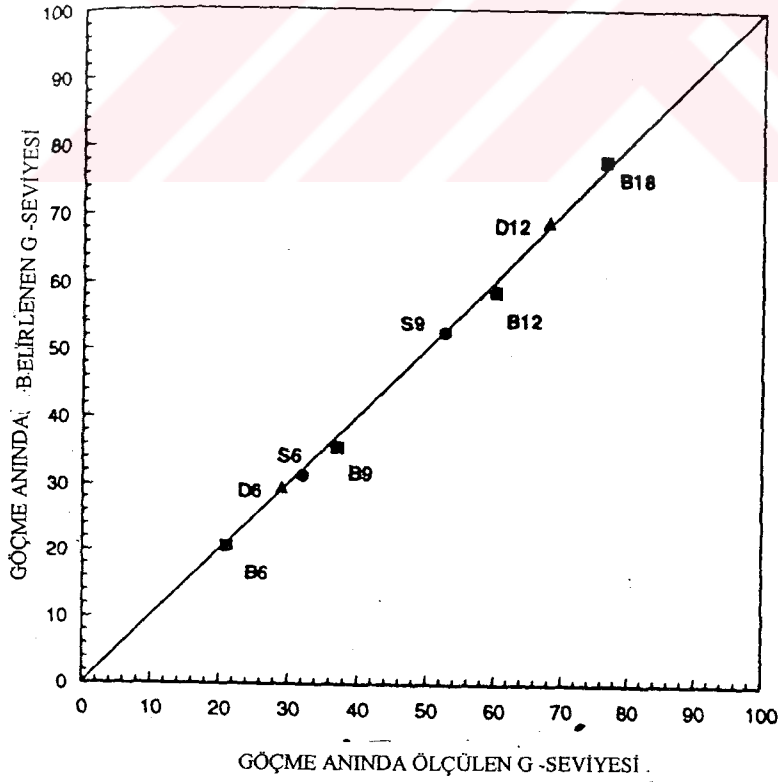
Modellerde yapılacak kabullerin belirlenmesinin ardından B18 dışındaki diğer modeller için de limit denge analizleri yapılarak güvenlik sayıları hesaplanmıştır (Şekil 3.68). Şekil 3.69'da ise göçme anında deneysel olarak hesaplanan g-seviyeleri (ivme değerleri) ile analizler sonucu bulunan değerlerin oldukça uyumlu olduğu görülmektedir.

Donatılı şevlerin tasarımında göçme yüzeyinin yerinin doğru olarak belirlenebilmesinin büyük önemi vardır. Şekil 3.70 (a) ve (b)'de santrifüj deneylerinden ve limit denge analizlerinden elde edilen göçme yüzeyleri aynı grafik üzerinde verilmiştir. Deneylerde göçme anına denk gelen g-seviyelerinde yapılan analizlerden elde edilen göçme yüzeyi eğrileri Şekil 3.70 (c)'de verilmiştir. Tüm santrifüj deneyleri için yapılan limit denge analizlerinden elde edilen göçme yüzeylerinin, deneysel olarak elde edilenlerle oldukça benzer olduğu görülmüştür.

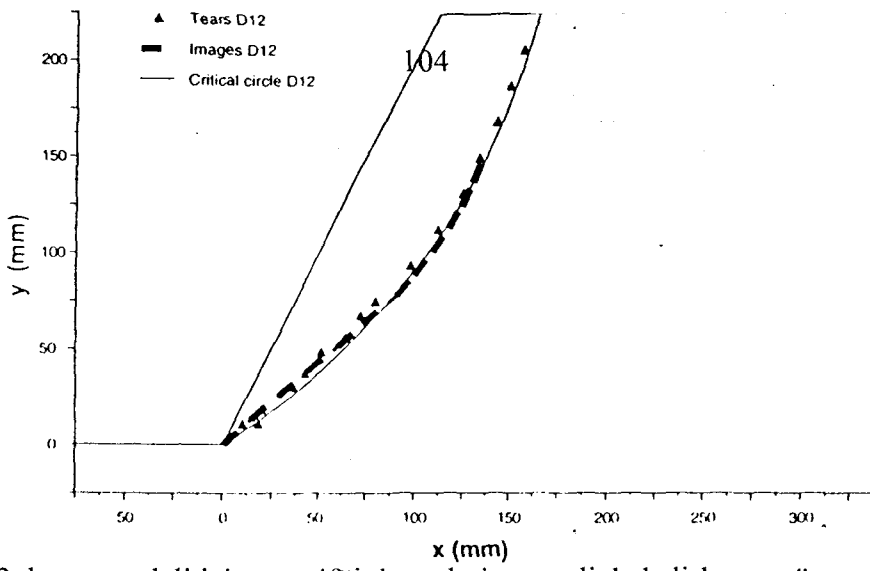
Şekil 3.71'de, tüm santrifüj modelleri için güvenlik sayısının geotekstilin çekme dayanımına bağlı olarak değişimi verilmiştir. Benzer geotekstillerin kullanıldığı deneylerde benzer eğriler elde edilmiştir. Analizlerde göçme anına denk gelen g-seviyeleri kullanıldığından her model farklı bir ivme değerinde göçmeye ulaşmıştır. Ancak buna rağmen benzer geotekstiller için farklı ivme değerlerinde benzer eğriler elde edilmiştir. Bu durum, geotekstilin gömülü halde iken çekme mukavemetinde meydana gelen artışın, çevre basıncına bağlı olarak değil, deformasyonların sınırlanmış olmasından dolayı gerçekleştiğini göstermektedir.



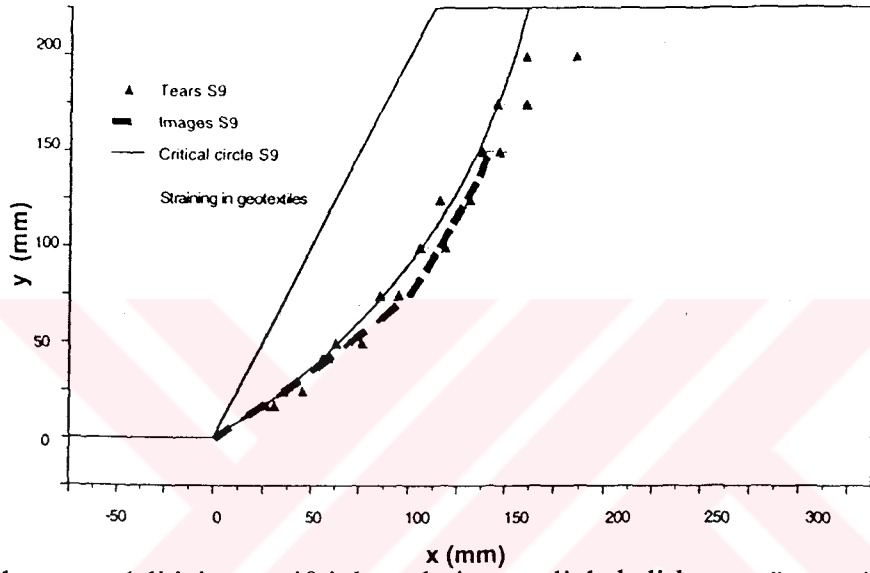
Şekil 3.68 B serisi deneyler için g-seviyesindeki artışa bağlı olarak hesaplanan güvenlik sayısı değerleri (Zornberg, 1998).



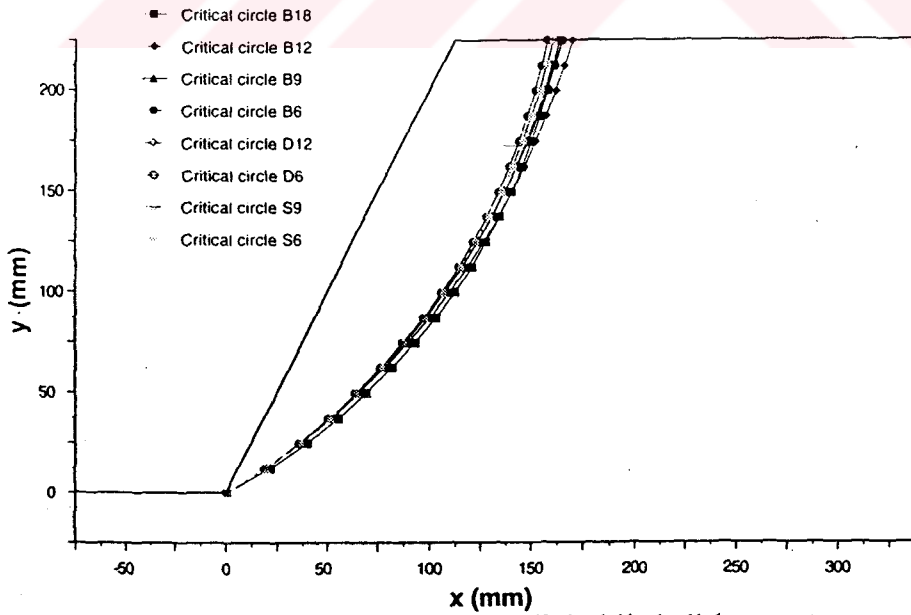
Şekil 3.69 Tüm santrifüj deneyleri için göçme anında ölçülen ve analizlerle hesaplanan g-seviyeleri (Zornberg, 1998).



(a) D12 deney modeli için santrifüj deneyleri ve analizle belirlenen göçme yüzeyleri.

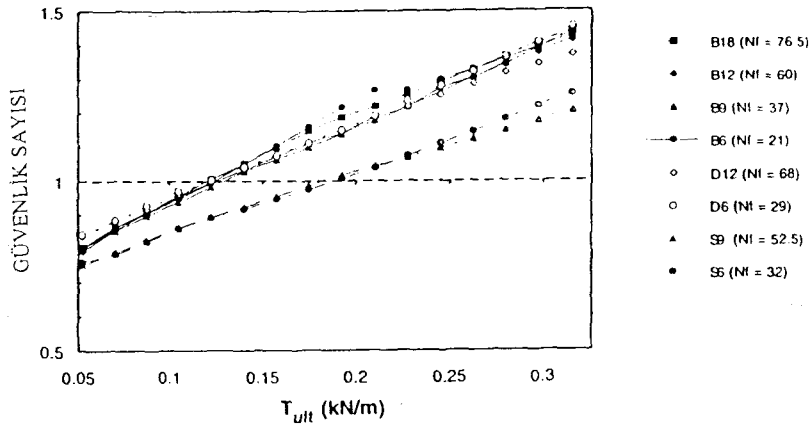


(b) S9 deney modeli için santrifüj deneyleri ve analizle belirlenen göçme yüzeyleri.

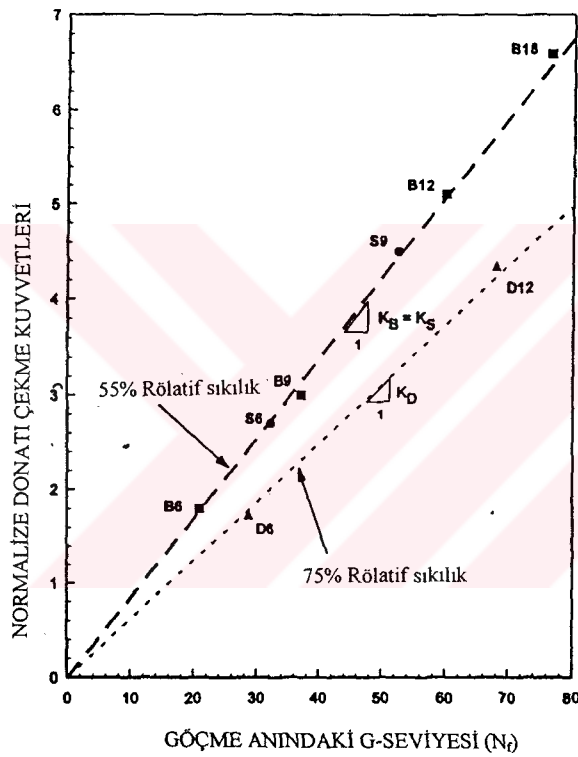


(c) Tüm santrifüj modelleri için limit denge analizleri ile belirlenen göçme yüzeyleri.

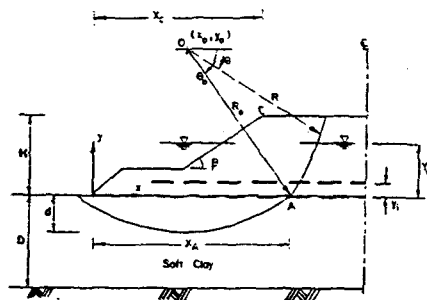
Şekil 3.70 Limit denge analizleri ve santrifüj deneyleri ile belirlenen göçme yüzeyleri (Zornberg, 1998).



Şekil 3.71 Tüm santrifüj deneyleri için güvenli sayısının geotekstilin çekme dayanımına bağlı olarak değişimi (Zornberg, 1998).



Şekil 3.72 Santrifüj deneylerinden elde edilen sonuçların normalizasyonu (Zornberg, 1998).



Şekil 3.73 Donatılı dolgu konfigurasyonu ve kayma yüzeyi (R. Lo ve D. Xu, 1992).

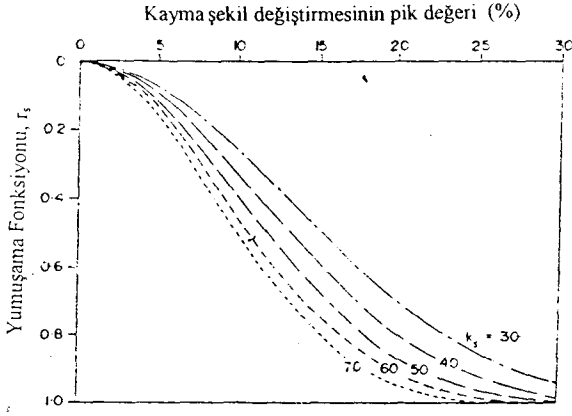
Çalışmada son olarak elde edilen sonuçlar değerlendirilerek donatılı yapıların tasarımında kullanılacak genel denklemler elde edilmeye çalışılmıştır. Geotekstil donatılara etkiyecek çekme gerilmelerini belirlemek için içsel sürtünme açısı \emptyset 'ye ve şev yüzey eğimi β 'ya bağlı sabit bir katsayısı değeri ($K(\emptyset, \beta)$) elde edilmeye çalışılmıştır. Bu çalışmadaki modellerin tümünün yüzey eğimi aynı olduğundan, hesaplanan katsayının değerinin aynı içsel sürtünme açısına sahip modeller için eşit olması gerekmektedir. Şekil 3.72'den de görüleceği gibi aynı içsel sürtünme açısına sahip, rölatif sıklığı %55 olan B ve S serisi deneylerden elde edilen tüm değerler eğimi $K(\emptyset, \beta)=K_B=K_S=0.084$ olan bir doğru üzerinde yer almaktadır. Benzer şekilde rölatif sıklığı %75 olan D serisi deneylerden elde edilen tüm değerler eğimi $K(\emptyset, \beta)=K_D=0.062$ olan bir doğru üzerinde yer almaktadır. Elde edilen bu değerler daha önce yapılmış benzer çalışmaların sonuçları ile karşılaştırıldığında benzer sonuçların elde edildiği görülmüştür.

3.3.1.1.2 Robert Lo ve Dai-Wei Xu'nun Çalışması (1992)

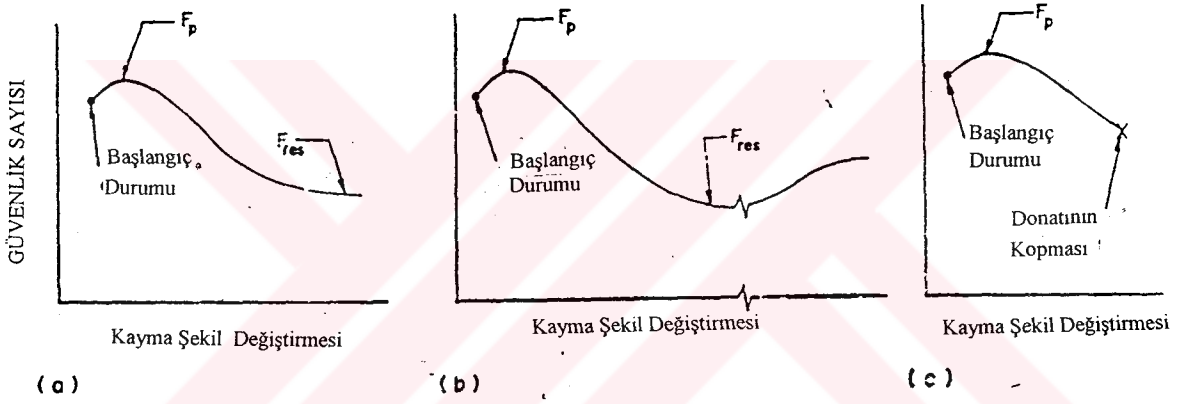
Çalışmada, yumuşak kil tabakaları üzerinde yer alan donatılı dolgularda meydana gelecek drenajsız dairesel göçme için yeni bir limit denge analiz yöntemi geliştirilmiştir. Analizde kayma yüzeyi boyunca meydana gelecek deformasyon yumuşamaları da göz önünde bulundurulmuştur. Ayrıca göçme anında kayma yüzeyi boyunca oluşacak deformasyonların esnek geotekstilin çekme dayanımının mobilize olabilmesi için uygun olup olmadığı da araştırılmıştır.

Çalışmada üzerinde çalışılan konfigürasyon Şekil 3.73'de verilmiştir. Dolgu malzemesinin homojen olduğu ve drenajlı koşullarda göçtüğü kabul edilmiştir. Temel zeminini oluşturan kilde ise göçme anında drenajsız koşulların geçerli olduğu düşünülmüştür. Göçme yüzeyi kil temel zemini içerisinden geçen dairesel kısımdan ve dolgu zemini içinden geçen log-spiral kısımdan oluşmaktadır. Göçme yüzeylerinin odak noktası aynıdır. Limit denge analizlerinde her iki yüzey için ortak merkez noktası olan O noktasına göre alınan momentlerin dengesi araştırılmaktadır.

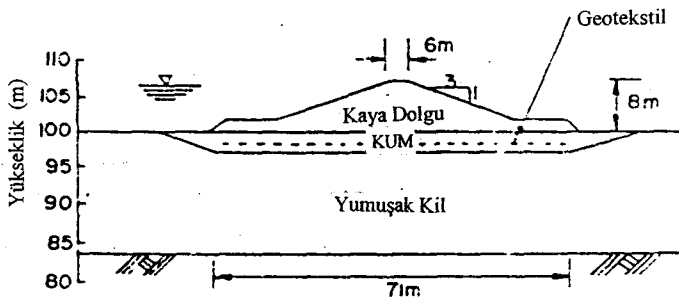
Deformasyon yumuşaması sonucu dolgu zeminin içsel sürtünme açısındaki azalmayı modelleyebilmek için pik sürtünme açısına (\emptyset_p) ve deformasyon yumuşaması fonksiyonuna (r_s) bağlı denklemler kullanılmıştır. Şekil 3.74'de deformasyon yumuşaması fonksiyonunun değişiminin görüldüğü bir grafik verilmiştir. Temel zeminini oluşturan kil için deformasyon yumuşamasının etkisi göz önüne alınırken drenajsız pik kohezyon (c_{up}) ve dolgu malzemesine benzer şekilde tanımlanan, deformasyon yumuşaması fonksiyonuna (r_c)



Şekil 3.74 Deformasyon yumuşaması fonksiyonu (R. Lo ve D. Xu, 1992).



Şekil 3.75 Güvenlik sayısının zeminin kayma mukavemetine bağlı olarak değişimi (R. Lo ve D. Xu, 1992).



Şekil 3.76 Çin'de inşa edilen dalgakıranının kesiti (R. Lo ve D. Xu, 1992).

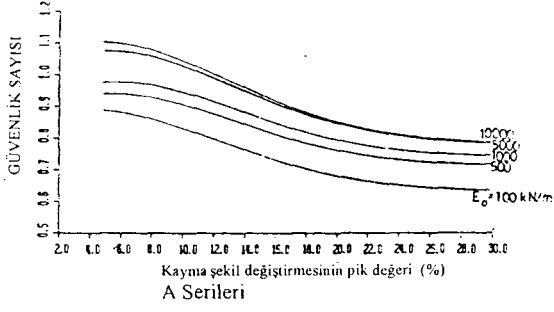
dayalı denklemlerden faydalanılmıştır. Drenajsız pik kohezyon hesaplanırken inşaat esnasında konsolidasyon sonucu drenajsız kohezyonda meydana gelecek artışlar da göz önünde bulundurulmuştur.

Zeminde oluşacak deformasyonlar sonucunda geotekstil donatıda mobilize olacak çekme mukavemetinin belirlenebilmesi için donatı ile dolgu zemini arasındaki deformasyon uyumunun belirlenmesi gerekmektedir. Bunun için de dolgu zeminin dilatasyon açısının belirlenmesi gerekmektedir. Çalışmada bu değer belirlenirken deformasyon yumuşaması sonucu dilatasyon açısındaki azalmada dikkate alınmıştır. Ayrıca geotekstil donatının zemin içerisinde gömülü durumda olmasından dolayı standart çekme deneyleri ile elde edilen dayanımından daha yüksek bir dayanıma sahip olduğu da göz önünde bulundurulmuştur.

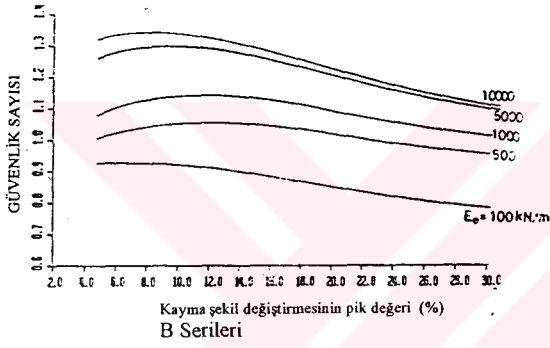
Yapılan analizler sonucunda tek sabit bir güvenlik sayısı yerine zemindeki kayma deformasyonlarına bağlı değişiklik gösteren güvenlik sayıları eğrileri elde edilmiştir (Şekil 3.75). Elde edilen verilerin ışığında geliştirilen limit denge analiz yöntemine dayalı, farklı donatılı zemin uygulamalarında kullanılacak bir bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Geliştirilen bilgisayar programı yardımı ile Çin'de inşa edilen ve kesiti Şekil 3.76'da görülen dalga kıranın analizi yapılmıştır. Deformasyon yumuşamasının yapının performansına olan etkisinin incelemek amacıyla A serisi analizlerde deformasyon yumuşaması belirgin olacak şekilde parametreler seçilirken B serisi analizlerde deformasyon yumuşamasının etkisi daha az olacak şekilde parametreler seçilmiştir. Yapılan analizler sonucunda elde edilen güvenlik sayısı değişim eğrileri Şekil 3.77'de verilmiştir. Grafiklerdeki E_0 değeri kullanılan geotekstil donatının çekme elastisite modülü değerini göstermektedir ve grafiklerden de görüleceği gibi zeminde meydana gelen deformasyon yumuşaması geotekstilin stabilizasyon etkisini azaltmaktadır. Bu azalma geotekstilin esnekliğine bağlı olarak değişiklik göstermektedir. Şekil 3.78'den de görülebileceği gibi A ve B serisi deneylerde kayma deformasyonları %30'lara ulaştığı zaman bile mobilize olan geotekstil çekme gerilmeleri geotekstilin nihai çekme mukavemetinden daha düşük kalmaktadır. Bu nedenle limit denge denklemleri ile analiz yapılırken, geotekstilin nihai çekme dayanımının mobilize olduğu düşünülerek yapılan analizlerin hatalı olduğu belirtilmektedir.

Geotekstil donatıların stabiliteye olan katkısını (çalışmada bu katkı RE olarak ifade edilmiştir) incelemek amacıyla farklı sayıda ve dayanımdaki geotekstillerin kullanıldığı C ve D serisi deneyler gerçekleştirilmiştir. Şekil 3.79 (a), (b) ve (c)'den de görülebileceği gibi kullanılan geotekstil donatı sayısı arttıkça ve geotekstillerin çekme elastisite modülleri arttıkça geotekstillerin stabiliteye olan katkısı da artmaktadır.

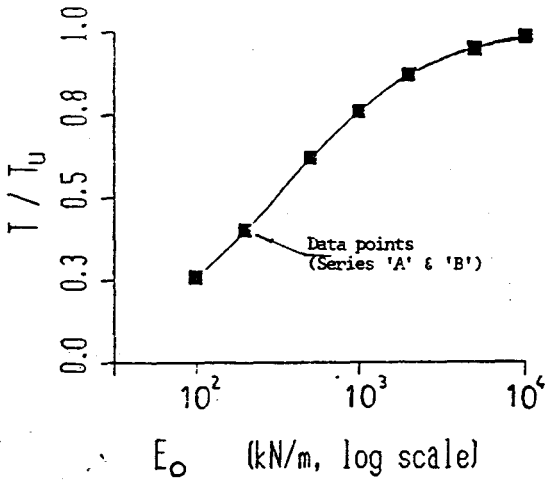


(a) A serisi deneyler için elde edilen eğriler.

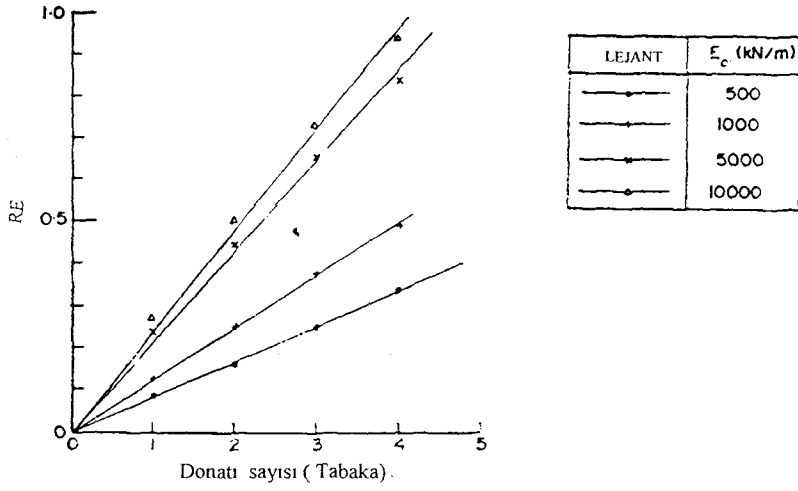


(b) B serisi deneyler için elde edilen eğriler.

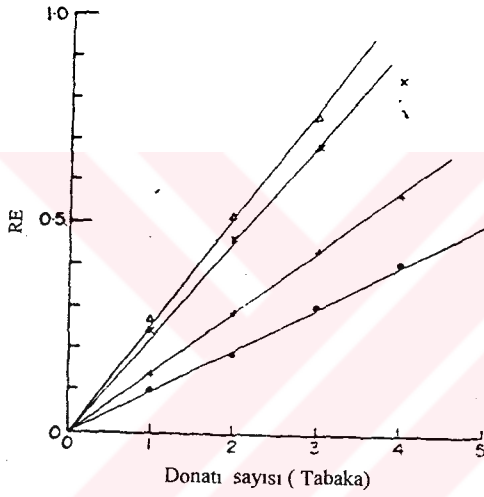
Şekil 3.77 Analizler sonucu elde edilen güvenlik sayısı eğrileri (R. Lo ve D. Xu, 1992).



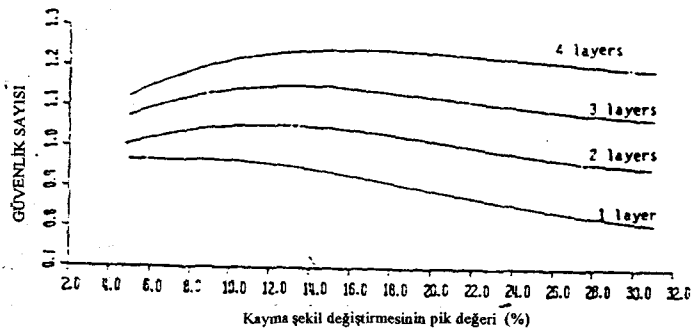
Şekil 3.78 Zemimde kayma deformasyonları %30 ulaştığı anda A ve B serisi deneylerde geotekstilde mobilize olan çekme gerilmeleri (R. Lo ve D. Xu, 1992).



(a) C serisi deneylerde geotekstilin stabiliteye katkısı.



(b) D serisi deneylerde geotekstilin stabiliteye katkısı.



(c) Geotekstil donatı sayısının güvenlik sayısı eğrileri üzerindeki etkisi.

Şekil 3.79 Geotekstil donatının yapının stabilitesi üzerindeki etkisi (R. Lo ve D. Xu, 1992).

3.3.1.1.3 J. Edirisinghe, N. Yagi, M. Enoki, R. Yatabe ve Ohashi'nin Çalışması (1996)

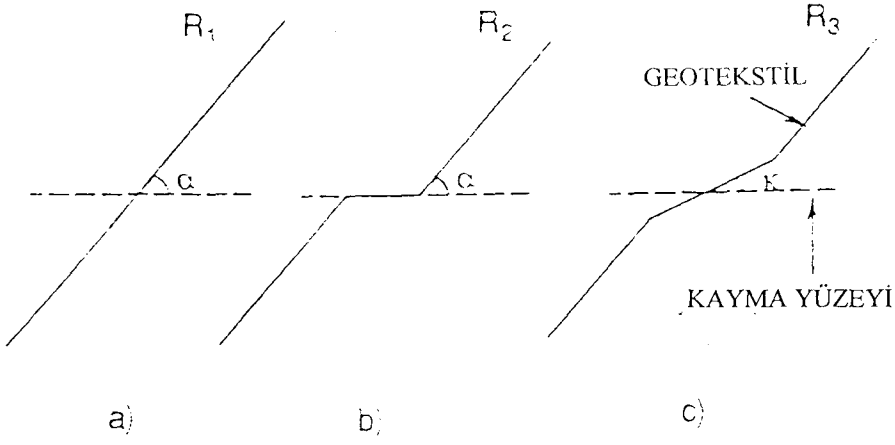
Çalışmada, daha önce Enoki (1991) tarafından donatısız şevlerin stabilite analizi için geliştirilen Genelleştirilmiş Limit Denge Metodu'nun (Generalized Limit Equilibrium Method, GLEM) geotekstil donatılı şevlerin stabilite analizi için geçerliliği araştırılmıştır. Bu amaçla ilk olarak geotekstil donatılı zeminin davranışını incelemek ve analiz için gerekli parametreleri belirlemek amacıyla laboratuvarında deneysel çalışmalar yapılmıştır. Deneylelerden elde edilen sonuçlar yardımıyla GLEM metodu geliştirilerek donatılı şevlerin limit denge analizleri için uygun hale getirilmiştir. Geliştirilen analiz yönteminin geçerliliğini araştırmak için ise büyük ölçekli model deneyler yapılmış ve deneylelerden elde edilen sonuçlar analiz sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

Deneylelerin ilk aşamasında doğrudan kesme deneyleleri yapılarak belirli bir kayma yüzeyi ile kesişen geotekstilin davranışı incelenmiştir. Daha sonra ise geotekstilin göçme yüzeyinin oluşumunu ne şekilde etkilediğini incelemek amacıyla düzlem şekil değiştirme sıkışma ve üç eksenli basınç deneyleleri gerçekleştirilmiştir.

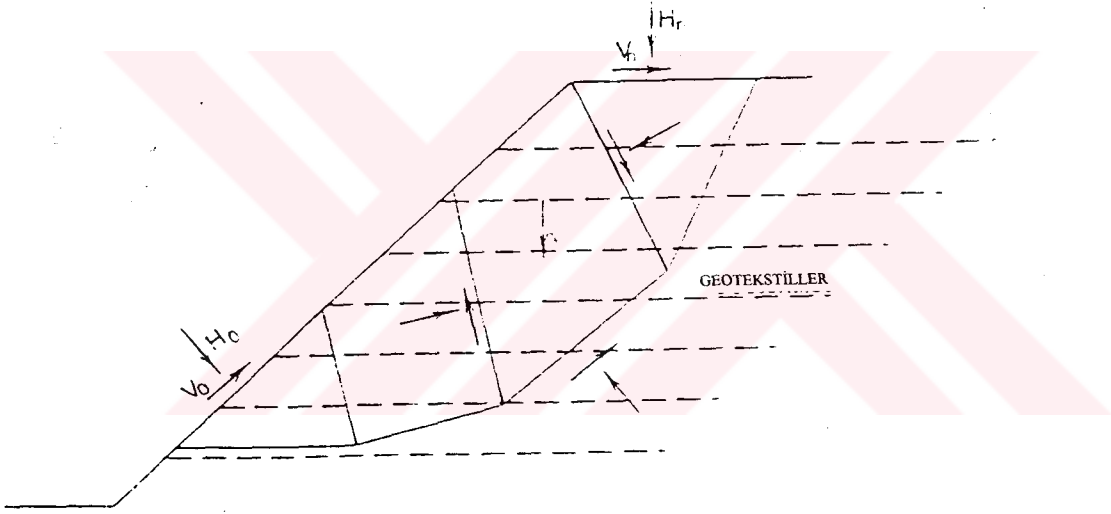
Analizlerde kayma yüzeyi ile kesişen geotekstilin üç farklı şekilde deforme olabileceği düşünülmüştür (Şekil 3.80). GLEM metodu ile geotekstil donatılı şevin limit denge analizi gerçekleştirilirken ilk olarak şev Şekil 3.81 (a)'da ki gibi bloklara ayrılmaktadır. Daha sonra ise bloklar üzerine etkiyen kuvvetlerin dengesine ve enerji dengesine dayalı analizler gerçekleştirilmektedir. Şekil 3.81 (b)'de ise her bir blok üzerine etkiyen kuvvetler görülmektedir. Analizde dairesel veya dairesel olmayan göçme yüzeyleri analiz edilebilmektedir.

Yöntemin geçerliliğini araştırmak için yapılan büyük ölçekli test dolgusunun geometrisi Şekil 3.82 (a)'da verilmiştir. Dolgu GLEM metodunun yanı sıra Janbu ve Fellenius metodu ile de analiz edilmiş ve elde edilen sonuçlar deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Farklı analiz yöntemlerinden ve deney sonuçlarından elde edilen göçme yüzeyi eğrileri ve temel taşıma gücü değerleri Şekil 3.82 (b) ve Tablo 3.4' te verilmiştir.

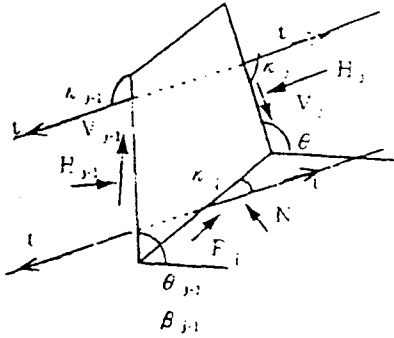
Yapılan çalışma sonucunda GLEM metodunun geotekstil donatılı yapıların stabilite analizi için uygun olduğu görülmüştür. Ayrıca yöntemin geotekstilin kayma yüzeyi ile kesiştiği noktalar için farklı deformasyon olasılıklarını göz önünde bulundurması nedeniyle diğer analiz yöntemlerine oranla daha doğru sonuçlar verdiği belirtilmiştir.



Şekil 3.80 Kayma yüzeyi ile kesişen geotekstil deformasyonu (Edirisinghe, Yagi, Enoki, Yatabe ve Ohashi, 1996).



(a) Bloklara ayrılmış donatılı şev kesiti.



(b) Bloklar üzerine etki eden kuvvetler.

Şekil 3.81 Bloklara ayrılmış şev kesiti ve bloklara etki eden kuvvetler (Edirisinghe, Yagi, Enoki, Yatabe ve Ohashi, 1996).

3.3.1.2 Sonlu Elemanlar Analizleri

Geotekstil donatılı yapılarda, zemin ve geotekstil donatıdan meydana gelen kompozit yapıyı modellemek oldukça zordur. Bu tür yapıların analizlerinin en iyi sonlu elemanlar metodu ile yapılabileceği bilinmektedir. Ancak geotekstil donatılı yapıların uygulanmaya başladığı ilk yıllarda sonlu elemanlar analizi için gerekli bilgisayarların gücünün yetersiz olması, bilgisayarların pahalı olması ve analizlerin uzun zaman alması nedeniyle bu tür yapıların stabilite analizlerinde limit denge yöntemleri daha yaygın olarak kullanılmıştır.

Geotekstillerin donatı olarak kullanıldığı yapılarda geotekstildeki çekme dayanımının mobilize olabilmesi için belirli bir miktar deformasyonun meydana gelmesi gerekmektedir. Geotekstildeki nihai çekme dayanımı ise ancak göçme anında meydana gelen büyük deformasyonlar sonucunda mobilize olabilmektedir. Zemin ile geotekstil arasındaki bu etkileşim en iyi sonlu elemanlar yöntemi ile modellenebilmektedir.

Geotekstil donatılı dolgular esnek yapıda olmaları nedeniyle inşaat esnasında ve inşaat sonrasında yapıda önemli deformasyonlar meydana gelebilmektedir. Bu deformasyonların önceden belirlenmesi ve yapının güvenliğini tehlikeye sokabilecek limit değerleri aşmaması gerekmektedir. Ayrıca geotekstil donatılı dolgular genellikle sorunlu yumuşak temel zeminleri üzerine inşa edilmektedir. Bu tür yapıların analizinde yapının davranışını doğru olarak modelleyebilmek için temel zemini ile donatılı dolgu arasında meydana gelecek etkileşiminde göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Tüm bu nedenlerden dolayı geotekstil donatılı yapının davranışı en iyi sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak modellenebilmektedir. Ancak burada dikkat edilmesi gereken en önemli nokta sonlu elemanlar analizinde kullanılacak parametrelerin doğru olarak seçilmesidir. Özellikle son yıllarda sonlu elemanlar analiz yönteminin yaygınlaşması ile birlikte, bu tür analizlerde kullanılacak parametrelerin belirlenmesi için pek çok deneysel çalışma gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalardan elde edilen verilerin ışığında gerçekleştirilen analizlerde oldukça başarılı sonuçlar elde edilmiştir.

3.3.1.2.1 K. San, D. Leshchinsky ve T. Matsui'nin Çalışması (1994)

Çalışmada geotekstil donatılı şevlerin stabilite analizlerinde limit denge metodu ve sonlu elemanlar metodu kullanılarak elde edilen sonuçların karşılaştırılması yapılmıştır. Karşılaştırmalar muhtemel göçme yüzeyinin yeri ve geotekstil donatılarda oluşacak çekme kuvvetleri arasında yapılmıştır.

Donatılı dolgu yüksekliği 5m'dir ve granüler dolgu malzemesi içerisinde eşit aralıkta on sıra geotekstil yerleştirilmiştir. Limit denge analizlerinde güvenlik sayısı $F_s=1$ alınmıştır. Çalışmada iki farklı sıklıkta dolgu malzemesi ve üç farklı şev eğimi için analizler yapılmıştır. Sıkı yerleşimde olan birinci dolgu malzemesinde $c=0.0$ ve $\phi=35^\circ$, gevşek yerleşimde olan ikinci dolgu malzemesinde ise $c=3.0\text{kPa}$ ve $\phi=20^\circ$ 'dir. Zemin-geotekstil arası ara yüzey sabitleri $C_i=0.8$ ve $C_{ds}=1.0$ olarak alınmıştır. Burada C_i , zemin-geotekstil arası ara yüzey Coulomb kayma mukavemetinin zeminin kayma mukavemetine oranı olarak tanımlanmaktadır. C_{ds} ise doğrudan kayma deneylerinden elde edilen bir kayma mukavemeti sabitidir (Leshchinsky, 1992). Analizlerde çalışılan üç farklı şev eğimi 75° , 60° ve 45° 'dir.

Limit denge analizlerinde Leshchinsky (1992) tarafından geliştirilen STRATA-SLOPE adlı bilgisayar analiz programından faydalanılmıştır. Programda sadece iç stabilite (internal stability) göz önünde bulundurulmaktadır ve geotekstil donatı boyu birleşik göçme (compound failure) ve doğrudan kayma (direct sliding) analizlerine bağlı olarak belirlenmektedir. Kritik kayma yüzeyi belirlenirken tüm geotekstillere geçen log-spiral kayma yüzeyleri denenmiş ve en uzun geotekstil boyunu veren yüzey kritik kayma yüzeyi olarak belirlenmiştir. Ayrıca birleşik göçme analizleri için de şev topuğundan başlayarak geotekstil donatılı kısım içerisinde geçerek donatısız kısma giren log-spiral göçme yüzeylerinin analizi yapılmıştır. Ancak yapılan analizler sonucunda birleşik göçme için hesaplanan güvenlik sayısı değerlerinin birden büyük olduğu ve birleşik göçmenin kritik bir durum oluşturmadığı görülmüştür. Doğrudan kayma analizlerinde donatılı dolgu kesiminin gerisinde kalan donatısız dolgu kesiminden gelen yanal itki kuvvetlerinin etkisinde, en alt donatı üzerindeki donatılı kısmın kaymaya karşı analizi yapılmıştır. En alt donatının boyu hesaplanırken doğrudan kayma ve birleşik göçme analizleri sonuçlarından elde edilen en uzun donatı boyu kullanılmıştır. En üsteki donatının boyu belirlenirken ise birleşik göçme analizlerinden elde edilen en uzun donatı boyu kullanılmıştır. Aradaki donatıların boyu ise bu iki donatıya göre değişken olarak ayarlanmıştır.

Sonlu elemanlar analizi yapılırken ise Matsui ve San (1993) tarafından geliştirilen deformasyonlara dayalı göçme analizi modelinden faydalanılmıştır. Analizlerde dolgu malzemesi özellikleri olarak limit denge denklemi analizlerinde kullanılan dolgu malzemelerinin özellikleri kullanılmıştır. Geotekstil donatı boyu ise limit denge denklemlerinde güvenlik sayısı $F_s=1$ karşılık gelen donatı boyları kullanılmıştır. Sonlu elemanlar analizi aşağıdan yukarıya elemanlar yerleştirilerek ve her elemana yer çekimi kuvveti etki ettirilerek yapılmıştır. Eklenen elemanlarda oluşacak başlangıç gerilmelerini

belirlemek için $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$ değeri kullanılmıştır. Sıkı ve gevşek dolgu malzemeleri ile hazırlanmış 60°'lik şevlerde K_0 değeri ampirik $K_0 = 1 - \sin \theta$ değerinden kademeli olarak azaltılarak göçme anındaki K_0 değerleri belirlenmiştir. Diğer şev eğimleri için de buradan elde edilen K_0 değeri kullanılarak deformasyona dayalı sonlu elemanlar analizleri yapılmıştır. Sonlu elemanlar analizlerinden ve limit denge analizlerinden elde edilen sonuçlar Şekil 3.83 ve 3.84'te aynı şekiller üzerinde verilmiştir. Limit denge analizlerine ve sonlu elemanlar analizlerine göre belirlenen gerekli geotekstil donatı çekme mukavemeti değerleri ise Tablo 3.5 ve Tablo 3.6'da verilmiştir. Tablo 3.7 ve Tablo 3.8'de ise gerekli geotekstil donatı çekme mukavemetlerinin toplam değerleri verilmektedir.

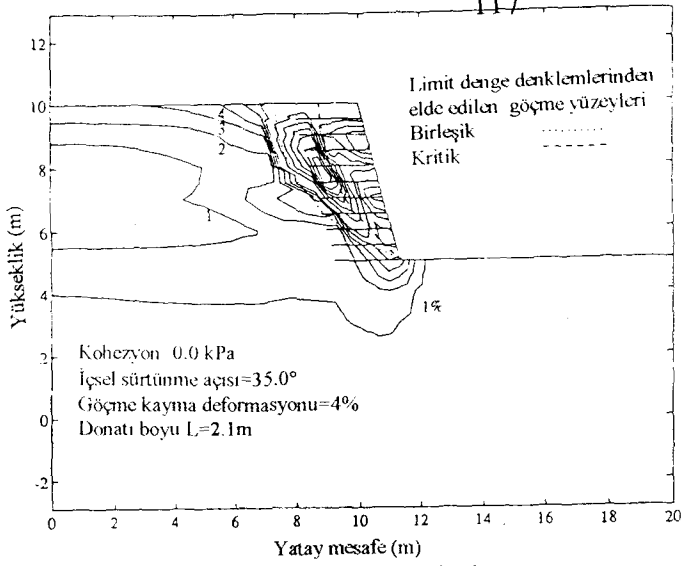
Yapılan çalışma sonucunda K_0 değerinin uygun olarak belirlenebilmesi durumunda sonlu elemanlar analizlerinden elde edilecek sonuçların limit durum analizlerinden elde edilecek sonuçlarla oldukça uyumlu olacağı görülmüştür.

3.3.1.2.2 M. C. Alfaro, S. Hayashi, N. Mirua, D. T. Bergado'nun Çalışması (1997)

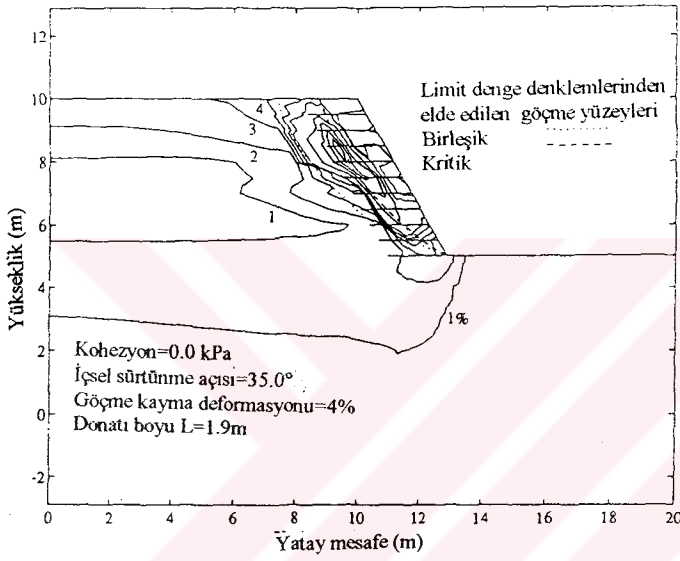
Çalışmada yumuşak temel zemini üzerine inşa edilen donatılı dolgularda meydana gelecek deformasyonlar incelenmiştir. Bu incelemede, arazide inşa edilen iki test dolgusundan elde edilen ölçümlerden ve bu dolguların sonlu elemanlar modeli analizlerinden faydalanılmıştır.

İnşa edilen test dolgularından birincisinde donatı malzemesi olarak ızgara şeklindeki çelik çubuklar kullanılmıştır. İkinci dolguda ise çelik çubuklara oranla oldukça esnek bir yapıya sahip geogrid donatılar kullanılmıştır. Her iki dolguda da dolgu malzemesi olarak ayrışmış Bangkok kili kullanılmıştır (Tablo 3.9). Yumuşak temel zemini profili ve temel zeminin geoteknik özellikleri Şekil 3.85 (a) ve (b)'de verilmiştir. Dolguda meydana gelecek oturumları ölçmek için dolgu yüzeylerine ve dolgular içerisine oturma plakaları yerleştirilmiştir. Dolgularda meydana gelecek yanal deformasyonları ölçmek için inklonometreler kullanılmıştır. Test dolgularının tabanına ise yük ölçüm hücreleri yerleştirilmiş ve tabandaki yük dağılımı bu ölçüm hücreleri yardımıyla belirlenmeye çalışılmıştır. Ayrıca dolgular içerisine yerleştirilen piyozometreler yardımı ile dolgularda meydana gelen boşluk suyu basıncı değişimleri kaydedilmiştir. Birinci ve ikinci dolgunun kesitleri ve ölçüm aletlerinin kesitler üzerindeki yerleri Şekil 3.86 (a) ve (b)'de verilmiştir.

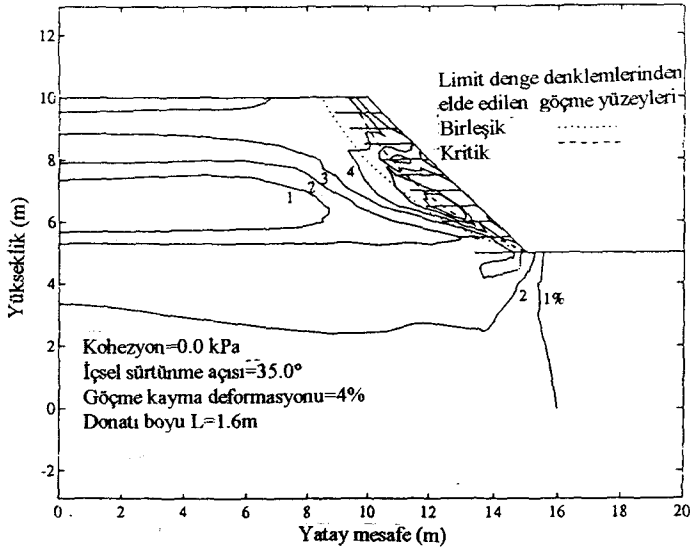
Sonlu elemanlar analizlerinde Britto ve Gunn (1987) tarafından geliştirilen CRISP programının, Chai (1992) tarafından geliştirilmiş yeni versiyonu olan CRISP-AIT adlı sonlu elemanlar bilgisayar programı kullanılmıştır. Bu program donatılı zemin yapılarının modellenmesine olanak sağlayacak pek çok özelliğe sahiptir. Yumuşak kilden oluşan temel



(a) 75° eğimli şev için göçme yüzeyleri.

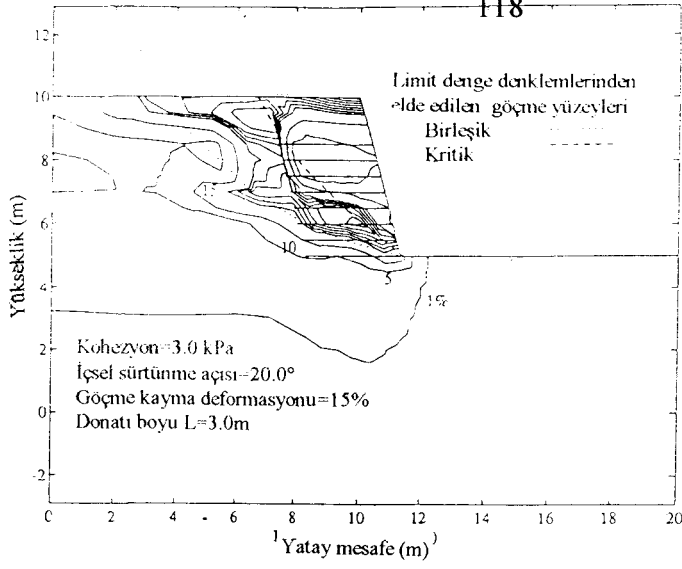


(b) 60° eğimli şev için göçme yüzeyleri.

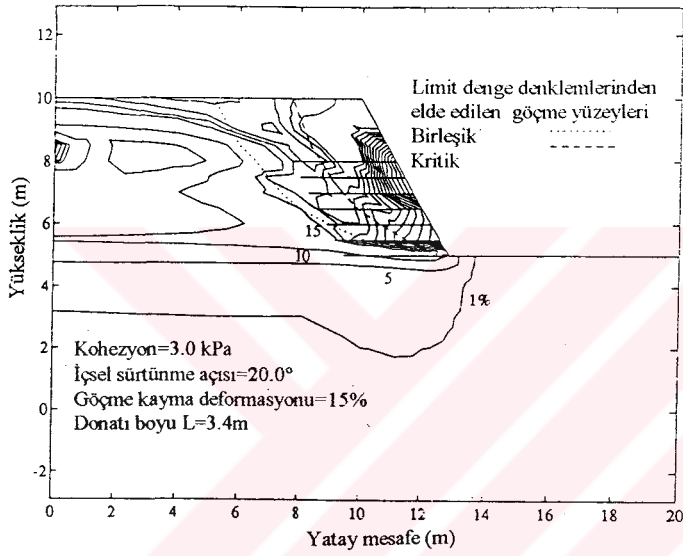


(c) 45° eğimli şev için göçme yüzeyleri.

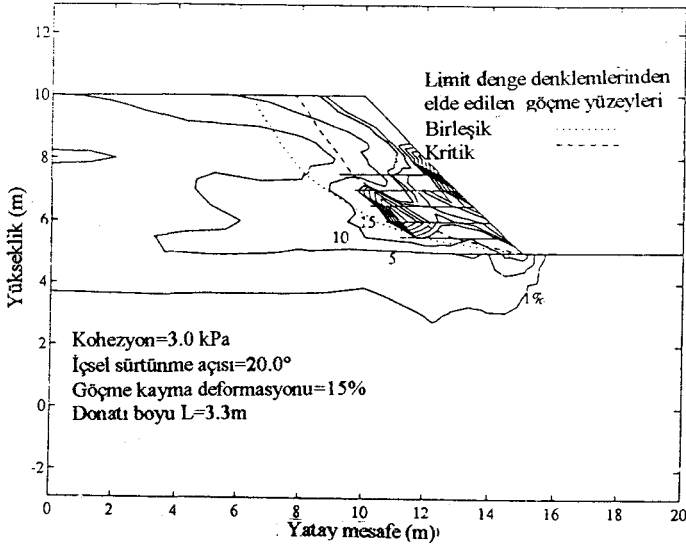
Şekil 3.83 Sıkı granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı şevlerde, limit denge ve sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen göçme yüzeyleri (San, Leshchinsky ve Matsui, 1994).



(a) 75° eğimli şev için göçme yüzeyleri.



(b) 60° eğimli şev için göçme yüzeyleri.



(c) 45° eğimli şev için göçme yüzeyleri.

Şekil 3.84 Gevşek granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı şevlerde, limit denge ve sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen göçme yüzeyleri (San, Leshchinsky ve Matsui, 1994).

i	Sonlu Elemanlar Yöntemi	STRATASLPOE	Fark
75°	9.0	8.0	1.0
60°	6.0	5.0	1.0
45°	3.0	2.0	1.0

Tablo 3.5 Sıkı granüler dolgu malzemesi için, limit denge analizlerine ve sonlu elemanlar analizlerine göre belirlenen, gerekli geotekstil donatı çekme mukavemeti değerleri (San, Leshchinsky ve Matsui, 1994).

i	Sonlu Elemanlar Yöntemi	STRATASLPOE	Fark
75°	17.0	15.0	2.0
60°	10.0	11.0	1.0
45°	9.0	7.0	2.0

Tablo 3.6 Gevşek granüler dolgu malzemesi için, limit denge analizlerine ve sonlu elemanlar analizlerine göre belirlenen, gerekli geotekstil donatı çekme mukavemeti değerleri (San, Leshchinsky ve Matsui, 1994).

i	Sonlu Elemanlar Yöntemi	STRATASLPOE	Fark
75°	57.7	41.1	16.6
60°	19.2	23.9	4.7
45°	14.0	8.9	5.1

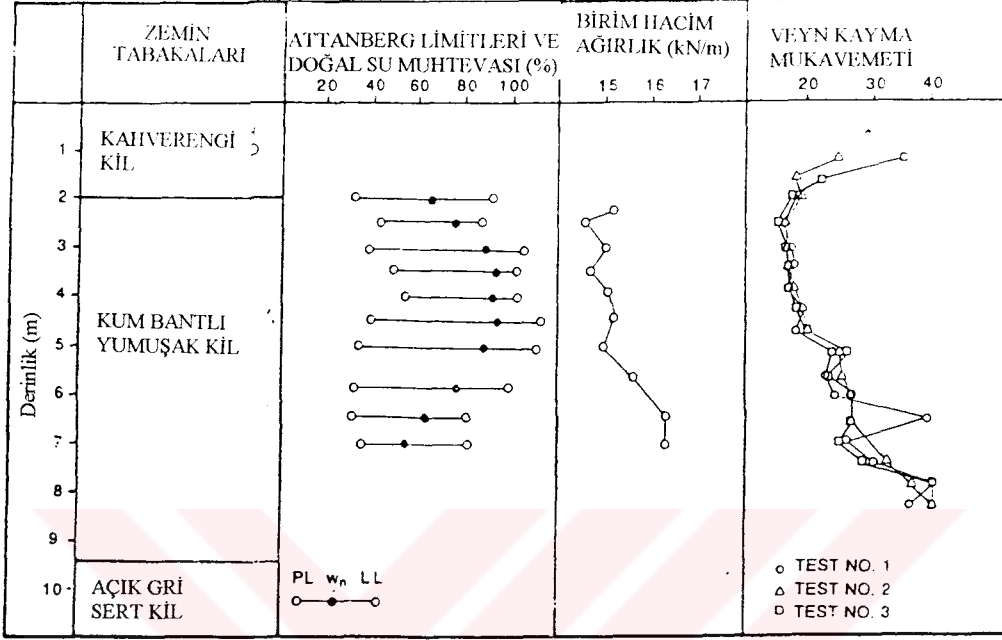
Tablo 3.7 Sıkı granüler dolgu malzemesi için, limit denge analizlerine ve sonlu elemanlar analizlerine göre belirlenen, gerekli geotekstil donatı çekme mukavemetinin toplam değerleri (San, Leshchinsky ve Matsui, 1994).

i	Sonlu Elemanlar Yöntemi	STRATASLPOE	Fark
75°	67.3	66.3	1.0
60°	35.1	44.6	9.5
45°	29.5	24.4	5.1

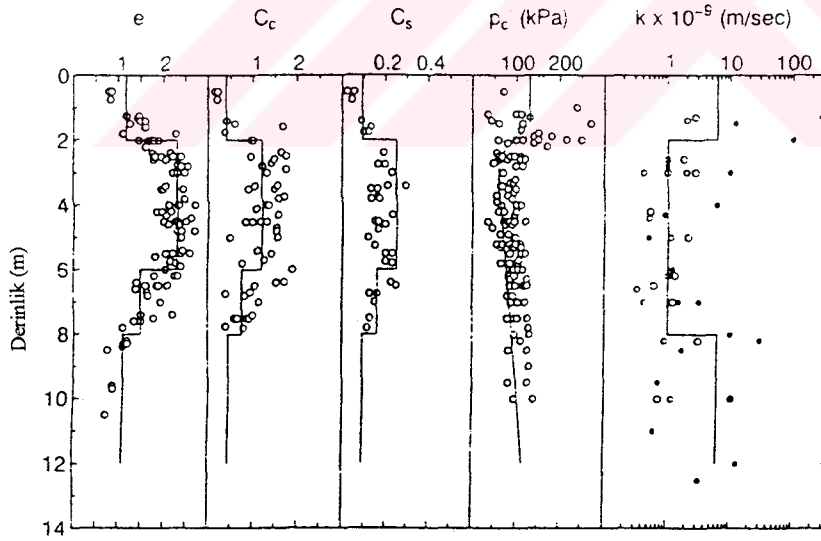
Tablo 3.8 Gevşek granüler dolgu malzemesi için, limit denge analizlerine ve sonlu elemanlar analizlerine göre belirlenen, gerekli geotekstil donatı çekme mukavemetinin toplam değerleri (San, Leshchinsky ve Matsui, 1994).

Zemin	G_s	W_p (%)	W_L (%)	I_p (%)	Passing sieve		$\gamma_{d, max}$ (kN/m^3)	Kesme kutusu		Konsolidasyonsuz drenajsız TC	
					Geçen yüzdesi (%)	W_{OP7} (%)		c (kPa)	ϕ (degrees)	c (kPa)	ϕ (degrees)
Dolgu Kili	2.67	21.0	45.0	24.0	22.0	22.0	16.3	129.0	30.7	118.0	30.7

Tablo 3.9 Ayrılmış Bangkok kilinin zemin özellikleri (Alfaro, 1997).



(a) Geotekstil donatılı dolgunun temel zemini profili ve zemin özellikleri.



Lejant

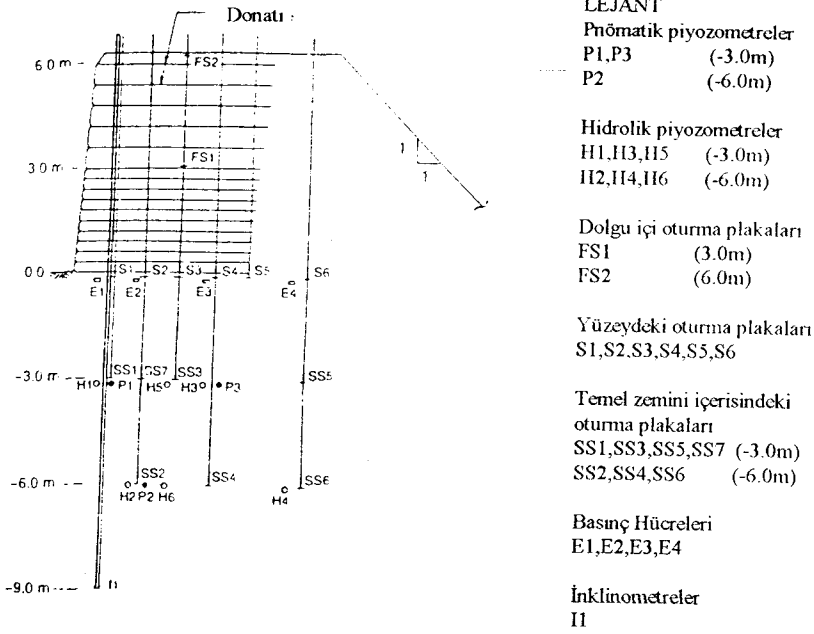
Ölçülen değerler
Sonlu elemanlar
analizinde kullanılanlar

Permeabilite ile ilgili notlar:

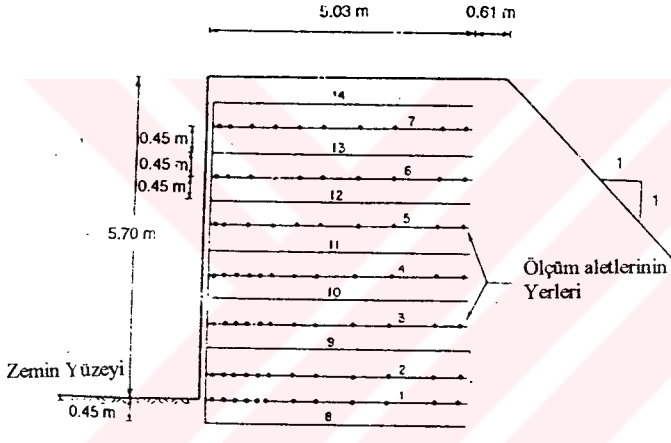
- Lab. Den. (yatay)
- Lab. Den. (düşey)
- Arazi Den.
- Düşey permeabilite için alınan yaklaşık değer.

(b) Deformasyon parametrelerinin temel zemininin derinliği boyunca değişimi.

Şekil 3.85 yumuşak temel zemini profili ve zemininin geoteknik özellikleri (Alfaro, 1997).

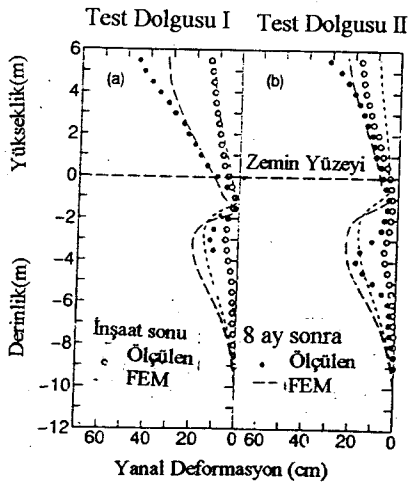


(a) İkinci dolgu kesitinde ölçüm aletlerinin dolgu içerisindeki yerleri.



(b) Birinci dolgu kesitinde üzerine ölçüm aleti yerleştirilen donatılar.

Şekil 3.86 Ölçüm aletlerinin birinci ve ikinci dolgu kesitleri üzerindeki yerleri (Alfaro, 1997).

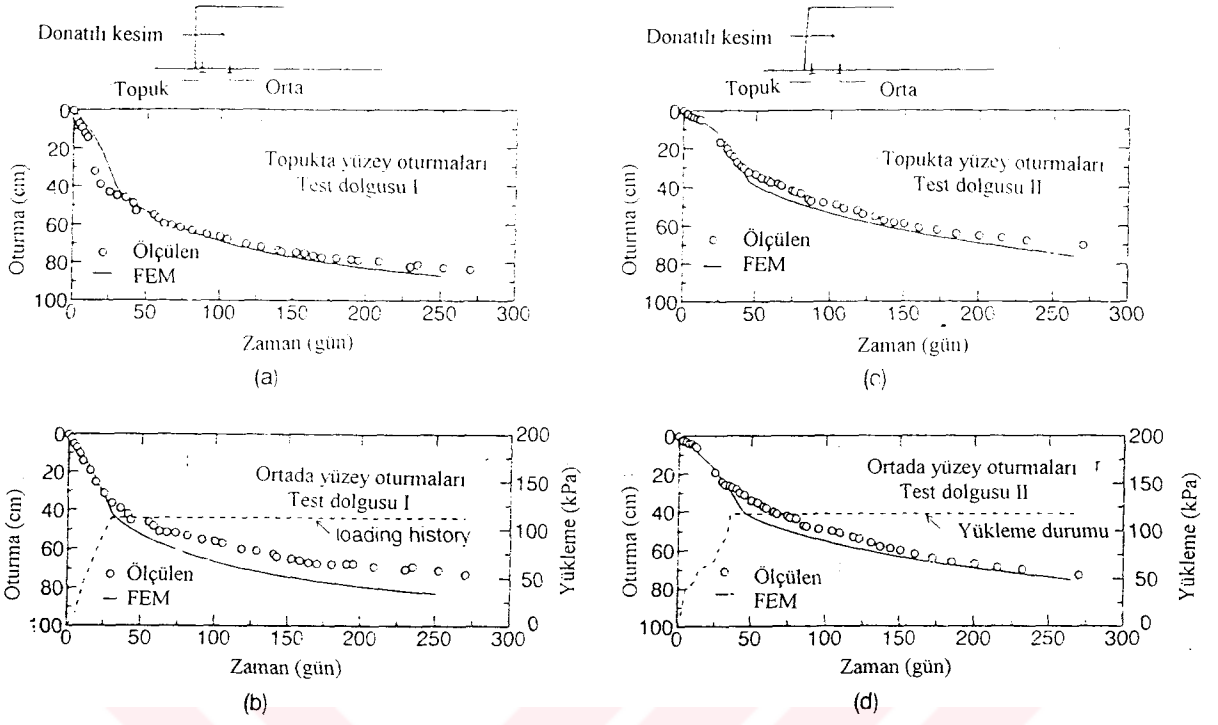


Şekil 3.87 Arazide ölçülen ve analizle belirlenen yanal deformasyon değerleri (Alfaro, 1997).

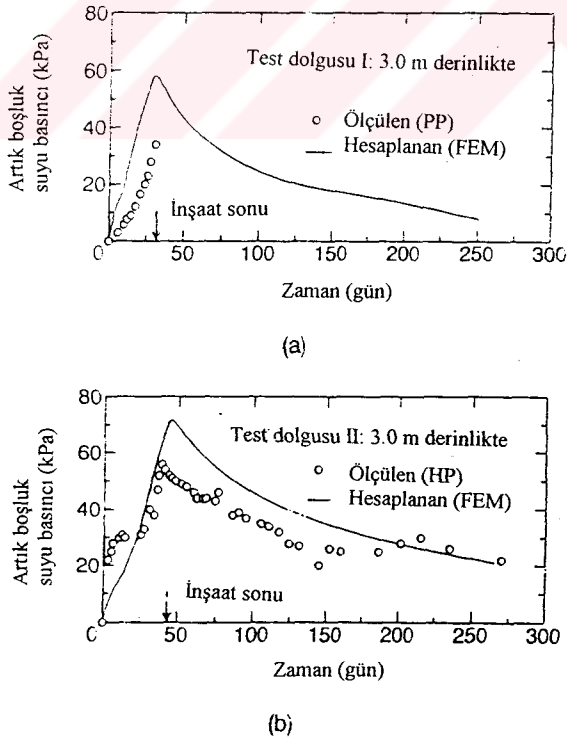
zemini modellenirken modifiye Cam Clay elasto-plastik zemin modeli (Roscoe ve Burland, 1986) kullanılmıştır. Sıkıştırılmış dolgu malzemesi ise hiperbolik, nonlinear elastik model (Duncan 1980) kullanılarak modellenmiştir. Donatılar ise lineer elastik çubuk elemanlar olarak modellenmiştir. Test dolgularının kademeli olarak inşa edilmesini modellemek amacıyla sonlu elemanlar analizlerinde yük kademeli olarak artırılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Ayrıca analizlerde, dolgu inşaatı esnasında permeabilitede ve buna bağlı olarak konsolidasyon katsayısında meydana gelebilecek değişiklikler de göz önünde bulundurulmuştur. Dolgu zemini ile donatı malzemesi arasında meydana gelecek etkileşimi modelleyebilmek için ise ara yüzey elemanlarından faydalanılmıştır. Ara yüzey özellikleri doğrudan kayma veya çekme deneyleri ile belirlenmiştir. Esnek geogrid donatıların kullanıldığı dolgularda farklı testlerde farklı ara yüzey özelliklerinin etkili olduğu görülmüştür. Bu durum da sonlu elemanlar analizlerinde göz önünde bulundurulmuş ve program farklı koşullar için geçerli ara yüzey özelliklerini kendisi seçebilecek şekilde düzenlenmiştir.

Her iki test dolgusu için arazide ölçülen ve analizlerle belirlenen yanal deformasyon değerleri Şekil 3.87'de verilmiştir. Temel zemini içerisinde yanal deformasyonların daha zayıf kısım olan 2-6m derinlikteki kısımda meydana geldiği görülmektedir. Donatılı dolguda ise maksimum deformasyonların üst kısımda meydana geldiği görülmektedir. Şekilden de görüleceği üzere inşaat sonrası durumda çelik donatıların kullanıldığı birinci dolguda meydana gelen deformasyonlar, esnek geogrid donatıların kullanıldığı ikinci dolguya oranla daha fazla olmaktadır. Bu durum kullanılan donatının sertliği arttıkça deformasyonların azalacağı görüşünün yanlış olduğunu göstermektedir. Yanal deformasyonlar için arazi ölçümleri ile sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen sonuçların oldukça uyumlu olduğu görülmektedir. Ancak esnek geogrid donatıların kullanıldığı ikinci dolguda ölçülen değerlerle hesaplanan değerler arasında fark olduğu görülmektedir. Bu farkın inşaat metodunun sonlu elemanlar yöntemi ile tam olarak modellenemesinin zor olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. İnşaat sonrası durumda, her iki dolgunun üst kesimlerindeki ölçülen ve hesaplanan değerlerdeki farklılıkların ise meydana gelen yağışlardan kaynaklandığı düşünülmektedir.

Donatılı dolgu temellerinde meydana gelen oturmaların zamana bağlı değişimi Şekil 3.88'de verilmiştir. Şekil 3.89'da ise boşluk suyu basıncının zamana bağlı olarak değişimi verilmiştir. Her iki şekilden de görüleceği üzere donatılı dolgu temelinde ölçülen oturmalar ve boşluk suyu basıncı değişimleri, analizlerden elde edilen değerlerle uyum içerisindedir. Donatılı



Şekil 3.88 Donatılı dolgu temellerinde arazide ölçülen ve sonlu elemanlar analizleri ile hesaplanan oturma değerleri (Alfaro, 1997).



Şekil 3.89 Donatılı dolgu temellerinde arazide ölçülen ve sonlu elemanlar analizleri ile hesaplanan boşluk suyu basıncı değişimleri (Alfaro, 1997).

zemin kütlesi altındaki kesimde ölçülen ve hesaplanan oturma değerleri Şekil 3.90'da verilmiştir. İkinci dolgu altında ünüforum oturmalar meydana gelirken birinci dolguda topuk kısmında orta kısma oranla daha fazla oturma meydana gelmiştir. Bunun nedeni birinci dolguda esnek olmayan çelik donatılar kullanılmış olması nedeniyle bu dolgunun daha rijit bir yapıya sahip olmasıdır. Burada donatılı kısım, donatısız kısımdan gelen yanal itki kuvvetlerinin etkisiyle topuk noktasına göre daha fazla dönmeye zorlanmaktadır ve bu nedenle daha fazla oturma yapmaktadır. Şekil 3.91'de verilen donatılı dolgu tabanında ölçülen ve hesaplanan düşey basınç değerleri de bu durumu doğrulamaktadır.

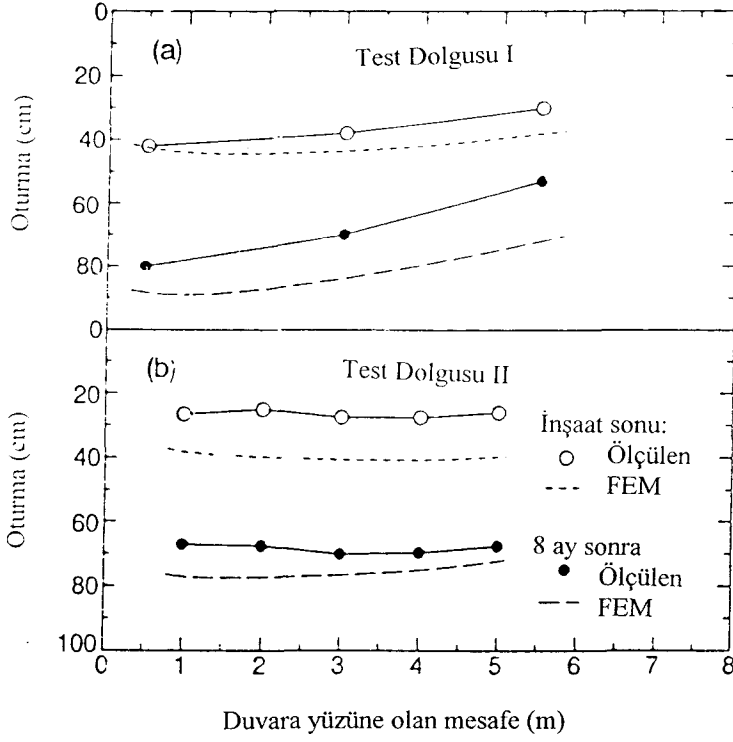
Farklı seviyelerdeki geotekstillerde, ölçülen ve hesaplanan çekme gerilmelerinin dağılımı Şekil 3.92'de verilmiştir. Sonlu elemanlar analizinde, dolgu zeminin sıkışması esnasında oluşan dinamik kenetlenme tam olarak modellenemediği için ölçülen ve hesaplanan çekme gerilmesi değerleri arasında farklar olduğu görülmektedir. Ancak burada dikkati çeken en önemli nokta maksimum çekme gerilmelerinin duvar yüzeyine klasik yöntemlerle belirlenenden daha yakın olmasıdır.

Kullanılan donatı özelliklerinin değişiminin yapının performansını ne şekilde etkileyeceğini görmek amacıyla parametrik bir çalışma yapılmıştır. Yapılan analizler sonucunda geotekstil donatılı yapının esnekliği azaldıkça, yumuşak kilden oluşan temel zemininde meydana gelecek yanal deformasyonlarında azaldığı görülmüştür (Şekil 3.93). Şekil 3.94'te ise farklı esneklikteki donatılı yapılarda donatılı zemin tabanında hesaplanan oturma değerleri görülmektedir. Daha esnek yapıdaki dolgularda, daha az esnek yapılara oranla dolgunun orta kesiminde daha fazla oturma meydana gelmektedir. Ancak burada dolgu yüzeyinden 1.5m içerideki kısımda meydana gelen deformasyonların dikkat çekici olduğu belirtilmiştir. Bu kesimde, daha az esnek olan yapılarda daha fazla deformasyon meydana geldiği görülmektedir.

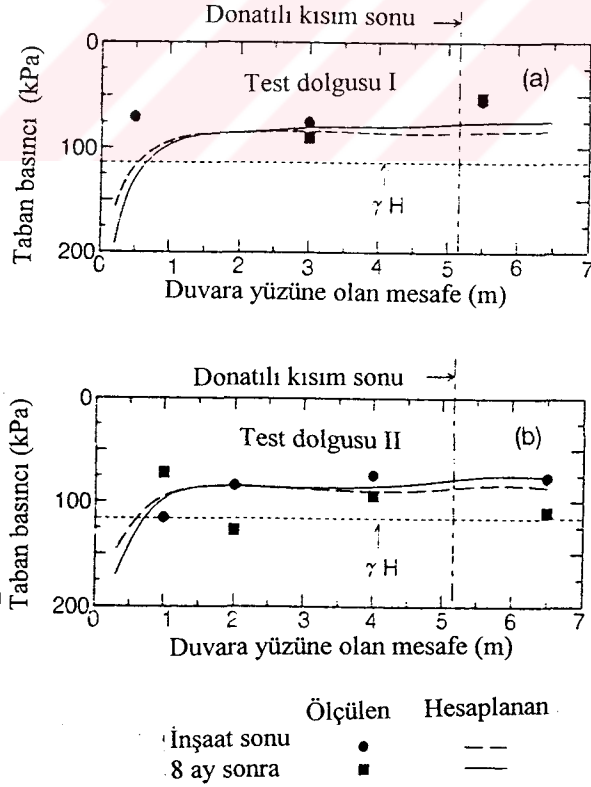
Yapılan çalışma sonucunda uygun parametreler seçilerek yapılacak sonlu elemanlar analizleri ile donatılı zeminin davranışının başarılı şekilde modellenebileceği görülmüştür. Özellikle yumuşak temel zemini üzerine oturan donatılı zeminlerde donatılı zemin ile yumuşak temel zemini arasındaki etkileşimi modellemek gerektiği vurgulanmış ve sonlu elemanlar yöntemi ile yapılacak analizlerin bu tür çalışmalar için uygun olduğu belirtilmiştir.

3.3.1.2.3 A. Asaoka, T. Kodaka ve G. Pokharel'in Çalışması (1994)

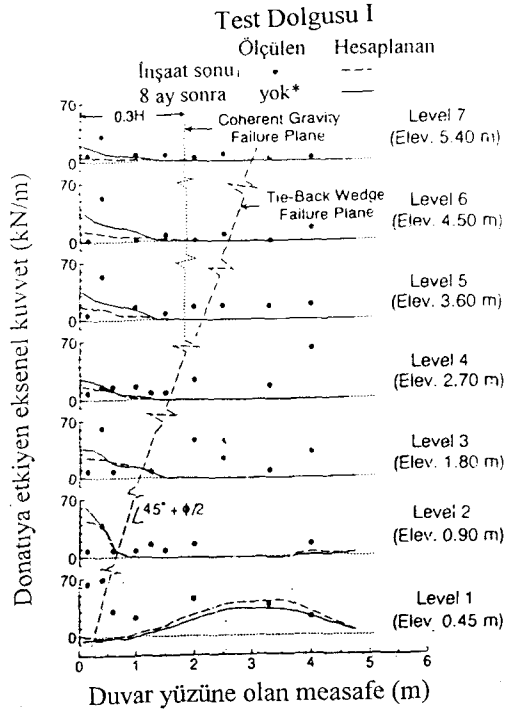
Geotekstillerin veya çelik çubukların donatı malzemesi olarak kullanıldığı donatılı zeminlerde, zemin içerisindeki donatı malzemesi ile kaplama panellerine gelen iç kuvvetler



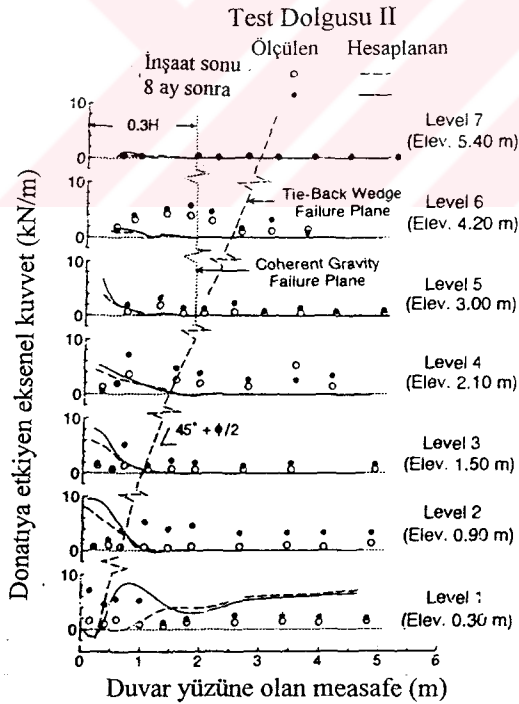
Şekil 3.90 Donatılı zemin kütleli altındaki kesimde ölçülen ve hesaplanan düşey basınç değerleri (Alfaro, 1997).



Şekil 3.91 Dolgu tabanında ölçülen ve hesaplanan düşey basınç değerleri (Alfaro, 1997).

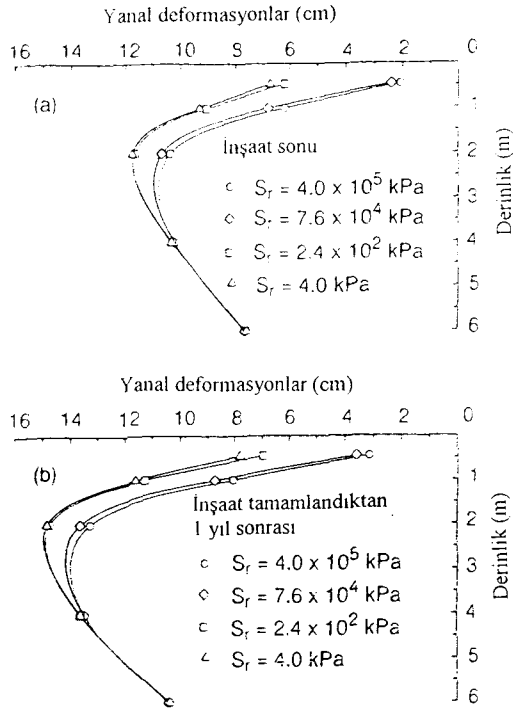


(a) Birinci test dolgusunda, ölçülen ve hesaplanan aksenal donatı çekme kuvvetlerinin donatı boyunca değişimi.

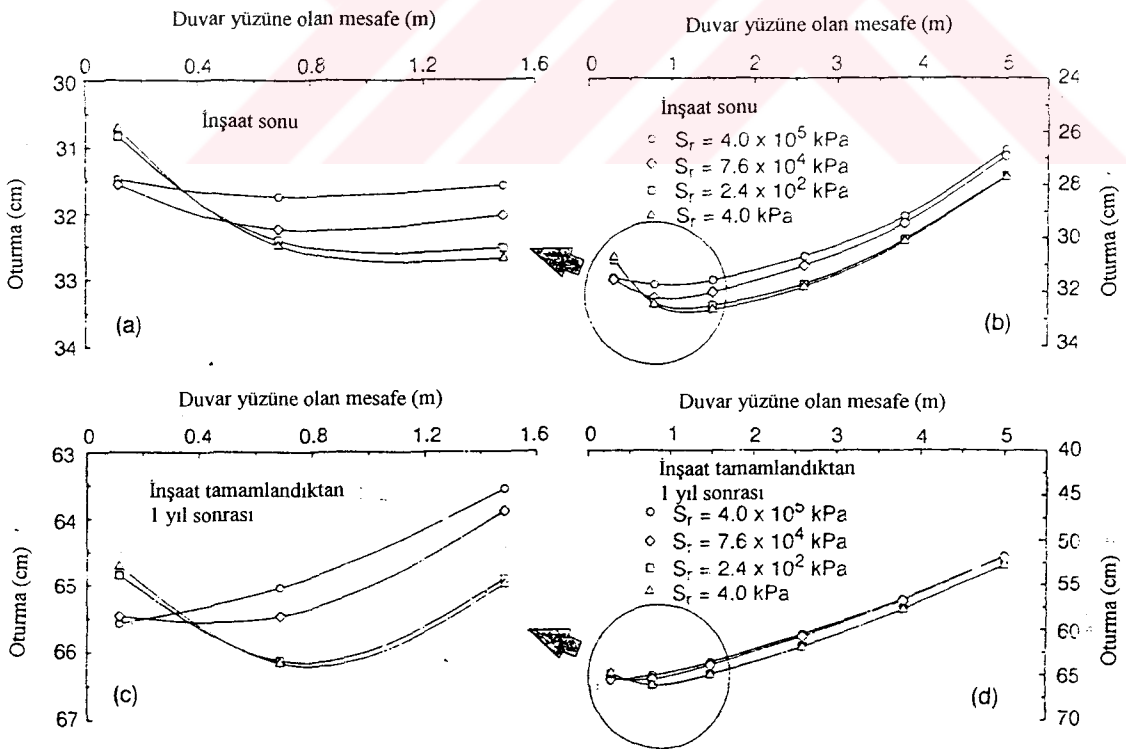


(b) İkinci test dolgusunda, ölçülen ve hesaplanan aksenal donatı çekme kuvvetlerinin donatı boyunca değişimi.

Şekil 3.92 Farklı seviyelerdeki geotekstillerde, ölçülen ve hesaplanan çekme gerilmelerinin dağılımı (Alfaro, 1997).



Şekil 3.93 Farklı donatı özellikleri göz önünde bulundurularak yapılan analizler sonucu hesaplanan yanıl deformasyon değerleri (Alfaro, 1997).



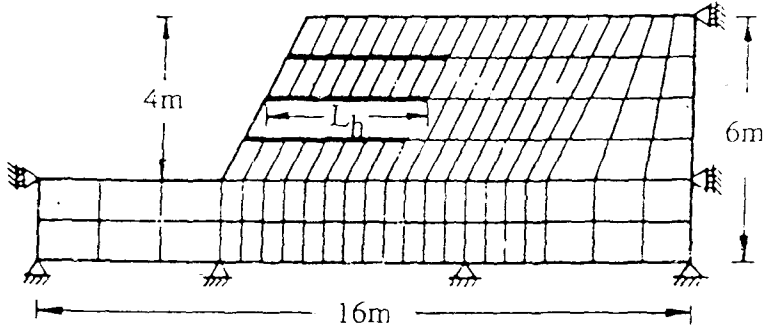
Şekil 3.94 Farklı donatı özellikleri göz önünde bulundurularak yapılan analizler sonucu donatılı kısım altında hesaplanan oturma değerleri (Alfaro, 1997).

ve bu kuvvetlerin limit denge durumu üzerindeki etkisi, rijit-plastik sonlu elemanlar modeli ile incelenmiştir.

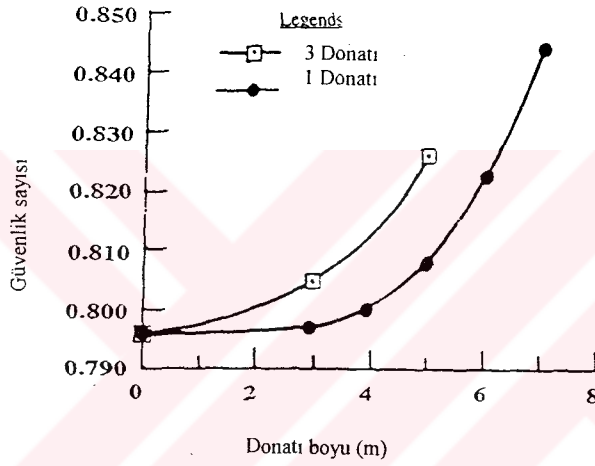
Çalışmada, limit denge durumunda zeminin plastik akma gerçekleştirdiği düşünülmüş ve iki ayrı zemin tipi üzerinde durulmuştur. Her iki tip zeminde de limit durumda genişleme olmadığı, yani Mises tipi plastik akma gerçekleştirdiği kabul edilmiştir. Kohezyonlu olan, ancak içsel sürtünme açısı sıfıra olan birinci tip zeminde, Mises sabitinin (σ_0), drenajsız kayma modülüne bağlı olarak değiştiği kabul belirtilmiştir. İçsel sürtünme açısı sıfırdan farklı olan ikinci tip kahezyonlu zeminde ise limit durumda Mises sabitinin (σ_0), zeminin kohezyonuna, içsel sürtünme açısına ve örtü basıncına bağlı olarak değiştiği belirtilmiştir. Modellemede geotekstil donatı ile zeminin birlikte akmaya başladığı kabul edilmiştir. Tüm bu kabuller göz önünde bulundurularak, geotekstil veya çelik çubuk donatıdaki eksenel yük dağılımı, bir yük faktörüne ve plastik akmadaki hız alanına bağlı olarak belirlenmeye çalışılmıştır.

Geliştirilen yöntemin doğruluğunu araştırmak için örnek olarak bazı şevlerin sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Birinci örnekte şev eğimi 67° olan ve geometrisi Şekil 3.95 (a)'da verilen şevin sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Analizde zeminin Mises malzemesi özellikleri $c_u=9.8\text{kPa}$, $\phi=0$ ve $\gamma=16.3\text{kN/m}^3$ olarak alınmıştır. Şekil 3.95 (b)'de ise farklı donatı boyları için hesaplanan güvenlik sayısı değerleri verilmiştir. Şekilden de görüleceği gibi kullanılan donatının boyu ve adedi arttıkça güvenlik sayısının değeri de artmaktadır. Geometrisi birinci örnekle aynı ancak Mises malzemesi özellikleri $c_u=9.8\text{kPa}$ ve $\phi=30^\circ$ olan ikinci örnek için güvenlik sayısının donatı boyuna ve donatı adedine bağlı olarak değişimi Şekil 3.95 (c)'de verilmiştir. Şekil 3.95 (b) ve Şekil 3.95 (c) karşılaştırıldığında, kohezyonu ve içsel sürtünme açısı sıfırdan farklı olan ikinci örnekteki zeminde hesaplanan güvenlik sayısındaki artışın diğer zemine oranla oldukça yüksek olduğu görülmektedir. Şekil 3.96 (a)'da ise birinci örnekte donatı boyuna bağlı olarak hız vektörlerinde ve donatıya etkiyen çekme kuvvetlerinde meydana gelen değişim görülmektedir. Şekil 3.96 (b)'de ise ikinci örnekte, hız vektörlerinin, ortalama gerilme dağılımının ve donatıda meydana gelecek çekme gerilmelerinin, donatı boyuna bağlı olarak değişimi verilmiştir.

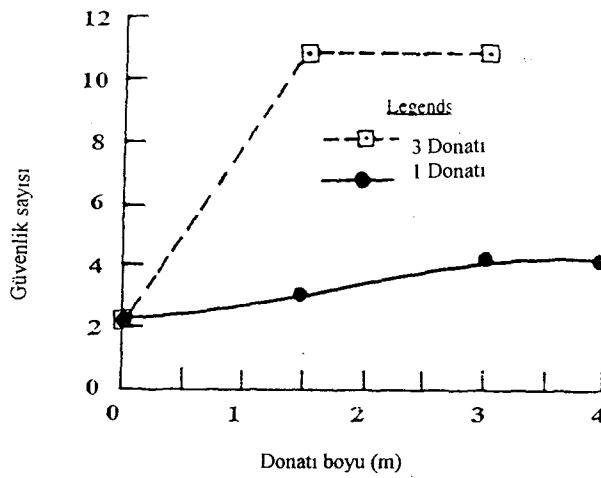
Yapılan çalışma sonucunda rijit-plastik sonlu elemanlar metodunun, donatılı yapıların davranışını incelemek için uygun bir yöntem olduğu belirtilmiştir. Ayrıca farklı malzeme özelliklerine sahip zeminler üzerinde gerçekleştirilen analizler sonucunda içsel sürtünme açısı sıfırdan farklı olan zeminlerde donatının stabiliteye olan katkısının daha fazla olacağı görülmüştür.



(a) Örnek olarak analiz edilen şevlerin geometrisi ve sonlu elemanlar ağı.

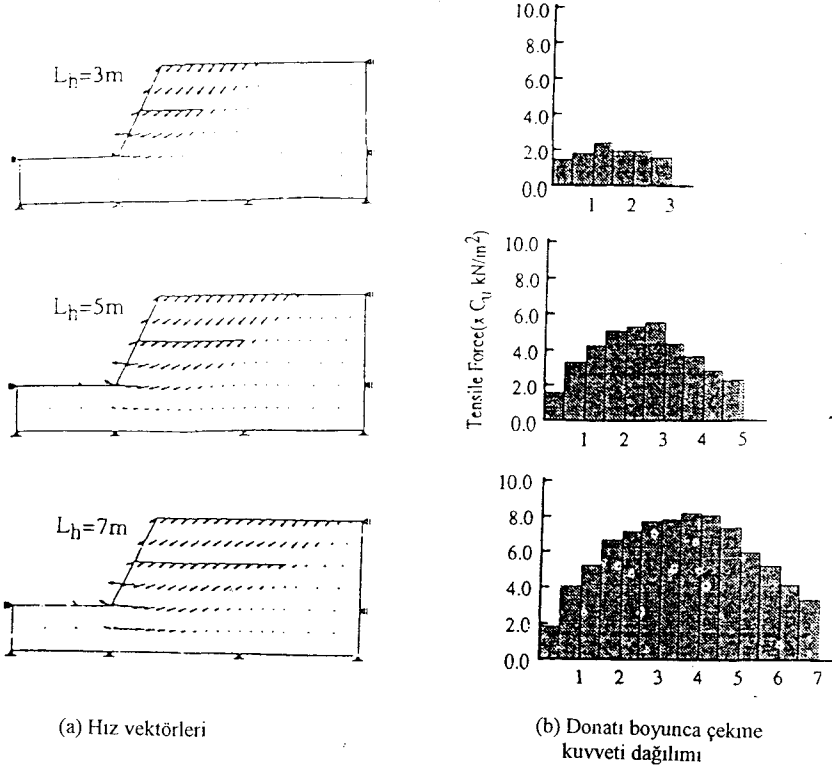


(b) Birinci örnekteki şevde farklı donatı boyları için hesaplanan güvenlik sayıları.

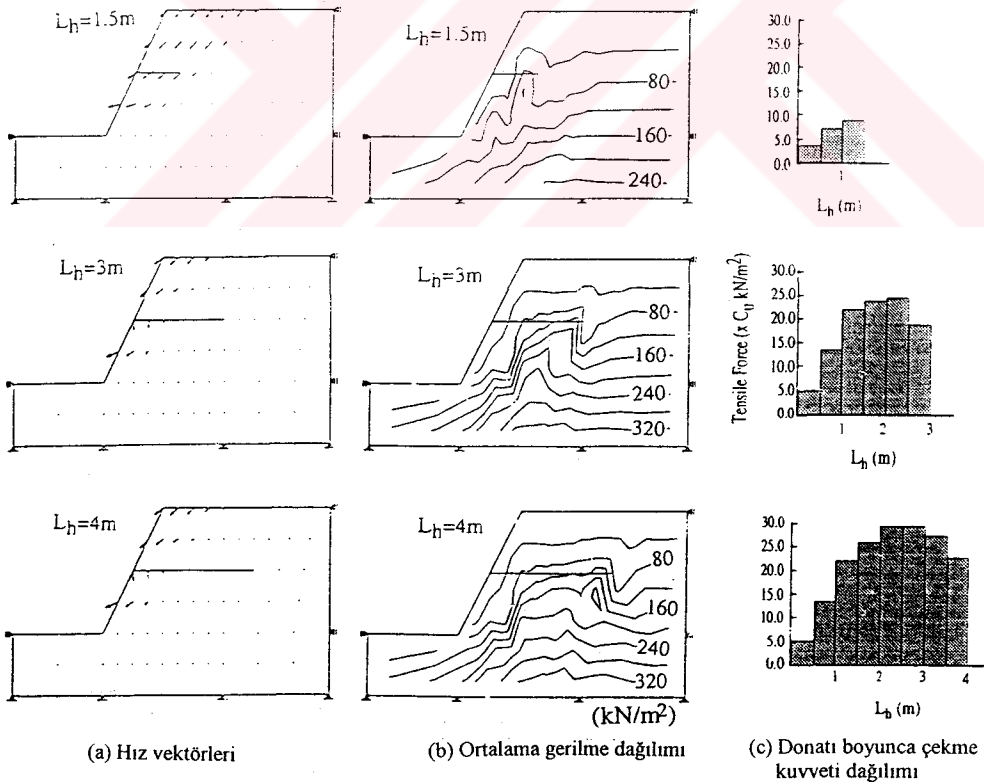


(c) İkinci örnekteki şevde farklı donatı boyları için hesaplanan güvenlik sayıları.

Şekil 3.95 Şev geometrisi ve farklı donatı boyları için hesaplanan güvenlik sayıları (Asaoka, Kodaka ve Pokharel, 1994).



(a) Birinci örnekte, hız vektörlerinin ve donatıda meydana gelecek çekme kuvvetlerinin, donatı boyuna bağlı olarak değişimi.



(b) İkinci örnekte, hız vektörlerinin, ortalama gerilme dağılımının ve donatıda meydana gelecek çekme kuvvetlerinin, donatı boyuna bağlı olarak değişimi.

Şekil 3.96 Donatı boyu değişiminin etkisi (Asaoka, Kodaka ve Pokharel, 1994).

3.3.2 Dinamik Analiz Yöntemleri

Geotekstil donatılı şevlerin ve istinat yapılarının sismik analizi genellikle yarı statik limit denge yöntemi kullanılarak yapılmaktadır. Bu yöntemde deprem kuvvetinin kayan bir zemin kütlelerinin ağırlık merkezine etkidiği düşünülmektedir. Sano (1916) tarafından önerilen bu yöntem, Mononobe (1924) ve Okabe (1924) tarafından geliştirilerek yanal toprak itkilerinin hesaplanmasında kullanılmıştır. Ancak bu yöntemde, gerçekte yapıya çok kısa bir süre için etki eden deprem yükünün sürekli etkileyen statik bir yük gibi düşünülmektedir. Bu nedenle bu yöntemle yapılacak tasarımların fazla tutucu olduğu düşünülmektedir.

Yarı statik limit denge analizlerinin fazla güvenli olması nedeniyle bu yöntemle belirlenecek donatı boyları pratikte uygulanamayacak kadar uzun olabilmektedir. Oysa deprem yüklerinin etkisi altında yapının belirli bir miktar deforme olmasına izin verilmesi durumunda (ör. şev topuğunda limit deplasman, $u_x < 0.005H$, H: dolgu yüksekliği) gerekli geotekstil donatı boyu büyük oranda kısalmaktadır ve yapı buna rağmen istenilen güvenlik kriterlerini sağlayabilmektedir. İşte bu nedenlerden dolayı son yıllarda geotekstil donatılı şevlerin sismik tasarımında deformasyona dayalı yöntemler geliştirilmeye başlanmıştır.

Aşağıdaki paragraflarda geotekstil donatılı şevlerin sismik tasarımı için geliştirilen yarı statik denge denklemi analizleri ve deformasyona dayalı analizlerle ilgili yapılan bazı çalışmalara yer verilecektir.

3.3.2.1 H. I. Ling, D. Leshchinsky ve B. Perry'nin Çalışması (1997)

Çalışmada geotekstil donatılı şevlerin sismik tasarımı için yarı statik limit denge analizlerine dayalı bir yöntem önerilmektedir. Sadece yanal sismik ivmenin göz önünde bulundurulduğu analizlerde yüksek ivmelerde donatılı dolguda meydana gelebilecek kalıcı deformasyonların belirlenmesi için de bir yöntem geliştirilmiştir. Farklı göçme durumları için iç ve dış stabilite analizleri yapılarak kullanılacak geotekstil donatının boyu ve çekme dayanımı belirlenmeye çalışılmıştır.

Donatılı yapıların stabilite analizleri için geliştirilen pek çok çalışmadan farklı olarak burada, önceden belirlenmiş geotekstil boyları ve çekme kuvvetleri kullanarak analizler gerçekleştirmek yerine, bu değerler istenilen performans kriterlerine göre analizler sonucu belirlenmektedir. Çalışmalar, Leshchinsky'nin (1993 ve 1995) daha önce gerçekleştirdiği statik limit denge analizi çalışmalarının devamı niteliğindedir. Yarı statik olarak kabul edilen sismik atalet kuvvetleri, sismik katsayı C_s 'e bağlı olarak , potansiyel kayma kütlelerinin

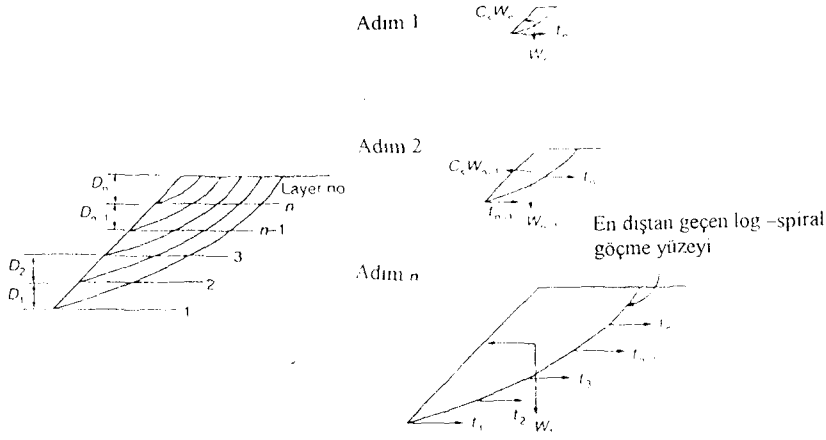
ağırlığının belirli bir yüzdesi olarak alınmıştır. Bu kuvvetin yatay olduğu ve kayan kütlelerin ağırlık merkezine etkidiği kabul edilmiştir. Gerekli geotekstil donatı çekme dayanımını belirlemek için iç stabilite analizleri yapılmıştır. Gerekli geotekstil donatı boyunu belirlemek için ise birleşik göçme ve doğrudan kayma analizlerinden faydalanılmıştır. Bu yöntemin, kohezyosuz ve drenajlı zeminler için geçerli olduğu ve yöntemde dolgu zeminin suya doygun olmadığı yani sıvılaşmanın söz konusu olmadığı belirtilmiştir.

Gerekli geotekstil donatı çekme dayanımını belirlemek amacıyla yapılan iç stabilite analizlerinde sismik kuvvellerin ve geotekstil çekme kuvvetlerinin etkidiği log-spiral kayma kamalarının limit durum analizleri yapılmıştır. Analizlerde içsel sürtünme açısının belirli bir güvenlik katsayısı ile azaltılmış değeri kullanılmıştır.

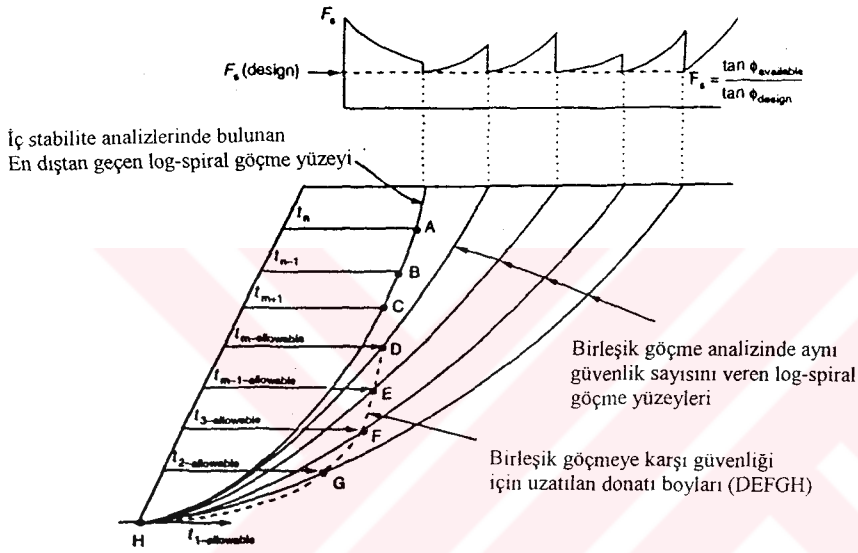
$$\phi = \tan^{-1}(\tan\phi_a/FS) \quad (3.7)$$

Donatılı şev içerisindeki her bir geotekstile etkiyen çekme kuvveti Şekil 3.97'deki gibi adım adım hesaplanmaktadır. İç stabilite analizlerinde en alt donatıdan başlayarak en dıştan geçen kayma yüzeyi aktif zemin kütlelerini belirlemektedir. Geotekstilde gerekli çekme dayanımının oluşabilmesi için ihtiyaç duyulan geotekstil boyu iç stabilite analizlerinde belirlenen aktif bölgenin dışına çıkabilir. Bu durumda birleşik göçme analizleri yapılarak genel stabilitenin sağlanabilmesi için gerekli donatı boyları belirlenmektedir (Şekil 3.98). Analizlerde son olarak donatılı yapının doğrudan kayma analizleri yapılmıştır. Doğrudan kayma analizlerinde Şekil 3.99'da görüldüğü gibi yapı iki parça olarak analiz edilmekte ve donatılı kısmın en alt donatı üzerinde kaymaması için gerekli donatı boyu belirlenmeye çalışılmaktadır. Bu analizler sonucunda her bir geotekstil tabakası için farklı boylar elde edilmektedir. Ancak uygulamada genellikle bu analizlerden elde edilen en uzun donatı boyu alınarak tüm geotekstil tabakaları eşit boyda olacak şekilde tasarım yapıldığı belirtilmiştir.

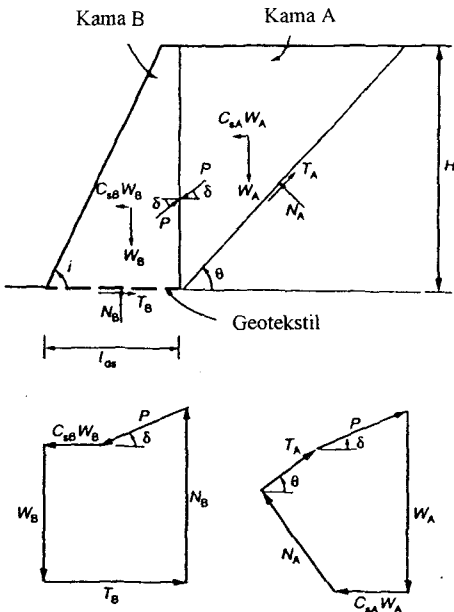
Sismik yüklerin yapının performansını ne şekilde etkilediğini incelemek amacıyla ayrıntılı parametrik çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Parametrik çalışmalarda Re-slope (Leshchinsky, 1995) bilgisayar analiz programı kullanılmıştır. Çalışmada 5m yüksekliğinde ve eşit aralıkta 20 adet geotekstil ile donatılmış, farklı yüzey eğimine sahip şevlerin analizleri yapılmıştır. İç stabilite ve birleşik göçme analizlerinden elde edilen donatı boyu $L_c = l_c/H$ ve doğrudan kayma analizlerinden elde edilen donatı boyu $L_{ds} = l_{ds}/H$ olarak normalize edilmiştir. Sismik katsayı C_s için 0 ile 0.3 arasında değişen değerler alınmıştır. Sıyrılmaya karşı koyan sürtünme kuvveti



Şekil 3.97 İç stabilite analizi (Ling, Leshchinsky ve Perry, 1997).



Şekil 3.98 Birleşik göçme analizi (Ling, Leshchinsky ve Perry, 1997).



Şekil 3.99 Doğrudan kayma analizi (Ling, Leshchinsky ve Perry, 1997).

sabiti $C_i=0.8$ ve doğrudan kaymaya karşı koyan sürtünme kuvveti sabiti C_{ds} ise 0.8 ile 1 alınarak analizler yapılmıştır. Şekil 3.100 (a)-(d)'de 45° , 60° , 75° ve 90° yüzey eğimine sahip şevlerde iç stabilite analizlerinden elde edilen en dış göçme yüzeyleri görülmektedir. Şekilde de görüleceği üzere sismik kuvvetlerin etkisi altında daha derin göçme yüzeyleri oluşmaktadır. Şekil 3.100 (e)'de ise 60° ve 90° yüzey eğimli şevlerde ise doğrudan kayma sonucu oluşacak göçme yüzeyleri görülmektedir. Burada C_s sismik katsayısı arttıkça ve içsel sürtünme açısı azaldıkça kayan kütlelerin hacminin arttığı görülmektedir.

Şekil 3.101 (a)-(d)'de statik ve dinamik yükler altında farklı şev eğimlerinde ihtiyaç duyulan toplam geotekstil çekme kuvveti değerleri verilmiştir. İhtiyaç duyulan toplam çekme kuvveti ($\sum t_j$), yanal itki katsayısına benzer bir K değerine normalize edilmiştir.

$$K=(\sum t_j)/(1/2\gamma H^2) \approx t_j/\gamma h_j D_j \quad (3.8)$$

Burada: $\sum t_j$: İhtiyaç duyulan toplam geotekstil çekme kuvveti

γ : Zeminin birim hacim ağırlığı

H: Dolgu yüksekliği

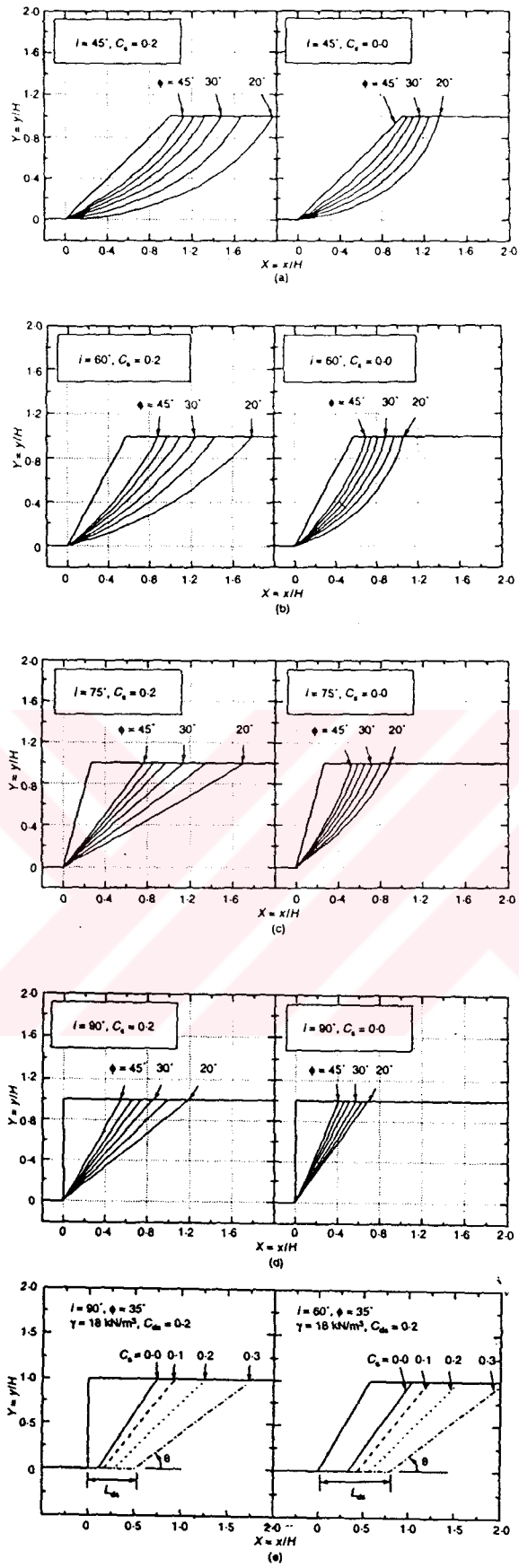
t_j : Bir geotekstilin çekme dayanımı

h_j : j'ninci tabakanın şev tepe noktasına göre derinliği

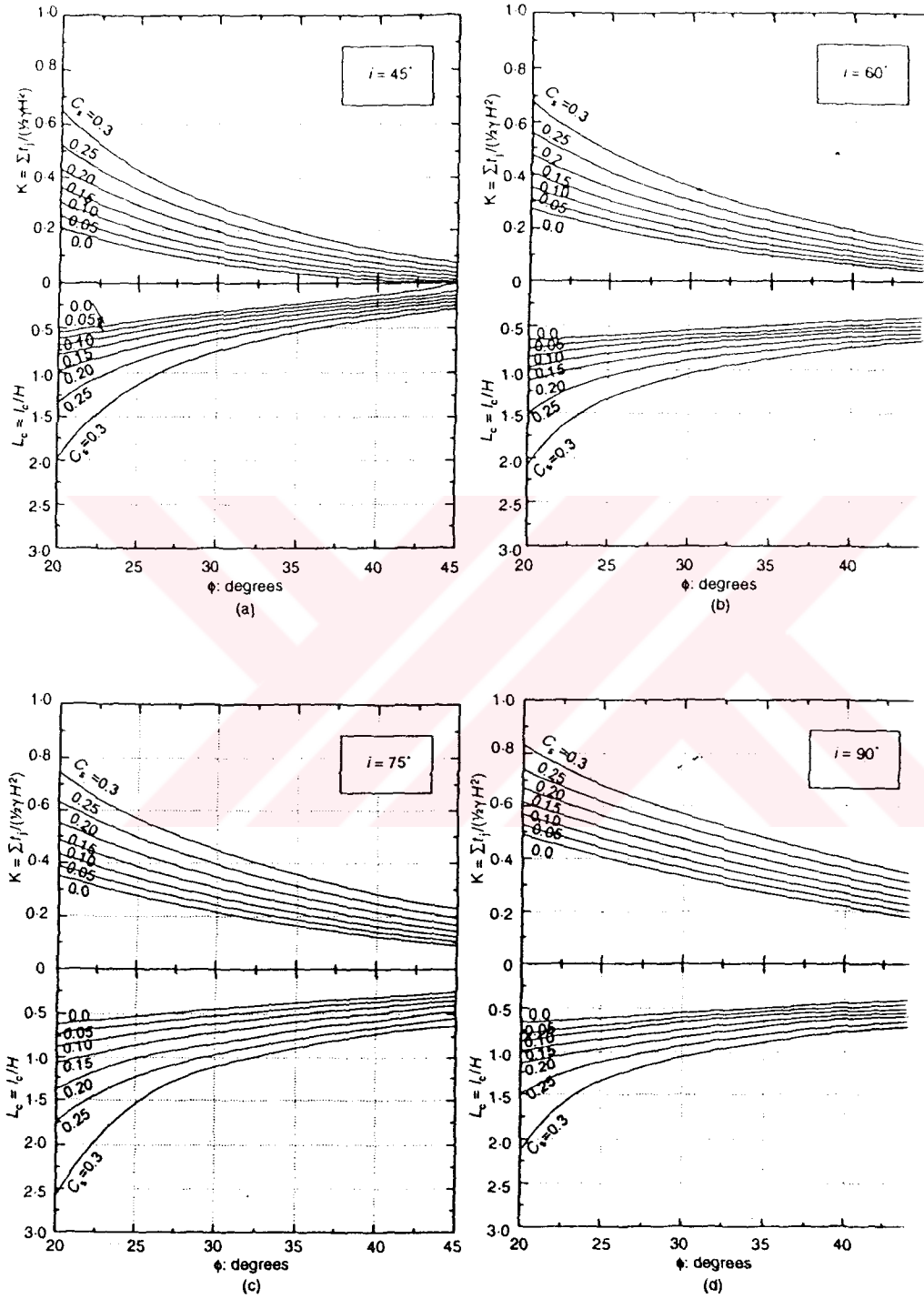
D_j : j'ninci tabaka üzerinde oluşan kayma kamasının alanı olarak tanımlanmaktadır.

Yapılan çalışma sonucunda şekilden de görüleceği üzere K'nın C_s 'teki artışa bağlı olarak önemli miktarda artış gösterdiği görülmektedir. Ayrıca en alt donatı üzerinde doğrudan kaymanın oluşmaması için gerekli geotekstil donatı boyu, $L_{ds}=l_{ds}/H$ olarak normalize edilmiştir. Şekil 3.101 ve Şekil 3.102'den de görüleceği gibi sismik katsayı C_s arttıkça birleşik göçme ve doğrudan kayma analizlerinde stabiliteyi sağlamak için gerekli donatı boyunun da önemli miktarda arttığı görülmektedir.

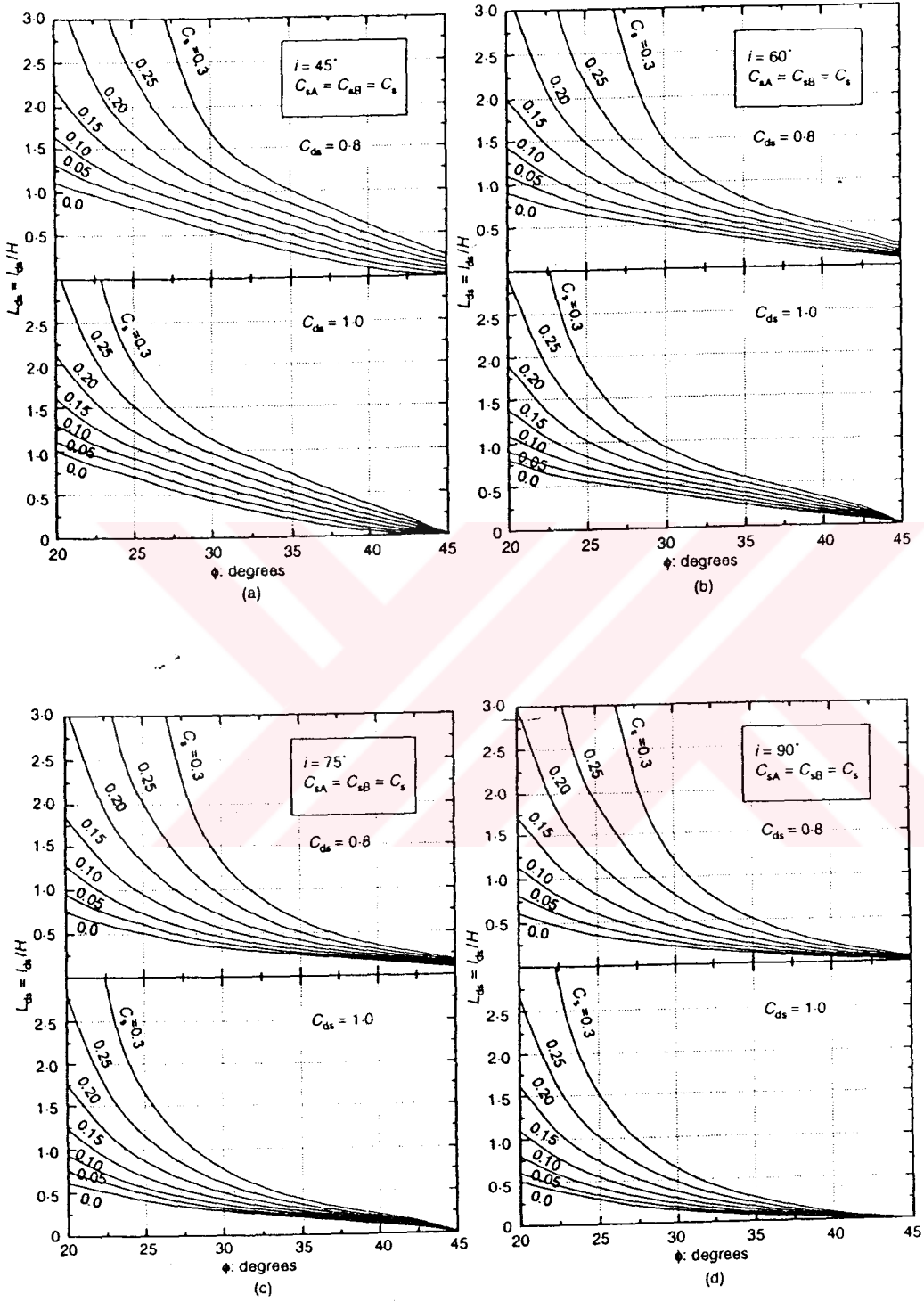
Yarı statik limit denge analizlerinde yüksek sismik ivmelerin etkisi altında doğrudan kayma stabilitesi için gerekli donatı boyu çok büyük olabilmektedir. Uygulamada çok uzun geotekstilleri kullanmak genellikle mümkün olmamaktadır. Bu durumda yapının belirli bir limit değeri aşmamak koşuluyla bir miktar deforme olmasına izin verilerek daha kısa boyda donatılar kullanılabilir. Bu çalışmada bu deplasmanların hesaplanmasına yönelik



Şekil 3.100 İç stabilite analizlerinden elde edilen en dış göçme yüzeyleri (Ling, Leshchinsky ve Perry, 1997).



Şekil 3.101 İç stabilite için gerekli geotekstil donatı boyu ve donatı çekme dayanımı değerleri (Ling, Leshchinsky ve Perry, 1997).



Şekil 3.102 Doğrudan kaymaya karşı koymak için gerekli geotekstil donatı boyları (Ling, Leshchinsky ve Perry, 1997).

çalışmalar da yapılmış ve elde edilen sonuçlar daha önce deprem kuvvetleri etkisine maruz kalmış gerçek yapıların performansı ile karşılaştırılarak yöntemin doğruluğu araştırılmıştır.

Yapılan çalışma sonucunda donatılı dolgularda, yüzey eğimi azaldıkça ve sismik ivme arttıkça, en alttaki geotekstil donatının boyu için doğrudan kayma durumunun daha kritik hale geldiği görülmüştür. Statik durumla karşılaştırma yapıldığı zaman , yüksek sismik etkinin söz konusu olduğu yapılarda birleşik göçmeye karşı koymak için ihtiyaç duyulan geotekstil donatı boyunun ve geotekstil çekme dayanımının iki katına çıktığı görülmüştür. Ayrıca yüksek sismik ivmelerde doğrudan kaymaya karşı koymak için gerekli donatı boyunun uygulanamayacak kadar uzun olması durumunda, kalıcı deplasmanlara belirli bir limit değere kadar izin verilerek yapılan analizlerin sonuçlarının arazide gerçek yapılardan elde edilen verilerle uyumlu olduğu görülmüştür.

3.3.2.2 H. I. Ling, D. Leshchinsky'nin Çalışması (1998)

Ling ve Leshchinsky, daha önce gerçekleştirdikleri ve Bölüm 3.3.2.1'de incelenen çalışmanın devamı niteliğindeki bu çalışmada yatay ve düşey sismik ivmenin etkisi altında geotekstil donatılı şevlerde stabiliteyi ve meydana gelebilecek kalıcı deformasyonları incelemiştir.

Birleşik göçme, doğrudan kayma ve sıyrıma gibi farklı göçme durumlarında stabiliteyi sağlayabilmek için gerekli geotekstil boyu ve geotekstil çekme dayanımı düşey ivme etkisinde göz önünde bulundurularak belirlenmeye çalışılmıştır. Analizler araştırmacıların daha önce geliştirdikleri (Ling ve Leshchinsky, 1997) yarı statik limit denge analizi yöntemi ile yapılmıştır. Ancak burada yöntem geliştirilerek düşey ivmenin etkisinde meydana gelebilecek ek kuvvetler de dikkate alınmıştır. İç stabilite ve birleşik göçme analizleri yapılarak gerekli geotekstil donatı boyu ve çekme dayanımı Ling ve Leshchinsky, 1997'deki gibi belirlenmiş ancak burada ankraj boyu L_{ej} aşağıdaki eşitlik kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$L_{ej}=(t_j \text{ veya } t_{j,all})/2(1-k_v)\gamma h_j C_i \tan\phi \quad (3.9)$$

Burada: t_j : İç stabilite için gerekli toplam geotekstil çekme kuvveti

$t_{j,all}$: İç stabilite için gerekli toplam geotekstil çekme kuvveti

γ : Zeminin birim hacim ağırlığı

k_v : Düşey sismik ivme katsayısı

h_j : j'ninci tabakanın şev tepe noktasına göre derinliği

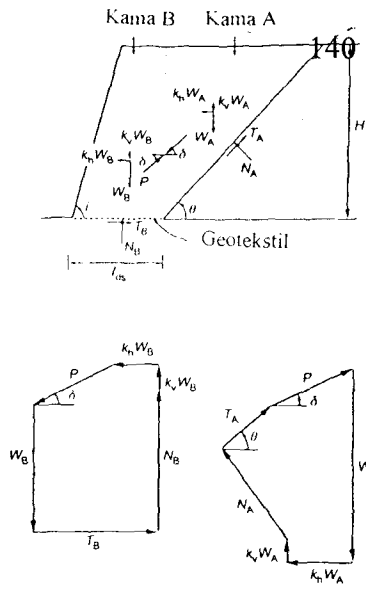
C_i : Sıyrılmaya karşı zemin-geotekstil ara yüzeyi sürtünme sabiti

ϕ : İçsel sürtünme açısı olarak tanımlanmaktadır.

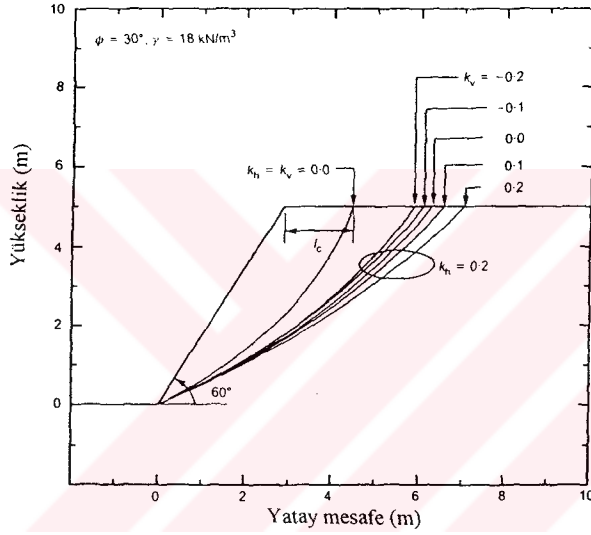
Doğrudan kayma analizlerinde ise yine zemin iki parça olarak analiz edilmekte, düşey ve yatay deprem kuvvetleri ise kayan zemin kamalarının ağırlığının, sismik katsayılara bağlı, belirli bir yüzdesi olarak ek kuvvetler şeklinde etki ettirilmektedir. Şekil 3.103'ten de anlaşılacağı gibi düşey deprem ivmesinin yukarı doğru olması durumunda stabilite için ihtiyaç duyulan geotekstil boyu artmaktadır. Diğer yandan ivmenin aşağıya doğru etkimesi stabiliteyi artırmaktadır.

Çalışmada düşey ivmenin geotekstil donatılı yapılar üzerindeki etkisini belirlemek amacıyla parametrik çalışma yapılmıştır. Parametrik çalışmada şev yüzey eğimleri 60° ve 90° olan 5m yüksekliğindeki geotekstil donatılı şevlerin analizi yapılmıştır. Analizde yatay sismik ivme katsayı $k_h=0$ ile 0.3 arasında ve $k_v/k_h= -1.0$ ile 1.0 arasında değişmektedir. Dolgu malzemesinin birim hacim ağırlığının 18kN/m^3 olduğu ve içsel sürtünme açısının $\phi=25^\circ$ ile 45° arasında değiştiği düşünülmüştür. Dolgu içerisine eşit aralıklarla 20 adet geotekstil yerleştirilmiştir. İhtiyaç duyulan toplam geotekstil çekme dayanımı $\sum t_j$, yanal itki katsayısı K 'ya benzer bir değere normalize edilmiştir. İç stabilite ve birleşik göçme analizlerinden belirlenen gerekli geotekstil donatı boyları $L_c=l_c/H$ değerlerine ve doğrudan kayma analizlerinden belirlenen gerekli geotekstil donatı boyu ise $L_{ds}=l_{ds}/H$ değerine normalize edilmiştir. Şekil 3.104'de parametrik çalışmalar sonucu statik ve sismik yüklerin etkisi altında oluşacak göçme yüzeyleri görülmektedir. Şekil 3.104 (a)'dan da görüleceği üzere iç stabilite analizlerinde göçme yüzeyi, yanal ivme arttıkça ve yukarı doğru etkiyen düşey ivme arttıkça dolgu içerisine kaymaktadır. Doğrudan kayma analizlerinde ise oluşacak iki parçalı kayma kamasında da benzer davranış görülmektedir ayrıca burada göçme yüzeyinin yatayla yaptığı açı θ 'nin de yanal ivme arttıkça azaldığı, yani donatılı kısmın arkasındaki kayan zemin kütesinin hacminin de arttığı görülmektedir.

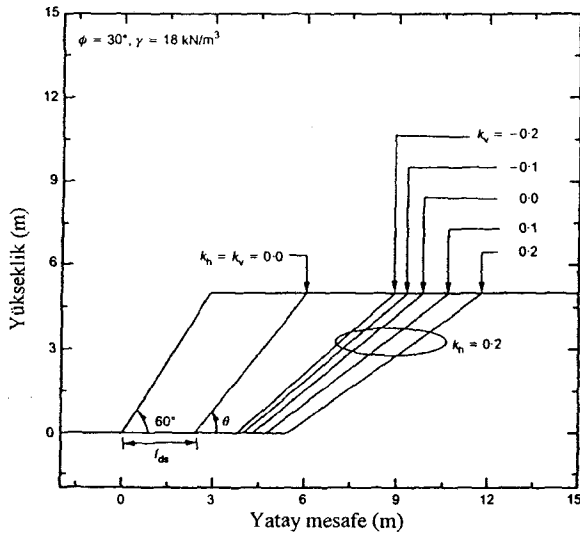
Şekil 3.105 ve 3.106'de ise şev yüzeyi eğimleri 60° ve 90° olan, farklı yanal ve düşey ivme etkisi altında, ankraj ve birleşik göçme analizleri ile hesaplanan stabilite için gerekli geotekstil donatı boyları görülmektedir. Düşük yanal ivmelerin etkidiği durumlarda düşey ivmelerin gerekli donatı boyuna etkisinin oldukça az olduğu görülmektedir (Şekil 3.105 (a) ve 3.106 (b)). Ancak yanal ivme katsayısının 0.2 ve üzeri değerlere ulaşması durumunda düşey ivmenin stabilite için gerekli donatı boyu üzerindeki etkisinde önemli oranda artmaktadır. İçsel sürtünme açısı düşük olan zeminlerde bu etki daha belirgin olmaktadır. Ayrıca 60°



Şekil 3.103 Doğrudan kayma analizlerindeki iki parçalı göçme mekanizması (Ling ve Leshchinsky, 1998).

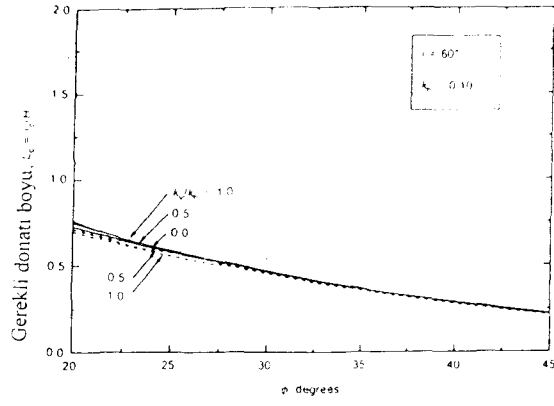


(a) İç stabilite analizlerinden elde edilen göçme yüzeyleri.

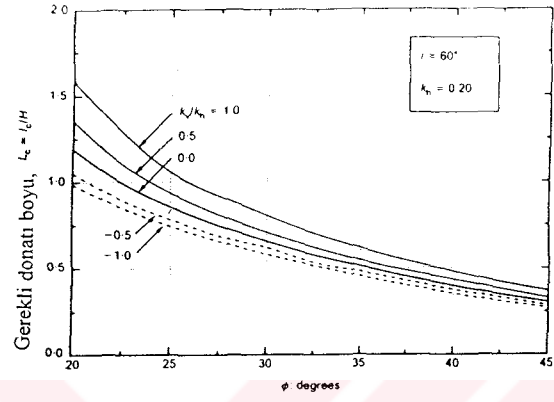


(b) Doğrudan kayma analizlerinden elde edilen göçme yüzeyleri.

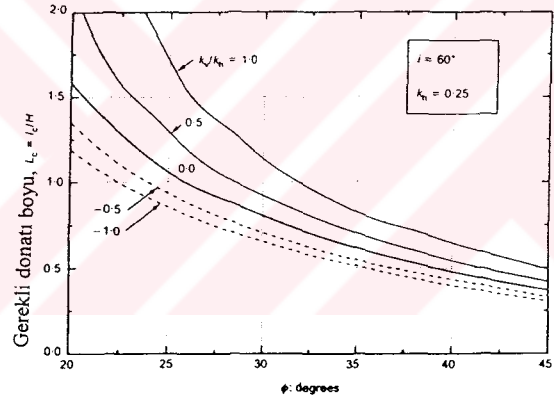
Şekil 3.104 Satatik ve yarı statik olarak analiz edilmiş şevlerdeki göçme yüzeyleri.



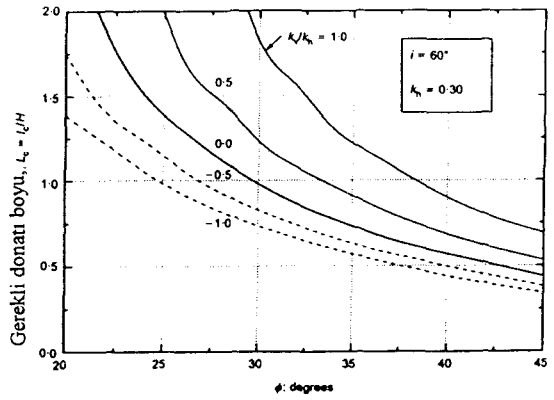
(a)



(b)

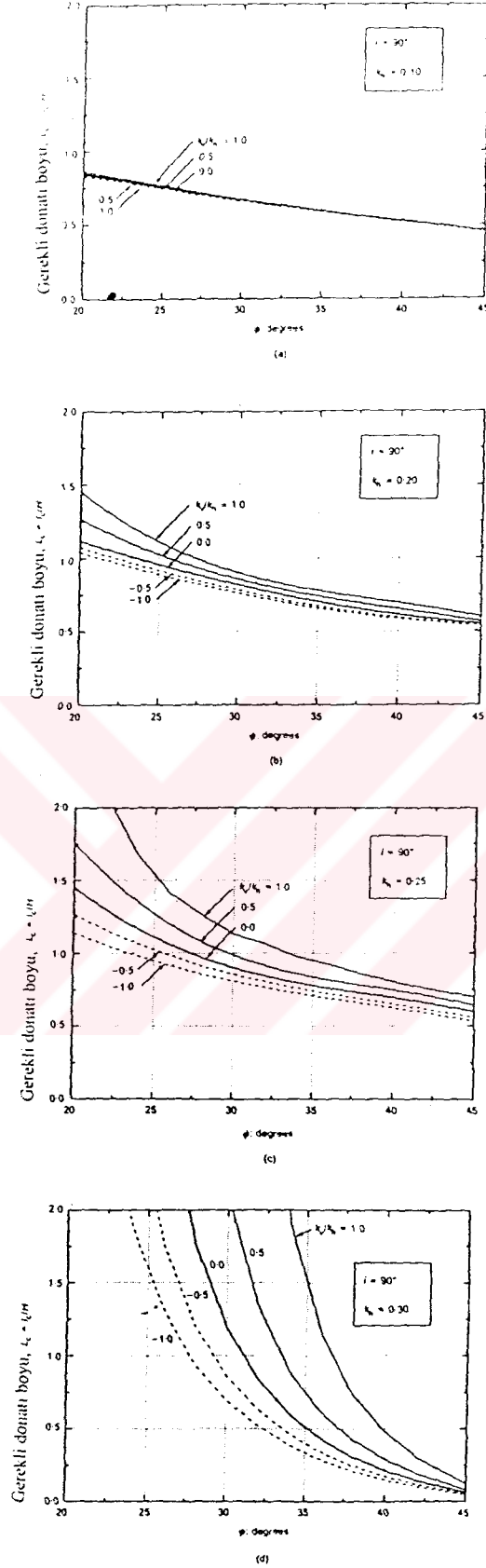


(c)



(d)

Şekil 3.105 60° yüzey eğimli şevde, iç stabilite için ihtiyaç duyulan geotekstil boyunun farklı sismik katsayılar için, içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişimi (Ling, Leshchinsky ve Perry, 1997).



Şekil 3.106 90° yüzey eğimli şevde, iç stabilite için gerekli geotekstil boyunun farklı sismik katsayılar için, içsel sürtünme açısına bağlı değişimi (Ling, Leshchinsky ve Perry, 1997).

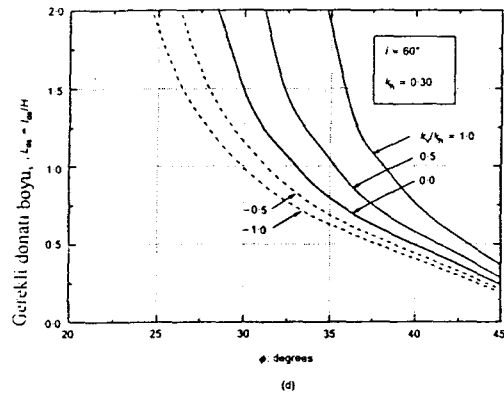
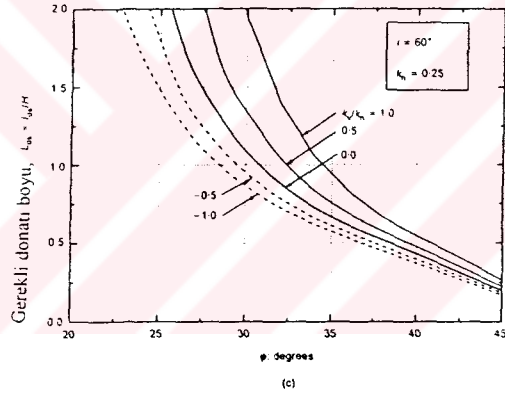
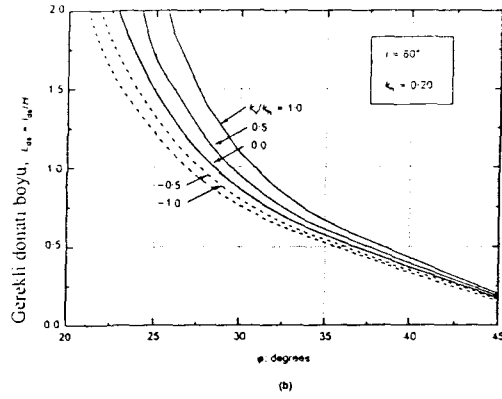
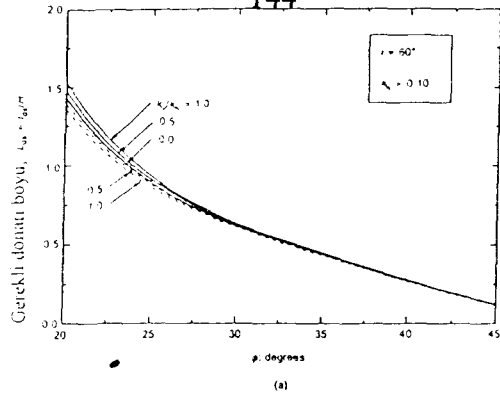
eğimli şevin düşey ivme artışından 90° eğimli şeve oranla daha fazla etkilendiği görülmektedir.

Şekil 3.107 ile Şekil 3.108'da ise kayma sabiti $C_{ds}=0.8$ alınarak, 60° ve 90° eğimli şevlerde doğrudan kayma sonucu göçmenin oluşmaması için hesaplanan gerekli donatı boyları verilmiştir. Burada da yine sismik ivmenin artışına bağlı olarak, hesaplanan gerekli donatı boylarında da bir artışın gerçekleştiği görülmektedir. Ayrıca k_h değerinin 0.3'ten büyük olması durumunda, doğrudan kaymayı önlemek için ihtiyaç duyulan donatının boyu pratikte uygulanamayacak kadar büyük olabilmektedir.

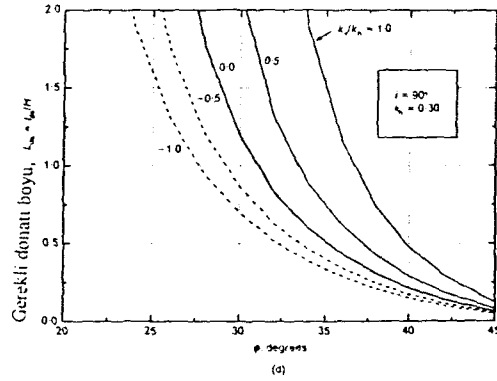
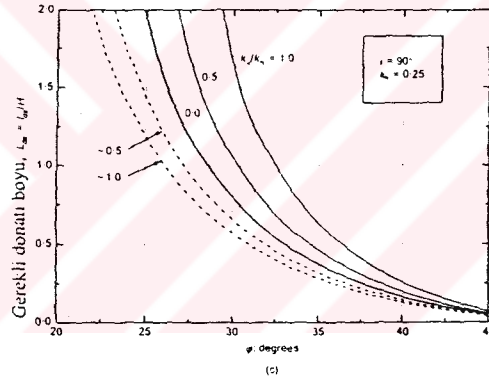
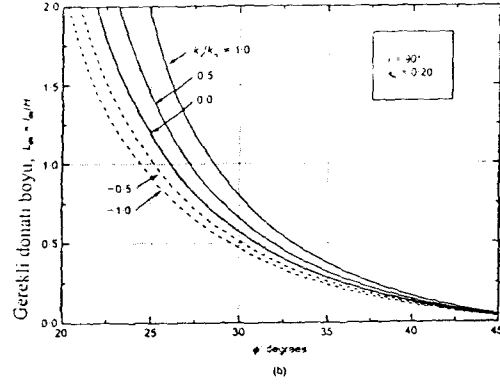
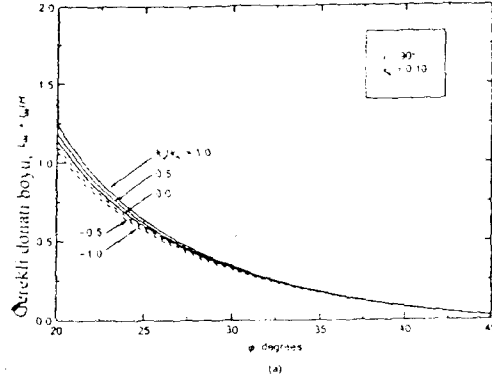
Şekil 3.109 ve Şekil 3.110'dan da görüleceği üzere k_v 'nin normalize K değeri üzerindeki etkisi pek belirgin değildir. Ancak düşey ivmenin aşağıya doğru etkimesi durumunda sıyrılmaya karşı geotekstil donatının direnci artmakta, ivmenin yukarıya doğru etkimesi durumunda ise azalmaktadır. Dik şevlerde düşey ivmenin gerekli geotekstil dayanımı üzerindeki etkisi yatay şevlere oranla daha fazla olmaktadır.

Parametrik çalışmaların sonuçları, k_h değerinin 0.2'den büyük olması durumunda doğrudan kayma analizlerinden elde edilen gerekli geotekstil boyunun birleşik göçme ve ankraj analizlerinden elde edilenlerden daha kritik olacağını göstermektedir. Yarı statik analizler sonucu pratikte uygulanamayacak kadar uzun geotekstil donatı boyu hesaplanması durumunda kalıcı deplasman limiti kriterine bağlı analizlerin yapılması gerektiği belirtilmiştir. Bu durumda iki parçalı kayma kaması ve rijit plastik kayan blok teorisi (Newmark, 1965; ve Whitman 1963) kullanılarak analizler yapılmıştır. Bu prosedüre göre, doğrudan kaymaya karşı akma ivmesi (k_{hy}) aşıldığı zaman donatılı yapıda kalıcı deplasmanlar meydana gelmektedir. Donatılı dolguda, donatı boyunun uygulanamayacak kadar uzun olması durumunda, uygulanabilir daha kısa donatılar kullanılarak yapılan analizlerde güvenlik sayısının bire eşit olması için gerekli ivme akma ivmesi olarak isimlendirilmiştir. Bu değer aşılmaması durumunda güvenlik sayısı birin altına düşmekte ve donatılı yapıda kalıcı deformasyonlar meydana geldiği kabul edilmektedir. Akma ivmesi Şekil 3.103'te kayma kaması B'deki donatılı zemin bloğunun üzerine etkileyen göçmeye zorlayıcı ve göçmeye karşı koyan kuvvetlerin dengesinden bulunmaktadır. Zemine etkileyen sismik ivme ile akma ivmesi arasındaki farkın ikinci derece integrali ise donatılı yapıda meydana gelebilecek kalıcı deplasmanların miktarını vermektedir.

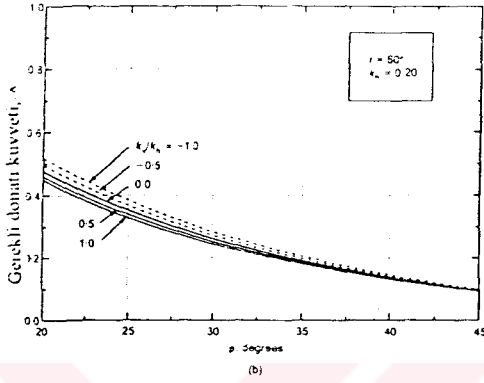
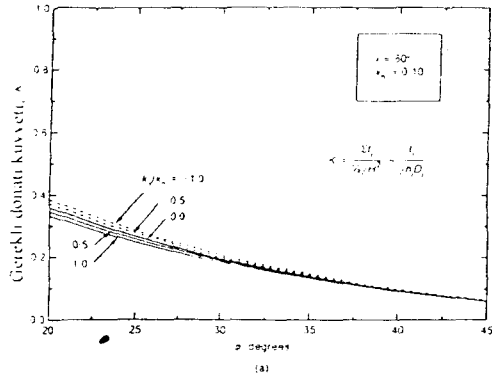
Tatsuoka (1995), Hanshin depremi esnasında dört adet geotekstil donatılı istinat yapısının performansını ölçüm aletleri yardımı ile incelemiştir. Duvarlardan üçünün davranışı, düşey



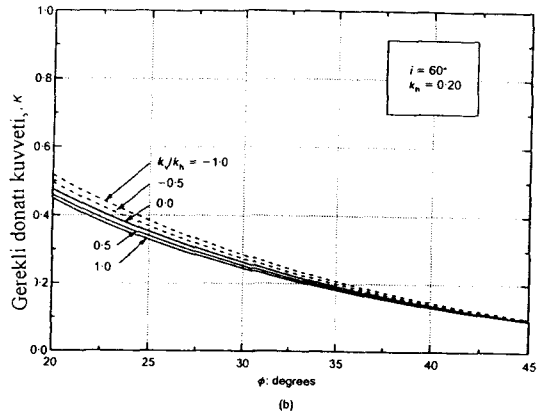
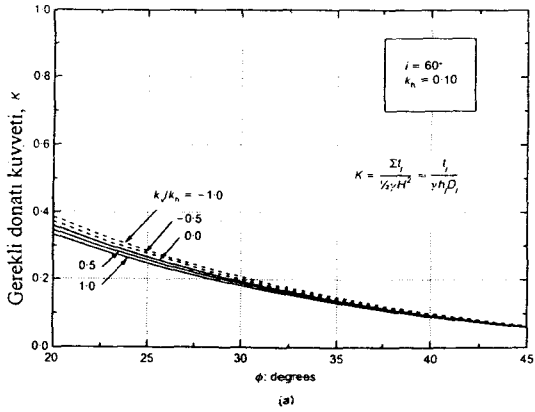
Şekil 3.107 60° yüzey eğimli şevde, doğrudan kaymaya karşı stabilite için ihtiyaç duyulan geotekstil boyunun farklı sismik katsayılar için, içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişimi (Ling, Leshchinsky ve Perry, 1997).



Şekil 3.108 90° yüzey eğimli şevde, doğrudan kaymaya karşı stabilite için ihtiyaç duyulan geotekstil boyunun farklı sismik katsayılar için, içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişimi (Ling, Leshchinsky ve Perry, 1997).



Şekil 3.109 60° yüzey eğimli şevde, ihtiyaç duyulan geotekstil çekme dayanımının normalize değeri K'nın farklı sismik katsayılar için, içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişimi (Ling, Leshchinsky ve Perry, 1997).



Şekil 3.110 60° yüzey eğimli şevde, ihtiyaç duyulan geotekstil çekme dayanımının normalize değeri K'nın farklı sismik katsayılar için, içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişimi (Ling, Leshchinsky ve Perry, 1997).

ivme göz ardı edilerek Ling'in (1997) önerdiği prosedürle açıklanabilmektedir. Ancak Kobe şehri yakınındaki 6m yüksekliğindeki dördüncü duvarda 10cm kayma meydana geldiği kaydedilmiştir. Bu duvarın yüksek düşey ivmeye maruz kaldığı ve bu nedenle duvarın davranışının doğru olarak modellenebilmesi için düşey ivmenin göz ardı edilmemesi gerektiği belirtilmiştir. Yapılan analizler sonucunda Tatsuoka tarafından kaydedilen ölçüm değerlerine yakın deplasman değerleri elde edilmiştir.

Bu çalışma sonucunda düşey ivmenin göz ardı edilmesinin yanlış sonuçların elde edilmesine neden olabileceği ve yüksek ivmenin etkidiği yapılarda bu etkinin muhakkak göz önünde bulundurulması gerektiği belirtilmiştir.

3.3.2.3 L. Michalowski ve Liangzhi'nin Çalışması (2000)

Araştırmacılar, sismik yüklerin etkisi ile donatılı yapılarda meydana gelecek deplasmanların hesaplanması üzerine bir çalışma yapmışlardır.

Çalışmada ilk olarak limit analizlerdeki kinematik yaklaşım kullanılarak donatılı şevler için kritik ivmeler belirlenmeye çalışılmıştır. Daha sonra ise deplasman analizleri yapılmıştır. Deplasman analizlerinde, diğer deplasmana dayalı analizlerde olduğu gibi ivmenin ikinci derece integrali alınarak deplasmanlar belirlenmeye çalışılmıştır.

Analizlerde, sismik yüklerin etkisi altında donatılı yapıda meydana gelecek deplasmanların hesaplanmasında kayan blok metodu kullanılmıştır. Bu yöntemde sistemin davranışı rijit-tam plastik kabul edilmektedir. Bu nedenle çalışmada öncelikle yapılan bu kabulün doğruluğu araştırılmıştır. Yapılan inceleme sonucunda analizlerde zeminin tam plastik davranış sergilediğinin kabul edilmesinin uygun olduğu görülmüştür. Ayrıca analizlerde zeminin suya doygun olmadığı ve bu nedenle sismik sarsıntının etkisi ile zeminde sıvılaşmanın meydana gelmesinin söz konusu olamayacağı belirtilmiştir.

Sismik yüklerin etkisi altında donatılı zeminde göçmenin, dairesel kayma veya en alt donatı üzerinde doğrudan kayma sonucu meydana gelebileceği belirtilmiştir. Dairesel kaymada Mohr-Coulomb akma koşullarının geçerli olduğu ve kayma yüzeyi şeklinin log-spiral olduğu kabul edilmiştir.

Geotekstil donatıdaki çekme kuvvetleri yardımı ile statik halde stabil olan ($FS > 1$) şevin, sismik kuvvetlerin etkisi ile limit denge durumuna ulaştığı düşünülmüştür ($FS = 1$). Limit denge durumunda limit analizlerdeki kinematik yaklaşım kullanılarak hesaplanan ivme kritik ivme değeri olarak kabul edilmiştir. Farklı şev eğimlerinde, içsel sürtünme açısı, $\phi = 20^\circ, 30^\circ$

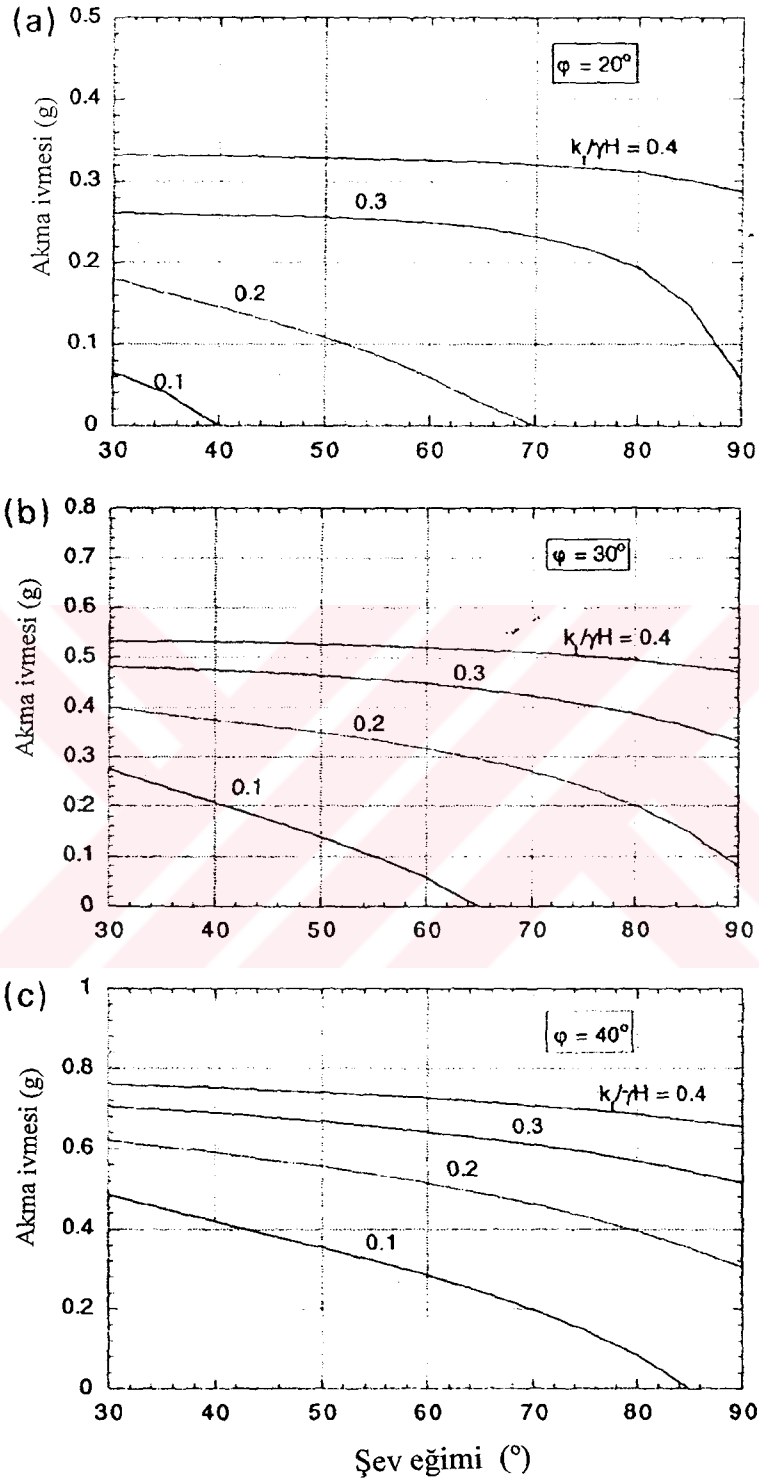
ve 40° olan zeminleri için hesaplanmış akma ivmesi değerleri Şekil 3.111'de verilmiştir. Donatılı şeve etkileyen ivmenin bu kritik ivmeyi aşması durumunda yapıda kalıcı deformasyonlar meydana gelmektedir. Maksimum yanal deplasman şev topuğunda meydana gelmektedir ve bu deplasman değeri;

$$u_x = C \iint g(k - kc) dt dt \quad (3.10)$$

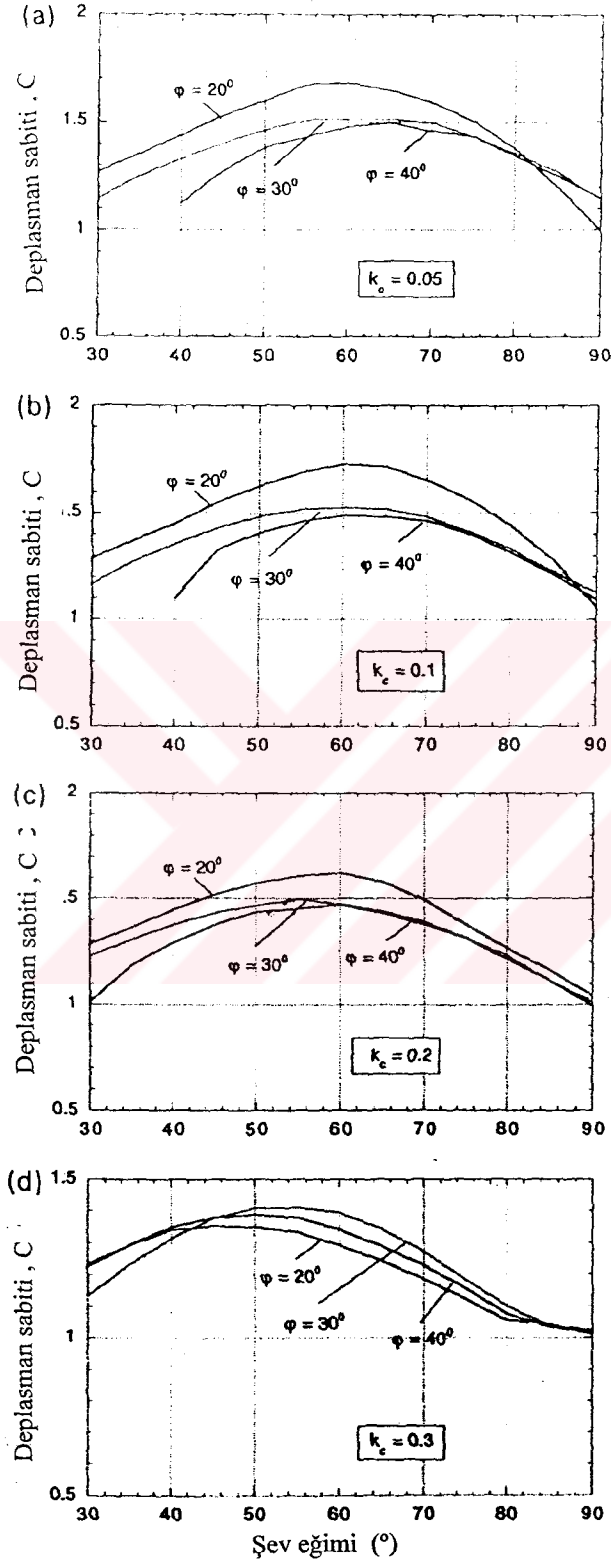
eşitliği ile hesaplanmaktadır. Burada pik ivme k ile akma ivmesi k_c arasındaki farkın yerçekimi ivmesi g ile çarpımının ikinci derece integrali alınmakta ve buradan bulunan deplasman değeri deplasman sabiti olarak tanımlanan C değeri ile çarpılmaktadır. Burada C , şev geometrisine, göçme mekanizmasına ve zemin ile donatı özelliklerine bağlı bir katsayıdır. Dairesel göçme mekanizması için C sabiti değerleri Şekil 3.112'de görülmektedir.

Doğrudan kayma sonucu meydana gelebilecek deplasmanların hesaplanması da dairesel kaymadakine benzer şekilde yapılmaktadır. Ancak doğrudan kayma için deplasman sabiti C farklı şekilde hesaplanmaktadır. Farklı şev eğimleri ve farklı içsel sürtünme açıları için C sabitinin değerleri Tablo 3.10'de verilmiştir.

Dairesel kayma ve doğrudan kayma analizlerinden hangisinin daha yüksek deplasman değeri vereceğini belirlemek için Michalowski'nin (1998) yapmış olduğu yarı statik analizler sonucu oluşturmuş olduğu Şekil 3.113'deki grafikten yararlanılabileceği belirtilmiştir.



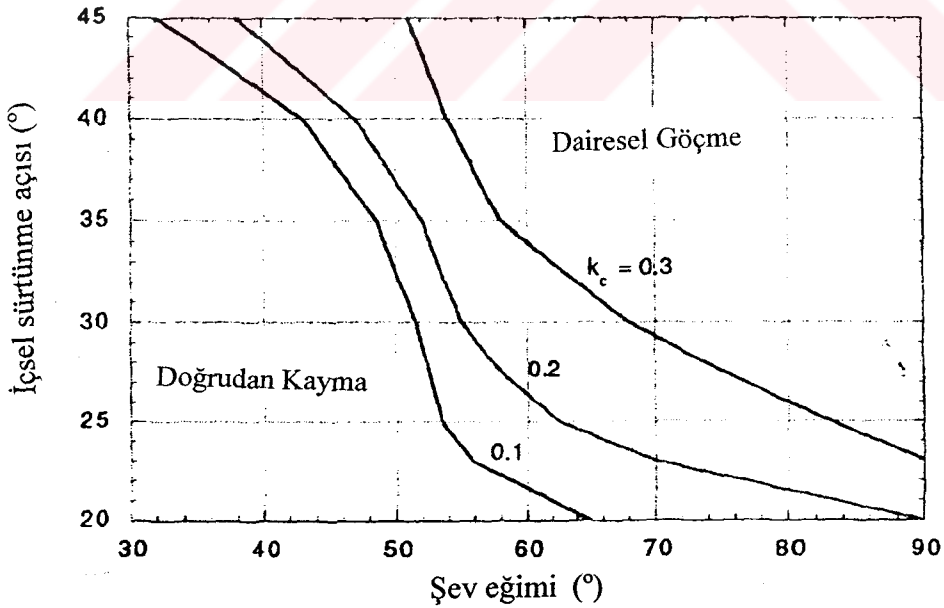
Şekil 3.111 Geotekstil donatılı şevler için hesaplanan akma ivmesi değerleri (Michalowski ve Liangzhi, 2000).



Şekil 3.112 Dairesel göçme mekanizması için C sabiti değerleri, (Michalowski ve Liangzhi, 2000)

φ (1)	k_c (2)	Şev eğimi (°)						
		30° (3)	40° (4)	50° (5)	60° (6)	70° (7)	80° (8)	90° (9)
25°	0.1	1.073	1.057	1.060	1.122	1.069	0.920	-0.951
	0.2	0.979	0.948	0.945	0.940	0.930	0.902	0.922
	0.3	0.826	0.957	0.841	0.836	0.913	0.891	0.941
35°	0.1	1.354	1.138	1.115	1.159	1.303	1.591	1.011
	0.2	1.109	1.025	1.024	1.107	1.260	0.919	0.957
	0.3	0.941	0.936	0.981	0.956	0.839	0.865	0.894
45°	0.1	0.530	1.818	1.342	1.441	1.584	1.530	0.588
	0.2	0.526	1.254	1.162	1.248	1.505	0.985	0.578
	0.3	1.214	0.992	1.026	1.147	1.548	0.898	0.564

Tablo 3.10 Doğrudan kayma mekanizması için C sabiti değerleri (Michalowski ve Liangzhi, 2000).



Şekil 3.113 Kalıcı deplasmanların hesaplanmasında hangi göçme mekanizmasının daha kritik sonuçlar vereceğini önceden belirlemede kullanılabilecek grafik (Michalowski ve Liangzhi, 2000).

4. GEOTEKSTİL DONATILI ŞEVLERİN ve İSTİNAT YAPILARININ KLASİK YÖNTEMLERLE ANALİZİ

Bu bölümde geotekstil donatılı istinat yapılarının ve şevlerin tasarımında kullanılan klasik analiz yöntemlerine değinilecektir.

4.1 Geotekstil Donatılı İstinat Yapılarının Analizi

Geotekstil donatılı istinat yapılarının tasarımında, iç ve dış stabilite analizleri yapılarak, yapının farklı göçme durumları için yeterli güvenliğe sahip olup olmadığı araştırılmaktadır. Ayrıca genel şev stabilitesi analizleri de yapılarak kritik olası göçme yüzeyleri boyunca göçmeye karşı güvenlik belirlenmeye çalışılmaktadır.

İç stabilite analizlerinde, kullanılan geotekstilin kopması veya sıyrılması sonucu göçmenin oluşmaması için gerekli geotekstil donatı boyu, çekme dayanımı ve donatı aralığı belirlenmeye çalışılmaktadır. Dış stabilite analizlerinde klasik istinat duvarlarında olduğu gibi devrilme, kayma ve taban basıncı tahkikleri yapılmaktadır. Genel şev stabilitesi analizlerinde ise donatılı kesim dışından veya donatılı kesimden geçen birçok farklı göçme yüzeyi incelenerek bunlardan en kritik olanına göre göçmeye karşı güvenlik belirlenmeye çalışılmaktadır.

Geotekstil donatılı istinat yapılarında geotekstil donatılı zemin kütlelerinin dıştan herhangi bir desteğe ihtiyaç duyulmadan, kendi haline stabil olabilmesi istenmektedir. Ayrıca donatılı kesimin, arkasındaki donatısız kesimden gelecek yanal toprak itkilerini de güvenli bir şekilde karşılayabilmesi gerekmektedir. Bu nedenle iç stabilite analizlerinde ilk olarak duvara etki eden yanal toprak basınçlarını belirlemek gerekmektedir. Klasik yöntemlerle analiz yapılırken genellikle basit bir yaklaşım olarak Rankine teorisinin geçerli olduğu kabul edilmekte ve duvara etkileyen yanal toprak basınçları Rankine aktif toprak basıncı (σ_a) alınmaktadır.

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c \sqrt{K_a} \quad (4.1)$$

Burada; σ_a : Aktif toprak basıncı

σ_v : Düşey toprak basıncı

K_a : Aktif toprak basıncı katsayısı

c : Zeminin kohezyonudur.

Aktif toprak basıncı katsayısı K_a 'nın ve düşey toprak basıncı σ_v 'nin değerleri ise aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadır:

$$K_a = \tan^2(45 - \emptyset/2) \quad (4.2)$$

$$\sigma_v = \gamma z \quad (4.3)$$

Burada; \emptyset : Zeminin içsel sürtünme açısı

γ : Zeminin birim hacim ağırlığı

z : Geotekstil donatının zemin yüzeyine göre derinliğidir.

Duvara etkiyen yanal toprak basınçlarının derinlikle değişimi ve olası kayma yüzeyinin geometrisi Şekil 4.1(a)'da verilmiştir.

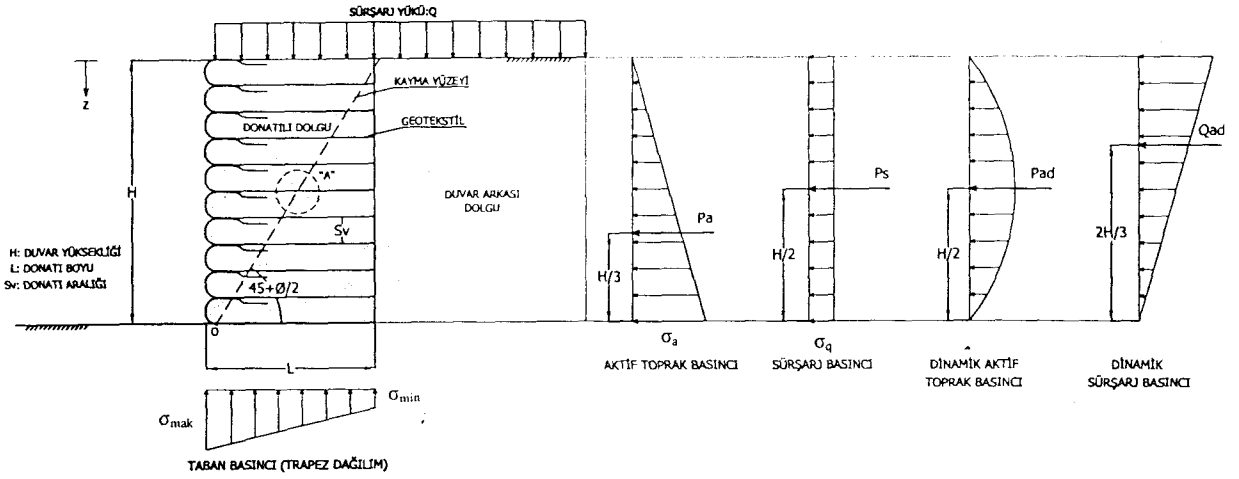
Yapı üzerine sürşarj yükü etkimesi durumunda, bu yük etkisinde oluşacak yanal kuvvetlerinde analizlerde göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Sürşarj yükü etkisinde oluşacak yanal toprak basıncı (σ_q) aşağıdaki eşitlik yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$\sigma_q = K_a q \quad (4.4)$$

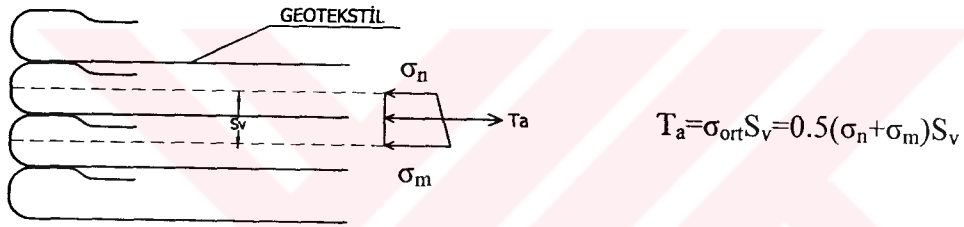
Burada q , zemin üzerine etkiyen sürşarj yüküdür ve bu yük etkisinde oluşacak yanal toprak basınçlarının derinlikle değişimi Şekil 4.1'de görülmektedir. Bu durumda toplam yanal basınç (σ_t) aktif toprak basınçlarının ve sürşarj yükü etkisinde oluşacak yanal basınçların toplamına eşit olmaktadır.

$$\sigma_t = \sigma_a + \sigma_q \quad (4.5)$$

Donatılı yapıda iç stabilitenin sağlanabilmesi için geotekstil donatıların kopmadan, zeminden iletilen yanal kuvvetleri güvenli bir şekilde karşılayabilmesi gerekmektedir. Ayrıca bu kuvvetlerin etkisiyle donatının sıyrılmaması için zemin ile donatı arasında yeterli sürtünme

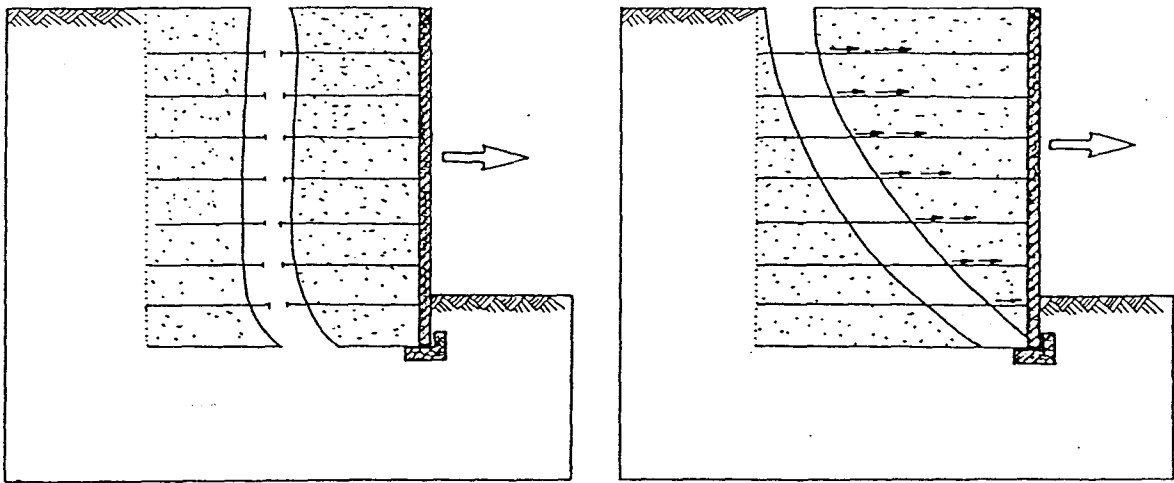


(a) Yanal kuvvetlerin derinlikle değişimi

'A' DETAYI

(b) Tek bir donatının lokal dengesi

Şekil 4.1 Geotekstil donatılı duvara etkiyen yanıl kuvvetler.



(a) Donatı kopması sonucu göçme

(b) Donatı sıyrılması sonucu göçme

Şekil 4.2 İç stabilite analizlerinde göz önünde bulundurulan olası göçme mekanizmaları.

direncinin oluşmuş olması gerekmektedir. Şekil 4.2’de donatı kopması veya sıyrılma sonucu oluşabilecek göçme mekanizmaları görülmektedir. Şekil 4.1(a)’da görüleceği gibi olası kayma yüzeyi şev topuğundan geçen ve yatayla $(45 + \phi/2)^\circ$ açı yapan bir düzlem olarak kabul edilmektedir ve sıyrılma sonucu göçme oluşmaması için gerekli geotekstil ankraj boyu hesaplanırken bu kısmın dışında kalan dikkate alınmaktadır.

Geotekstil donatılara etkiyen çekme kuvvetleri belirlenirken her bir donatı tabakasının lokal dengeyi sağladığı düşünülmektedir (Şekil 4.1 (b)). Bu durumda herhangi bir geotekstil tabakasında oluşacak çekme kuvveti (T_a) şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$T_a = \sigma_{ort} S_v G S_k \quad (4.6)$$

Burada T_a : Gerekli geotekstil donatı çekme kuvveti

σ_{ort} : Geotekstil tabakasına etkiyen ortalama yanal toprak basıncı

S_v : Düşey geotekstil donatı aralığı

$G S_k$: Kopmaya karşı güvenlik sayısıdır.

Kopmaya karşı güvenlik sayısı için literatürde farklı değerler önerilmekle birlikte genellikle bu değer 1.3 alınmaktadır.

Kullanılacak geotekstil donatının boyunu belirlenirken ilk olarak zemin ile geotekstil arasındaki sürtünme direncinin aşılması sonucu göçme meydana gelmemesi için gerekli donatı boyu belirlenmeye çalışılır. Sıyrılma oluşmaması için gerekli toplam geotekstil donatı boyu (L) aşağıdaki eşitlikler yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$L = L_e + L_o \quad (4.7)$$

Burada; L : Geotekstil donatı boyu

L_e : Sıyrılma (ankraj) için gerekli donatı boyu

L_o : Aktif bölge içerisinde kalan donatı boyudur.

Aktif bölge içerisinde kalan donatı boyu L_o (4.8) eşitliği ile, sıyrılma(ankraj) için gerekli donatı boyu L_e ise (4.9) eşitliği ile hesaplanmaktadır.

$$L_o=(H-z)\tan(45-\phi/2) \quad (4.8)$$

$$L_e = \frac{S_v \sigma_a G S_s}{2(c + \gamma z \tan \delta)} \quad (4.9)$$

Burada; H: Geotekstil donatılı duvar yüksekliği

$G S_s$: Sıyrılmaya karşı güvenlik sayısı (Genellikle $G S_s \geq 1.5$ olması istenir.)

δ : Zemin ile geotekstil arasındaki sürtünme açısıdır (yaklaşık olarak 0.8ϕ alınabilir.)

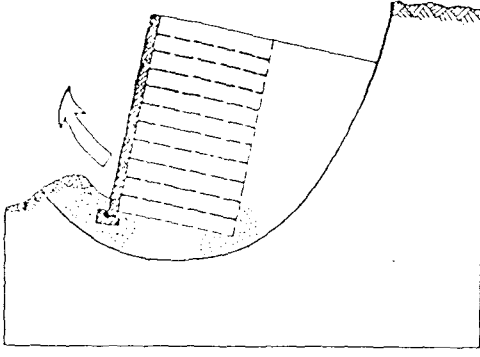
Yukarıdaki eşitlikler yardımı ile her tabaka için gerekli geotekstil donatı boyları hesaplanmaktadır. Hesaplar sonucu her tabaka için farklı donatı boyları bulunmakla birlikte uygulamada genellikle her tabaka için eşit boyda donatı kullanılmakta ve hesaplanan en uzun donatı boyu seçilerek tasarım yapılmaktadır.

İç stabilite analizleri ile gerekli geotekstil donatı boyu ve uzunluğu belirlendikten sonra dış stabilite analizleri yapılarak yapının bir bütün olarak dengesi araştırılmaktadır. Şekil 4.3'te dış stabilite analizlerinde göz önünde bulundurulmuş olası göçme mekanizmaları verilmiştir. Dış stabilite analizlerinde ilk olarak donatılı kütlelerin yanıl toprak itkilerinin etkisiyle en alt donatı üzerinde kaymaması için analizler yapılmakta ve kaymaya karşı güvenlik belirlenmeye çalışılmaktadır. Donatılı yapıyı kaymaya zorlayan toplam yanıl itki kuvveti P_t , aktif toprak itkisi sonucu oluşan P_a kuvveti ile sürşarj yükü etkisinde oluşan P_s kuvvetinin toplamına eşit olmaktadır.

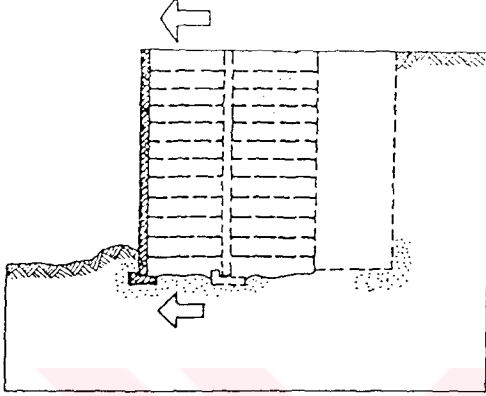
$$P_t = P_a + P_s \quad (4.10)$$

Aktif toprak itkisi sonucu oluşan P_a kuvveti ise 4.11 bağıntısı ile hesaplanmaktadır.

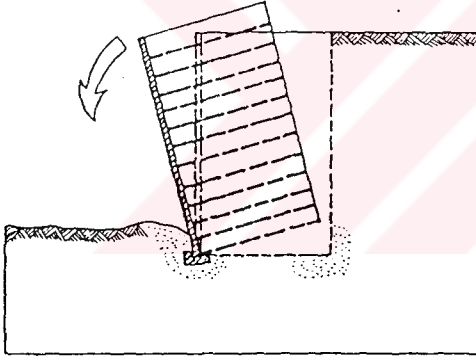
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a - 2c \sqrt{K_a} H \quad (4.11)$$



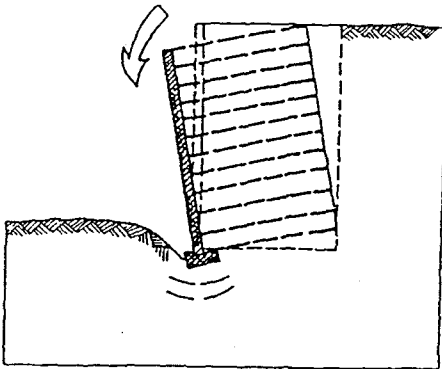
(a) Dairesel kayma sonucu göçme



(b) Alt donatı üzerinde kayma sonucu göçme



(c) Topuk noktasına göre devrilme sonucu göçme



(d) Temel zeminin taşıma kapasitesinin aşılması sonucu göçme

Şekil 4.3 Dış stabilite analizlerinde göz önünde bulundurulabilecek olası göçme mekanizmaları.

Burada H donatılı duvar yüksekliğidir. Sürşarj yükü etkisinde oluşan P_s kuvveti ise şu şekilde hesaplanmaktadır.

$$P_s = K_a q H \quad (4.12)$$

Kaymaya karşı koyan P_r kuvveti ise donatılı bloğun ağırlığı ile sürşarj yükü toplamının sürtünme katsayısı μ ile çarpımına eşittir. Burada sürtünme katsayısı donatılı zemin ile temel zemini arasındaki sürtünme katsayısıdır ve genellikle değeri yaklaşık olarak $\mu = 0.5$ alınmaktadır. Kaymaya karşı koyan P_r kuvveti ise 4.13 eşitliği yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$P_r = \mu(qL + \gamma HL) \quad (4.13)$$

Kaymaya karşı güvenlik sayısının değerinin ikiden büyük olması istenmektedir ve aşağıdaki eşitlik yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$GS_k = \frac{P_r}{P_s} \geq 2 \quad (4.14)$$

Hesaplanan güvenlik sayısının ikiden küçük olması durumunda geotekstil donatının boyu uzatılarak analizler tekrarlanmakta ve minimum güvenliği sağlayacak donatı boyu belirlenmeye çalışılmaktadır.

Dış stabilite analizlerinde kayma analizinden sonra donatılı kütlelerin yanal toprak itkilerinin etkisiyle devrilmeye karşı stabilitesi araştırılır. Bu amaçla donatılı duvarın topuk noktasına (Şekil 4.1 (a)'daki O noktası) göre moment alınarak devrilmeye zorlayan momentlerle devrilmeye karşı koyan momentlerin oranı belirlenmeye çalışılır. Daha önce kayma analizlerinde 4.11 ve 4.12 eşitlikleri ile hesaplanan P_a ile P_s kuvvetler devrilmeye zorlayan momenti (M_d) oluşturmaktadır. Devrilmeye zorlayan moment şu şekilde hesaplanmaktadır.

$$M_d = p_a \frac{H}{3} + P_s \frac{H}{2} \quad (4.15)$$

Devrilmeye karşı koyan moment ise geotekstil donatılı bloğun ağırlığından ve sürşarj yükünden oluşmaktadır. Devrilmeye karşı koyan moment (M_r) aşağıdaki eşitlik yardımı ile hesaplanmaktadır.

$$M_r = 0.5(qL + \gamma HL)L \quad (4.16)$$

Devrilmeye karşı güvenlik devirmeye karşı koyan momentlerin devrilmeye zorlayan momentlere oranıdır ve devrilmeye karşı güvenlik sayısı $GS_r \geq 2$ olmalıdır.

$$GS_r = \frac{M_r}{M_d} \geq 2 \quad (4.17)$$

Kayma analizlerinde olduğu gibi devrilme analizlerinde de hesaplanan güvenlik sayısının ikiden küçük olması durumunda geotekstil donatı boyunu artırmak gerekmektedir.

Dış stabilite analizlerinde son olarak taban basıncı tahkikleri yapılır. Burada geotekstil donatılı yapıdan zemine iletilen yüklerin temel zeminini tarafından güvenli şekilde karşılanabilmesi gerekmektedir. Analizlerde zeminin emniyetli taşıma gücü q_a , genellikle zeminin nihai taşıma gücünün (q_u) yarısı alınmaktadır.

$$q_a = q_u/2 \quad (4.18)$$

Taban basıncı tahkiklerinde çoğu zaman Şekil 4.1 (a)'daki gibi trapez basınç dağılımı kabul edilerek analizler yapılmaktadır. Analizler bir metre duvar boyu için yapılmaktadır ve temel zeminin iletilen yükleri güvenle taşıyabilmesi için aşağıda 4.16 ve 4.17'de görülen şartların sağlanması gerekmektedir:

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{L} - \frac{M}{L^2} \geq 0 \quad (4.19)$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{L} + \frac{M}{L^2} \leq q_a \quad (4.20)$$

Burada L: Geotekstil donatı boyu(=Duvar taban genişliği)

N: Donatılı duvar tabanı üzerindeki toplam ağırlık

M: Donatılı duvar tabanının orta noktasına göre toplam momenttir.

Taban üzerindeki toplam ağırlık (N) ve taban orta noktasına göre toplam moment (M) ise şu şekilde hesaplanmaktadır:

$$N = qL + \gamma HL \quad (4.21)$$

$$M = p_a \frac{H}{3} + P_s \frac{H}{2} \quad (4.22)$$

Burada da yine gerekli güvenlik şartlarının sağlanamaması durumunda geotekstil donatı boyunu artırmak gerekmektedir.

Donatılı duvarlar için genel şev stabilitesi analizleri de yapılarak, donatılı kısmın içinden veya dışından geçen olası bir kayma yüzeyi boyunca kaymaya zorlayan kuvvetlerle kaymaya karşı koyan kuvvetlerin dengesi araştırılmaktadır. Kayma yüzeyinin donatılı kısmın dışından geçmesi durumunda klasik şev stabilitesi analiz yöntemleri ile dış stabilite analizleri yapılmaktadır. Göçme yüzeyinin donatılı kısım içerisinden geçmesi durumunda ise donatılı şevler için geliştirilmiş analiz yöntemlerine ihtiyaç duyulmaktadır. Bu yöntemlerde, zeminde kayma yüzeyi boyunca oluşan kayma direncinin yanı sıra geotekstildeki çekme kuvveti de göz önünde bulundurulmaktadır. Geotekstil donatılı istinat yapılarının ve şevlerin stabilite analizleri için geliştirilmiş analiz yöntemlerinden bazılarını BÖLÜM 3'teki literatür taraması kapsamında ayrıntılı olarak yer verilmiştir.

Türkiye gibi deprem kuşağı içerisinde yer alan ülkelerde tasarımda sismik yüklerin etkisinin de göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Yapıların dinamik yüklerin etkisi altındaki davranışı yapı geometrisi ve yapının gelen yükleri sönümleyebilmesi gibi birçok faktöre bağlıdır. Geotekstil donatılı istinat duvarları gibi oldukça esnek olan yapılar, klasik betonarme istinat yapılarına oranla dinamik yükleri büyük ölçüde sönümleyebilmektedirler. Ayrıca deneysel çalışmaların sonuçları ve geçmişte önemli deprem yüklerine maruz kalmış geotekstil donatılı yapıların sergilediği performans incelendiğinde çok büyük sarsıntılarda bile göçmenin meydana gelmediği ve yapıların belirli bir miktar deformasyona uğrayarak bu tür etkilere karşı koyabildiği görülmüştür.

Deprem sırasında donatılı kısım arkasındaki dolgu kütleindeki ivme, donatılı kısım üzerinde ek deprem yüklerinin oluşmasına neden olmaktadır. Bu durumda her bir geotekstil donatıya etkiyen yük deprem öncesi yapıya etkiyen statik yükle deprem esnasında oluşan dinamik yükün toplamı olmaktadır. Deprem sona ermesi ile birlikte yapının başlangıçtaki statik duruma geri döndüğü kabul edilmektedir.

Deprem esnasında geotekstil donatının kopması sonucu yapı ani bir şekilde göçebilmektedir. Bu tür bir göçme sonucu yapı ve çevresinde önemli hasarlar meydana gelebileceğinden donatılı yapılarda göçmenin donatı kopması sonucu değil donatı ile zemin arasındaki aderansın kaybolması sonucu meydana gelmesi tercih edilir. Bu durumda geotekstil donatının sıyrılması sonucu yapıda önemli deformasyonlar meydana gelmesine rağmen yapıda ani göçme ve büyük hasar oluşmamaktadır.

Donatılı yapılarda deprem yüklerinin etkisi de göz önünde bulundurularak tasarım yapılırken donatı kopması, donatı sıyrılması ve aşırı deformasyonlar sonucu göçmenin oluşmaması için gerekli geotekstil donatı boyu ile geotekstil donatı çekme dayanımı belirlenmeye çalışılır.

Birçok araştırmacı tarafından istinat duvarlarına etkiyen deprem yüklerinin hesaplanması için farklı yöntemler önerilmektedir. Genelde, birçok ülkenin deprem yönetmeliklerinde toprak basınçlarının hesabında Coulomb teorisine benzer şekilde Mononobe-Okabe tarafından geliştirilen formüllerden faydalanılmaktadır. Bu yöntemde deprem yükleri yarı statik yükler olarak düşünülmekte ve deprem esnasında yapıya çok kısa bir süre için etkiyen bu anlık yük sürekli etkiyen statik bir yükmiş gibi kabul edilmektedir. Ülkemizde de 'Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılarla İlgili Yönetmelik' de (1998) istinat yapılarına etkiyen dinamik toprak basınçlarının hesabı için bu yöntem esas kabul edilmiştir. Burada ilk olarak statik toprak basıncı ile deprem esnasında oluşacak ek dinamik toprak basıncının toplamını hesaplamak için kullanılacak toplam aktif basınç katsayısı (K_{at}) aşağıdaki 4.23 bağıntısı ile

hesaplanmaktadır. Bu bağıntıda, emniyetli tarafta kalmak açısından zeminin kohezyonu ihmal edilmektedir.

$$K_{at} = \frac{(1 \pm C_v) \cos^2(\phi - \lambda - \alpha)}{\cos \lambda \cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha + \lambda)} \times \frac{1}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \lambda - i)}{\cos(\delta + \alpha + \lambda) \cos(i - \alpha)}} \right]^2} \quad (4.23)$$

Burada; C_v : Düşey eşdeğer deprem katsayısı

ϕ : Zeminin içsel sürtünme açısı

α : Duvar arka yüzünün düşeyle yaptığı açı

i : Duvar üstü şev eğimi

δ : Duvar ile zemin arası sürtünme açısıdır. (Geotekstil donatılı duvarlarda kaplama paneli kullanılması durumunda bu değer dikkate alınır.)

Burada λ açısının değeri ise aşağıdaki 4.24 (a) ve (b) bağıntılarından faydalanılarak bulunmaktadır,

- Kurudaki zeminlerde $\lambda = \arctan \left[\frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right]$ (4.24a)

- Su seviyesi altındaki zeminlerde $\lambda = \arctan \left[\frac{\gamma_s}{\gamma_b} \times \frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right]$ (4.24b)

Burada; C_h : Yatay eşdeğer deprem katsayısı

γ_s : Zeminin suya doymun birim hacim ağırlığı

γ_b : Zeminin su altındaki birim hacim ağırlığıdır.

Zeminin su altında olması durumunda denklem 4.23'de δ yerine $\delta/2$ alınarak hesap yapılmaktadır. Denklem 4.24'de yer alan C_h yatay eşdeğer deprem katsayısı ise şu şekilde hesaplanmaktadır,

$$C_h=0.3(I+1)A_0 \quad (4.25)$$

Burada; I: Yapı önem katsayısı

A_0 : Etkin yer ivmesi katsayısıdır.

Düşey eşdeğer deprem katsayısı C_v ise aşağıdaki denklem yardımı ile hesaplanmaktadır,

$$C_v=2C_h/3 \quad (4.26)$$

Geotekstil donatılı yapılarda düşey ivmenin aşağıya doğru etkimesi durumunda ivmenin yapının iç stabilitesini artırıcı etkisi olmaktadır. Ancak ivmenin yukarı doğru etkimesi durumunda ivme yapının iç stabilitesini olumsuz yönde etkilemektedir. Bu nedenle geotekstil donatılı yapıların iç stabilite analizlerinde düşey ivmenin yönünün yukarıya doğru olduğu durum göz önünde bulundurulur.

Depremde oluşan dinamik aktif basınç katsayısı (K_{ad}) ise toplam aktif basınç katsayısından (K_{at}), statik aktif toprak basıncı katsayısının (K_{as}) çıkartılması ile elde edilmektedir.

$$K_{ad}=K_{at}-K_{as} \quad (4.27)$$

Buradaki statik aktif toprak basıncı katsayısı K_{as} ise 4.23 denkleminde $\lambda=0$ ve $C_v=0$ konularak elde edilmektedir.

Statik toprak basıncına ek olarak deprem durumunda zemin kütesinden ötürü oluşan ek dinamik aktif toprak basıncının zemin yüksekliği boyunca değişimi denklem 4.28 ile tanımlanmıştır.

$$P_{ad}=3K_{ad}(1-z/H)P_v(z) \quad (4.28)$$

Zeminin kuruda ve üniform olması durumunda, $P_v(z)=\gamma z$ alınarak denklem 4.28'in zemin yüksekliği boyunca entegre edilmesi ile statik basınca ek olarak depremden oluşan dinamik aktif toprak basıncının pozitif değerli bileşkesi P_{ad} denklem 4.29'daki şekli ile elde edilir.

$$P_{ad}=0.5\gamma K_{ad}H^2 \quad (4.29)$$

Bu bileşkenin zemin üst yüzeyinden itibaren derinliğini gösteren z_{cd} ise duvar yüksekliğinin yarısına, ($z=H/2$), eşit olmaktadır (Şekil 4.1 (a)). Zeminin su altında olması durumunda $P_v(z)$ 'nin hesabında γ yerine γ_b göz önüne alınır ve suyun hidrodinamik basıncı ayrıca göz önüne alınır. Zeminin suya doygun olması durumunda ise γ yerine γ_d kullanılarak analizler yapılır.

Statik toprak basıncına ek olarak deprem durumunda düzgün yayılı dış yükten (sürşarj yükünden) oluşan dinamik toprak basıncının zemin yüksekliği boyunca değişimi ise 4.30 denklemi ile tanımlanmıştır.

$$Q_{ad}=3q_0K_{ad}(1-z/H)\cos\alpha/\cos(\alpha-i) \quad (4.30)$$

Zemin özelliklerinin üniform olması durumunda, denklem 4.30'un zemin yüksekliği boyunca entegre edilmesi ile, statik basınca ek olarak depremin katkısı ile oluşan toprak basıncının pozitif değerli bileşkesi Q_{ad} denklem 4.31'deki şekli ile elde edilir.

$$Q_{ad}=q_0K_{ad}H\cos\alpha/\cos(\alpha-i) \quad (4.31)$$

Bu bileşkenin zemin üst yüzeyinden itibaren derinliğini gösteren z_{cd} ise duvar yüksekliğinin üçte birine, ($H/3$), eşit olmaktadır (Şekil 4.1 (a)).

Depremlili durumda zemine etkiyen statik ve dinamik yüklerle bu yüklerin derinlik boyunca değişimi Şekil 4.1 (a)'da görülmektedir. Geotekstil donatılı yapıların klasik yöntemlerle dinamik yüklerin etkisi altındaki tasarımı statik yükler altında yapılan tasarıma benzer olarak

yapılmaktadır. Ancak burada statik yüklerin yanı sıra deprem etkisinde oluşan yükler de ek yük olarak analizlerde dikkate alınmakta ve bu yüklerin etkisi altında iç ve dış stabilite analizleri yapılmaktadır.

4.2 Geotekstil Donatılı Şevlerin Analizi

Geotekstil donatılı şevlerin stabilite analizleri genellikle limit denge analizlerine dayalı yöntemlerle yapılmaktadır. Geotekstil donatılı istinat yapılarında olduğu gibi burada da donatılı kısmın içinden veya dışından geçen olası bir kayma yüzeyi boyunca kaymaya zorlayan kuvvetlerle kaymaya karşı koyan kuvvetlerin dengesi araştırılmaktadır. Kayma yüzeyinin donatılı kısmın dışından geçmesi durumunda klasik şev stabilitesi analiz yöntemleri ile dış stabilite analizleri yapılmaktadır.

Kayma yüzeyinin donatılı kısım içerisinden geçmesi durumunda ise analizlerde, kayma yüzeyi ile kesişen donatıda oluşacak çekme kuvvetleri ile kayma yüzeyi boyunca zeminde oluşacak kayma direncinin oluşturacağı momentlerin, kaymaya zorlayan kuvvetlerin oluşturacağı momentlerle dengesi araştırılmaktadır. Birçok farklı göçme yüzeyi için analizler yapılarak, en kritik durumun oluşacağı göçme yüzeyinde gerekli stabiliteyi, istenilen güvenlik kriterlerine uygun olarak sağlayabilecek donatı boyu ve donatı çekme dayanımı belirlenmeye çalışılmaktadır.

Geotekstil donatılı şevlerin stabilite analizleri için birçok farklı analiz yöntemi geliştirilmiştir. Benzer temel esaslara dayanan bu yöntemlerde göçme yüzeyinin şekli, geotekstil donatıya etkiyen çekme kuvvetinin doğrultusu, zeminin kayma direncine bağlı olarak uygulanacak güvenlik sayısı ile geotekstil donatının sıyırılma ve çekme dayanımı ile ilgili yapılan kabullerde farklılıklar vardır. Bu yöntemlerden bazılarında tezin literatür taraması bölümünde ayrıntılı olarak yer verilmiştir. Şev stabilitesi analizlerinde pek çok farklı göçme yüzeyi için tahkikler yapılarak kritik göçme yüzeyi belirlenmektedir ve bu nedenle bu tür analizleri gerçekleştirmek uzun zaman gerektirmektedir. Uygulamada kolaylık sağlaması açısından araştırmacılar genellikle geliştirmiş oldukları yöntemleri genelleştirerek grafiksel çözümler üretmişlerdir. Ayrıca özellikle son yıllarda geotekstil donatılı şev uygulamalarının giderek yaygınlaşması ve bilgisayar kullanımının da daha yaygın hale gelmesiyle geotekstil donatılı şevlerin stabilite analizleri için, limit denge analizlerine dayalı, birçok bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Leshchinsky geotekstil donatılı şevlerin ve istinat yapılarının tasarımı ile ilgili pek çok çalışma gerçekleştirmiştir. Çalışmalarında genellikle limit denge denklemlerine dayalı statik

ve yarı statik analiz yöntemlerine yer vermiştir. Bu çalışmada da Leshchinsky (1997) tarafından bu yöntemlere dayalı olarak geotekstil donatılı şevlerin ve istinat yapılarının genel şev stabilitesi analizleri için geliştirilmiş ENKASLOPE adlı bilgisayar programından faydalanılmıştır.



5. GEOTEKSTİL DONATILI ŞEVLERİN ve İSTİNAT YAPILARININ NÜMERİK YÖNTEMLER İLE ANALİZİ

Bu bölümde ilk olarak nümerik analiz yöntemleri ve sonlu elemanlar analizleri ile ilgili genel bilgi verilmiştir. Daha sonra ise geotekstil donatılı istinat yapılarının ve şevlerin analizinde kullanılan PLAXIS programı ve programda kullanılan malzeme modelleri ile parametreler hakkında bilgi verilmiştir. PLAXIS programı geoteknik mühendisliği problemlerinin nümerik analizi için geliştirilmiş bir sonlu elemanlar programıdır.

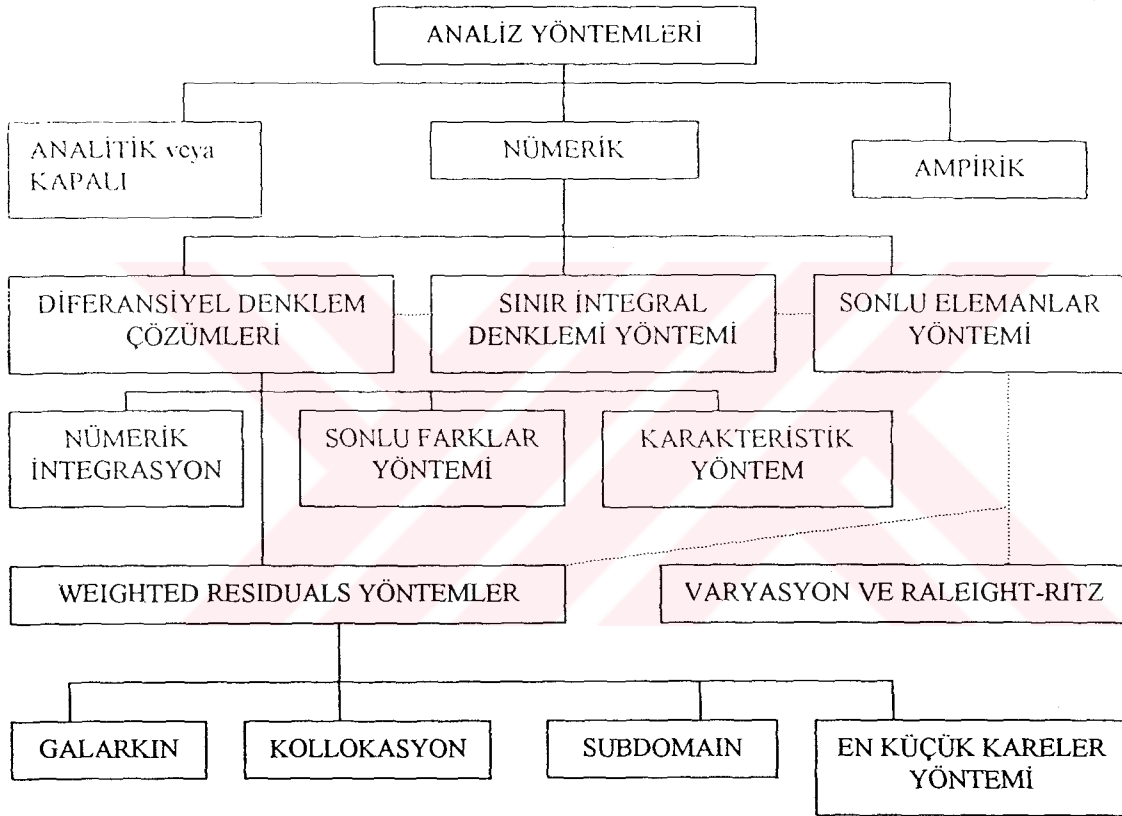
5.1 Nümerik Yöntemler

Jeolojik ortamların analizinde, ortamın karmaşık oluşu ve davranışının çok çeşitli etkenlere bağlı olması nedeni ile genellikle ampirik bağıntılardan yararlanılmaktadır. Bu durum özellikle nümerik yöntemlerin ve bilgisayarların gelişmediği, yaygınlaşmadığı dönemlerde daha yaygın görülmüştür. Geoteknik mühendisliğinin çoğu uygulamasında, geliştirilen bu bağlantıların kullanılması ile yapılan analizler genelde yaklaşık sonuçlar vermekle birlikte bazen gerçek değerlerden çok uzak sonuçlar verebilmektedir.

Geoteknik problemlerinin analizinde aynı anda birçok karakteristik özelliği göz önünde bulundurmak oldukça zordur. Ele alınan her bir ampirik bağıntı yeni kabulleri gerektirmekte, bu da problemde gerçek çözümden uzaklaşılmasına neden olmaktadır. Bu nedenle jeolojik ortamlar bir sürekli ortam gibi düşünülerek çeşitli etkiler karşısında davranışı (yükleme, sızıntı, konsolidasyon v.b.) için fiziksel bir temele dayanan teoriler ileri sürülmüştür. Bu konuya Terzaghi (1943) önderlik etmiş ve geliştirdiği konsolidasyon teorisi geoteknik mühendisliğinde bu esasa dayanan önemli bir örnek olmuştur. Geliştirilen bu teoriler genelde matematiksel olarak diferansiyel denklemlerden meydana geldiğinden kapalı çözümlere ulaşmak için bir takım basit kabuller yapmak gerekmektedir. Bu yaklaşım çoğu pratik durumlar için yeterli çözümü sağlamasına karşın jeolojik ortamların homojen olmayan yapısı, non-lineer malzeme davranışı, gelişigüzel geometrisi, içerisindeki süreksizlikler, malzeme özelliklerinin zaman ve ortamla değişimi v.b. karmaşık özellikler nedeniyle problemin gerçekçi çözümlere ulaşmasına olanak vermemektedir. Bu nedenle geomekanik problemlerin analizinde yukarıda adı geçen faktörlerin birçoğunu aynı anda göz önüne alan nümerik yöntemler geliştirilmiş olup bunların çoğu yukarıda sözü edilen teorilerin matematiksel ifadesi, diferansiyel denklemleri çözümünde nümerik analiz yöntemlerinin uygulanmasıdır. Nümerik analiz yöntemlerinin gelişmesi ve birçok özelliği aynı anda göz önüne alabilmesi bilgisayarların gelişmesine bağlı olarak gerçekleşmiştir. Geomekanik problemlerin

çözümünde kullanılan nümerik analiz yöntemleri Şekil 5.1'de gösterilmiştir. Burada adı geçen yöntemlerden Sonlu Elemanlar yöntemi geoteknik mühendisliği problemlerinin analizinde en yaygın olarak kullanılan yöntemdir.

Sonlu elemanlar nümerik analiz yöntemi, Zeinkiewicz (1977), tarafından, matematiksel ifadelerle tanımlanan sürekli problemlerin genel çözüm yöntemi olarak tanımlanmıştır. Geoteknik problemler için matematiksel ifadeler; su akışı (boşluk suyu basıncını içeren problemler), denge eşitlikleri, sınır durumların ve deformasyonların uygunluğu ile gerilme-şekil değiştirme arasındaki ilişkiyi tanımlayan eşitliklerdir (Wood, 1990).



Şekil 5.1 Nümerik analiz yöntemleri (Desai, 1972)

5.2 Sonlu Elemanlar Yöntemi

Sonlu elemanlar yöntemi nümerik analiz yöntemleri arasında bilgisayar yazılımı için en uygun formülasyona sahiptir. Bunun nedeni, karmaşık sınır koşulları ve non-lineer malzeme davranışı, homojen olmayan malzemeler gibi zor ve karmaşık problemlerin çözümünde sistematik bir programlamaya müsaade etmesidir. Diğer yandan bu yöntem mühendisliğin çok geniş bir alanında sınır değer problemlerine uygulanabilmektedir (katı cisim mekaniği, termoelastisite, termodinamik, akışkanlar mekaniği, magnetizma v.b.) (Berilgen, 1996).

Sonlu elemanlar yöntemi, sürekli bir sistemi problemin karakterine uygun sonlu elemanlara ayırarak, elde edilen elemanlar üzerinde iç ve dış kuvvetlerin enerjisinin minimum olması ve sonra bu elemanların birleştirilmesi şeklinde bir çözüm yöntemi uygulamaktadır. Bunun sonucu olarak sınır koşulları, sisteme ait özellikler, dış yüklerin sürekli veya ani değişimleri kolayca gözönüne alınabilmektedir. Ayrıca sürekli sistemin tipik bölgelerinde eleman boyutları küçültülerek o bölgenin daha ayrıntılı incelenmesi mümkün olmaktadır. Bu yöntemin diğer bir avantajı ise sınır şartlarının problemin çözüm sırasına göre en son adımda hesaplara dahil edilmesidir. Böylece çeşitli sınır şartlarını probleme uygularken başlangıçtaki yoğun hesapların tekrarına gerek kalmamaktadır.

Geoteknik mühendisliğinde sonlu elemanlar yönteminin kullanılmasına 1966 yılında başlanmıştır. Cloung ve Woodward (1967), dolguda gerilmeleri, yanal ve düşey hareketleri belirlemek amacıyla ve Reyes ve Deene (1966), yeraltında kayada kazı yapılması uygulamasında bu yöntemi kullanmışlardır. Geçen 34 yıllık zaman süresince bu yöntem kullanılarak teoride ve pratikte birçok avantaj sağlanmıştır. Geoteknik mühendisliği uygulamalarında sonlu elemanlar analizlerinde gerçek durumu modelleyebilmek açısından adım adım (aşamalı yükleme, aşamalı kazı) yapılmaktadır. Analizin adımlar halinde yapılabilmesi iki önemli avantaj sağlamaktadır,

1. Analizlerde dolgu yerleştirilmesi veya kaldırılması durumunda, geometri her bir adımda değişmektedir. Geometrideki değişim sonlu elemanlar ağına eleman ekleyerek veya kaldırarak modellenmektedir.
2. Analizlerde, zemin kütlesi içinde gerilmelerin değişimi sonucu her bir yükleme kademesinde zemin özellikleri değişmektedir.

Geoteknik mühendisliği problemlerinde sonlu elemanlar analizleri sonucunda gerilmeler, yanal ve düşey hareketler, boşluk suyu basınçları ve zemin suyu akışı v.b. belirlenmektedir. Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı non-lineer olduğundan geoteknik mühendisliği sonlu eleman analizlerinde bu davranışın modellenmesi gerekmektedir. Bu amaçla yapımdan önceki başlangıç gerilme durumu, zeminin non-lineer gerilme-şekil değiştirme ve mukavemet özellikleri ile yükleme aşamaları arasındaki bekleme süreleri analizlerde gerçek duruma yakın olarak belirlenmelidir (Kılıç, 2000).

Sonlu elemanlar analiz yöntemi özellikle geotekstil donatılı şevlerin ve istinat yapılarının tasarımında önemli bir araçtır. Donatılı yapı ve temel zemini malzeme parametrelerindeki belirsizlikleri gidermek için parametrik çalışma yapılabilir ve sonuç olarak elde edilen

gerilmelere, yatay ve düşey hareketlere bakılarak tasarımın yeterliliği hakkında bilgi sahibi olunabilir.

Bu çalışmada geotekstil donatılı şevlerin ve istinat yapılarının davranışı sonlu elemanlar analiz yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Geotekstillerin donatı olarak kullanıldığı yapılarda geotekstildeki çekme dayanımının mobilize olabilmesi için belirli bir miktar deformasyonun meydana gelmesi gerekmektedir. Geotekstildeki nihai çekme dayanımı ise ancak göçme anında meydana gelen büyük deformasyonlar sonucunda mobilize olabilmektedir. Zemin ile geotekstil donatı arasındaki bu etkileşim en iyi sonlu elemanlar yöntemi ile modellenebilmektedir. Çalışmada geotekstil donatılı şevlerin ve istinat yapılarının sonlu elemanlar analizinde geoteknik mühendisliği problemlerinin çözümüne yönelik olarak geliştirilen PLAXIS isimli bilgisayar programı kullanılmıştır.

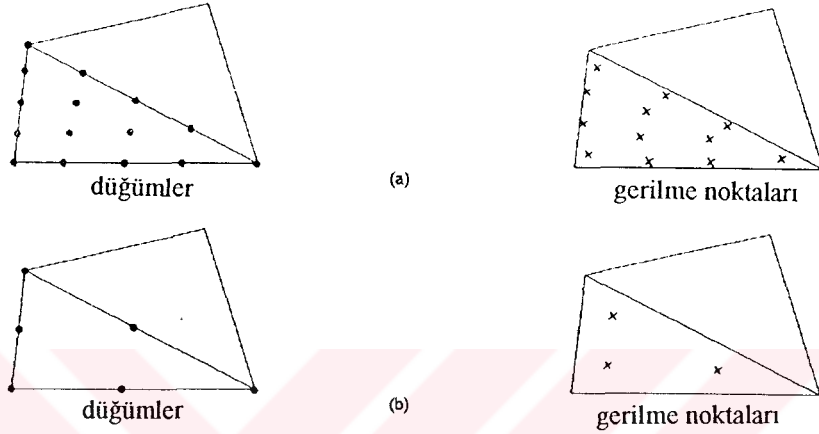
5.3 Plaxis Programı

PLAXIS programı geoteknik mühendisliği problemlerinin nümerik analizi için geliştirilmiş bir sonlu elemanlar programıdır. Program, grafik bilgi girişine olanak sağlayan bir giriş (input) programı, analizlerin gerçekleştirildiği hesap (calculation) programı, analiz sonuçlarını grafik olarak sergileyebilen çıkış (output) programı ve elde edilen sonuçlarla ilgili istenilen eğrilerin oluşturulmasına olanak sağlayan eğri (curve) programından oluşmaktadır. Program geoteknik mühendisliği projelerinin tasarımında ihtiyaç duyulan deformasyon ve stabilite analizlerini gerçekleştirebilecek şekilde geliştirilmiştir.

Uygulanan sonlu elemanlar formülasyonunda deplasman (yer değiştirme) yöntemi kullanılmıştır, yani deplasmanlar esas bilinmeyen olarak kabul edilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemine göre, bir sürekli ortam birçok elemana ayrılır ve her bir eleman üzerindeki düğüm noktaları bir serbestlik derecesine sahiptir. Deformasyon teorisinde serbestlik derecesi yer değiştirme bileşenlerine karşılık gelir. Bir eleman içerisindeki yer değiştirme vektörü $\{u\}$ ile, herhangi bir noktada $\{u\}$ deplasmanlarının düğüm noktasındaki ifadesi $\{v\}$ ile, şekil fonksiyonlarını içeren matris ise $[N]$ ile gösterilir ve deplasmanların düğüm noktasındaki ifadesi aşağıdaki eşitlikle belirtilebilir.

$$\{u\}=[N] \{v\} \quad (5.1)$$

Plaxis programında sonlu elemanlar ağının oluşturulmasında üçgen elemanlar kullanılmaktadır. Bu üçgen elemanlar 6 veya 15 düğüm noktalı olarak seçilebilmektedir. Gerilmelerin ve göçme yüzeylelerinin daha doğru hesaplanabilmesi için 15 düğüm noktalı elemanın seçilmesi daha doğru olmaktadır. Düğüm noktalarının elemanlar üzerindeki dağılımı Şekil 5.2’de gösterilmiştir. Analizlerde yer değiştirmeler düğüm noktalarında, gerilmeler ise Şekil 5.2’deki gerilme noktalarında hesaplanmaktadır. 6 düğüm noktalı üçgen elemanda 3 gerilme noktası, 15 düğüm noktalı üçgen elemanda ise 12 gerilme noktası vardır.



Şekil 5.2 Analizde kullanılan elemanlar, düğüm noktaları ve gerilme noktaları.

Bu çalışmada geotekstil donatılı şevlerin göçme yüzeylelerinin oluşumunun incelenmesi ve elde edilen sonuçların limit denge denklemlerinden elde edilen sonuçlarla karşılaştırması amacıyla gerçekleştirilen analizlerde 6 düğüm noktalı elemanlardan, arazi modelleri ile sonlu elemanlar modellerinin karşılaştırmasını yapmak için gerçekleştirilen analizlerde ise 15 düğüm noktalı elemanlardan faydalanılmıştır.

Plaxis’te geotekstil donatılar sadece çekme kuvveti alabilen malzemeler olarak modellenmektedir. Geotekstilin tanımlanmasında ihtiyaç duyulan tek malzeme özelliği elastik aksenal rijitliktir. Elastik aksenal rijitlik, (EA), geotekstilin elastisite modülü ile kalınlığının çarpımından elde edilmektedir. Analizler sonucunda geotekstilde meydana gelecek deformasyonlar ve kuvvetler belirlenebilmektedir. Deformasyon olarak toplam deformasyonlar ile yatay ve düşey deformasyonlar hesaplanmaktadır. Kuvvet olarak ise sadece aksenal kuvvet hesaplanmaktadır.

Programda farklı özellikteki malzemeler arasındaki etkileşimi modellemek amacıyla ara yüzey elemanlarından faydalanılmaktadır. 6 düğüm noktasından oluşan zemin elemanları kullanılması durumunda ilgili ara yüzey elemanı 3 nokta ile tanımlanmaktadır, 15 düğüm noktasından oluşan zemin elemanları kullanılması durumunda ise ilgili ara yüzey elemanı 5

düğüm noktası ile tanımlanmaktadır. Geometrik olarak ara yüzey elemanları kalınlığı olmayan malzemeler olmakla birlikte ara yüzey malzeme özelliklerinin tanımlanabilmesi açısından analizlerde elemanın virtüel bir kalınlığı varmış gibi düşünülür.

Çalışmada geotekstil ile zemin arasındaki etkileşimi modellemede ara yüzey elemanlarından faydalanılmıştır. Ann, Hoe ve Chiat (2000) Plaxis programını kullanarak bir patlama sonucu geotekstil donatılı bir duvarda dinamik yüklerin etkisi altında meydana gelebilecek gerilmeleri arazi ölçümleri ile analiz sonuçlarını karşılaştırarak incelemişlerdir. Yapılan karşılaştırma sonucunda geotekstil donatılı yapının davranışının ara yüzey özelliklerinden önemli oranda etkilendiğini görmüşlerdir. Tez kapsamında gerçekleştirilen analizlerde de benzer şekilde geotekstil donatılı yapının davranışının ara yüze özelliklerinden önemli oranda etkilendiği ve yapının davranışının ve geotekstile etkiyecek kuvvetlerin doğru olarak belirlenebilmesi için ara yüzey katsayısının doğru seçilmesi gerektiği görülmüştür.

Analizlerde yapının kademeli olarak inşaatı (stage construction) göz önünde bulundurulabilmektedir ve bu nedenle program arazide adım adım inşa edilen getekstil donatılı yapıların analizi için oldukça uygundur. Programda ayrıca güvenlik faktörünün hesaplanması amacıyla geliştirilmiş Phi-c azaltma (Phi-c reduction) seçeneği de vardır. Burada zemin parametreleri ϕ ve c kademeli olarak azaltılarak yapının göçtüğü an belirlenmekte ve bu şekilde geotekstil donatılı bir yapının, herhangi bir inşaat safhası, için göçmeye karşı güvenlik katsayısı belirlenebilmektedir. Analizin herhangi bir safhasında zemin dayanımı parametrelerinin değerinin belirlenmesinde toplam çarpan ΣM_{sf} kullanılmaktadır.

$$\Sigma M_{sf} = \frac{\tan \phi_i}{\tan \phi_r} = \frac{c_i}{c_r} \quad (5.2)$$

Burada parametrelerdeki i indisi malzeme özellikleri tanımlanırken girilen değerleri, r indisi ise analizlerde kullanılan azaltılmış değerleri belirtmektedir. Analizlerde başlangıçta toplam çarpan, $\Sigma M_{sf}=1$ alınarak tüm malzeme parametreleri azaltılmamış değerine getirilmektedir. Daha sonra ise ϕ ve c parametreleri kademeli olarak azaltılarak yapının göçme durumuna ulaşması sağlanmaktadır ve bu göçme anındaki güvenlik sayısı ise toplam çarpan ΣM_{sf} 'in göçme anındaki değerine eşit olmaktadır. Bu çalışmada da geotekstil donatılı şevlerin ve

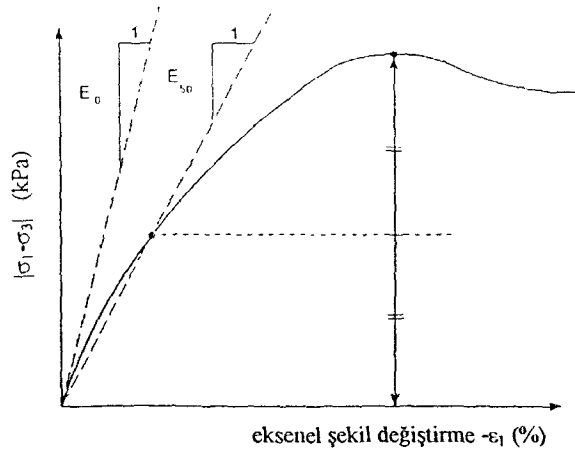
istinat yapılarının göçmeye karşı güvenliğinin belirlenmesinde ve göçme anında oluşacak deformasyonların incelenmesinde Phi-c azaltma analizlerinden faydalanılmıştır.

5.4 Analizde Kullanılan Malzeme Modelleri

Bu çalışmada analizler üç farklı malzeme modeli kullanılarak yapılmıştır. Birinci model zemin mekaniği problemlerinin analizinde çok yaygın olarak kullanılan Mohr-Coulomb modelidir. Bu modelde malzeme davranışı ideal elasto plastik olarak alınmıştır. İkinci model ise yine geoteknik problemlerinin analizinde sıkça kullanılan efektif gerilmelere göre analiz yapan ve yumuşak zeminlerin davranışını daha iyi modelleyebilen Modifiye Cam-Clay modelidir. Plaxis programında bu model Soft-Soil model olarak isimlendirilmektedir ve modelin özel bir durumu olarak göçme Mohr-Coulomb göçme kriterine göre tanımlanmıştır. Üçüncü model ise kum, çakıl gibi kohezyonsuz zeminlerde ve çok aşırı konsolide kohezyonlu zeminlerde kullanılan Hard-Soil modelidir. Hard-soil model hiperbolik modelin yerini almış gelişmiş bir bünye modelidir. Modelde plastisite teorisi kullanılmakta, zeminin genişmesi dikkate alınmakta ve akma bir akma başlığı ile tanımlanmaktadır.

5.4.1 Mohr-Coulomb Modeli

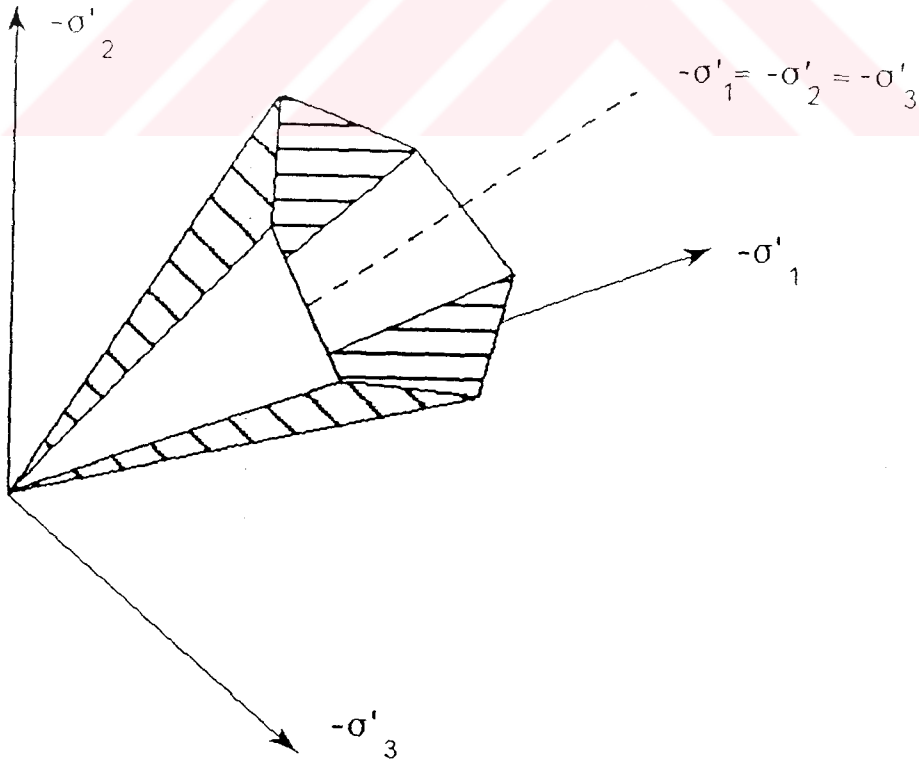
Bu modelde plastik davranışı modellemek için üç zemin parametresi c' (kohezyon), ϕ' (içsel sürtünme açısı) ve ψ (genleşme açısı) kullanılmaktadır. Elastik davranışı modellemek için ise E' (elastisite modülü) ve ν' (Poisson oranı) kullanılmaktadır. Geleneksel üç eksenli deneylerde genellikle gerilme-şekil değiştirme eğrisinin başlangıç eğimi, başlangıç rijitlik modülü E_0 ve pik deviatörük gerilmenin %50'sine karşılık gelen rijitlik modülü ise Secant modülü olarak E_{50} tanımlanmaktadır (Şekil 5.3).



Şekil 5.3 Standart drenajlı üç eksenli deneyden E_0 ve E_{50} 'nin tanımlanması

Bu modelde kumlar ve normal konsolide killer için Secant modülünü kullanmak daha uygun olmaktadır. Mohr-Coulomb modelinde akma durumu asal gerilmelere göre belirtilen üç akma fonksiyonuna göre tanımlanmıştır. Akma fonksiyonundaki iki model parametresi içsel sürtünme açısı ϕ' ve kohezyon c' 'dir. Akma fonksiyonu asal gerilme uzayında bir hegzagonal koniyi temsil etmektedir. Mohr-Coulomb modelinde plastik davranışı tanımlamak için bu üç akma fonksiyonuna ek olarak üç de plastik potansiyel fonksiyon tanımlanmıştır. Plastik potansiyel fonksiyonları içsel sürtünme açısı (ϕ') ve kohezyona (c') ek olarak üçüncü bir plastisite parametresi olan genişleme açısını (ψ) da içermektedir. Bu modelin yarınları Smith ve Griffit (1982)'de verilmiştir.

Bu modelde iki basitleştirme yapılmaktadır. Birincisi sabit bir elastisite modülünün kullanılması ikincisi ise zeminin göçtükten sonra limitsiz genişleme eğiliminde olduğunun kabul edilmesidir. Gerçek davranışta, zemin göçtükten sonra, zemin boşluk oranı kritik bir değere ulaşmakta ve genişleme sona ermektedir. Analizlerde aşamalı yüklemekten dolayı rijitlik modülündeki değişim plastik potansiyel fonksiyonlarındaki efektif gerilme değerlerinin değişimi ile hesaba katılmıştır. Şekil 5.4'te asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c'=0$) görülmektedir.



Şekil 5.4 Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c'=0$)

5.4.2 Soft-Soil Model

Bu model yumuşak zeminlerin davranışını modellemek için geliştirilmiş izotropik, elasto-plastik şekil değiştirme pekleşmeli bir modeldir. Herhangi bir düzlemde akma fonksiyonu izotropik gerilmelere göre elips şeklindedir. Modelin bazı özellikleri aşağıda özetlenmiştir.

- Gerilme bağımlı rijitlik
- Birincil yükleme ve boşaltma-tekrar yükleme arasındaki ayırım
- Ön konsolidasyon gerilmesi için hafıza
- Mohr-Coulomb kriterine göre göçme davranışı

Modeli tanımlamak için toplam 7 zemin parametresine gereksinim vardır. Bunlar Mohr-Coulomb modelinde olduğu gibi göçme parametreleri c' , ϕ' , ψ modifiye izotropik sıkışma indisi λ^* , modifiye şişme indisi κ^* , M parametresi ve v_{ur} boşaltma-tekrar yükleme Poisson oranıdır. Bu parametreler, sıkışma indeksi (C_c), şişme indeksi (C_s), Cam-Clay parametreleri λ , κ ve boşluk oranı (e) değerleri kullanılarak aşağıdaki eşitlikler yardımı ile bulunmaktadır.

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \quad \text{veya} \quad \lambda^* = \frac{\lambda}{(1+e)} \quad (5.3)$$

$$\kappa^* = 1.3 \left(\frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}} \right) \frac{C_s}{(1+e)} \quad \text{veya} \quad \kappa^* = \frac{\kappa}{(1+e)} \quad (5.4)$$

M parametresi normal konsolide durumda yanal zemin basıncı katsayısı $K_o^{(nc)}$ 'ye bağlı olarak değişmektedir ve anlamı orijinal Cam-Clay teorisindeki M'den farklıdır. Bu modelde göçme kritik durumla ilişkili değildir ve göçme Mohr-Coulomb parametreleri ile tanımlanmaktadır. Boşaltma tekrar yükleme Poisson oranının değeri ise 0.10-0.20 arasında değişmekte olup bu çalışmada 0.15 olarak alınmıştır. Hesaplarda, konsolidasyon analizlerinde permeabilitenin değişimi e -log k ilişkisi ile non-lineer olarak kullanılmıştır. Bu değişim c_k katsayısı ile göz önüne alınmıştır. Çalışmada c_k katsayısının değeri başlangıç boşluk oranının yarısı alınmıştır ($0.5e_o$). Soft-Soil modelde akma fonksiyonu 5.5 eşitliği ile tanımlanmaktadır ve modelde sadece birincil sıkışmadaki plastik hacimsel şekil değiştirmeler hesaplanabilmekte ve akma konturları bir başlık olarak tariflenmektedir.

$$f = \ddot{f} - p_p \quad (5.5)$$

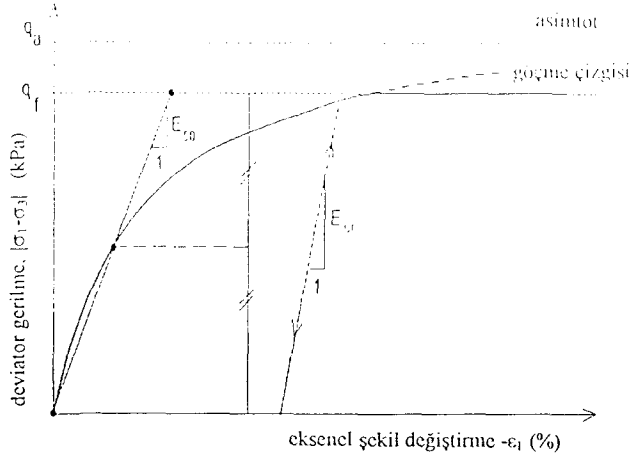
Burada \ddot{f} gerilme durumunun bir fonksiyonudur. Ön konsolidasyon basıncı p_p ise plastik şekil değiştirmelerin bir fonksiyonudur.

5.4.3 Hard Soil Model

Drenajlı üç eksenli deneyin özel bir durumunda, aksenal şekil değiştirme ile deviatorik gerilme arasında tanımlanan ilişki bir hiperbol ile modellenenbilir. Bu ilişki Duncan ve Chang (1970), tarafından hiperbolik model olarak tanımlanmıştır. Hard-Soil model hiperbolik modelin yerini almış gelişmiş bir bünye modelidir. Modelde plastisite teorisi kullanılmış, zeminin genişmesi dikkate alınmış ve akma bir akma başlığı ile tanımlanmıştır. Bu model kum, çakıl gibi kohezyonsuz zeminlerde ve çok aşırı konsolide kohezyonlu zeminlerde kullanılmaktadır. Bu zeminlerde yumuşak zeminlerin aksine yükleme altında önemli hacim değişiklikleri meydana gelmemektedir. Bu zeminler deviatorik yüklemeye maruz kaldıkları zaman rijitlik azalır ve plastik şekil değiştirmeler gelişmeye başlar. Modelin bazı temel özellikleri aşağıda özetlenmiştir.

- m üst sayısına göre gerilme bağımlı rijitlik
- Deviatorik gerilme-şekil değiştirme arasında hiperbolik ilişki
- Deviatorik yükleme ve boşaltma / tekrar yükleme arasında ayırım
- Mohr-Coulomb modeline göre göçme davranışı

Modeli tanımlamak için toplam 8 zemin parametresine gereksinim vardır. Bunlar Mohr-Coulomb modelinde olduğu gibi göçme parametreleri c' , ϕ' , ψ , Mohr-Coulomb modelindeki sabitlere benzeyen E_{50}^{ref} ve v_{ur} ile ve Hard-Soil model için ihtiyaç duyulan E_{ur}^{ref} , m ve R_f parametreleridir. Burada E_{50}^{ref} birinci yükleme için Secant modülü ve v_{ur} ise boşaltma-tekrar yükleme Poisson oranıdır. E_{50}^{ref} boşaltma-tekrar yükleme için p^{ref} referans gerilmesine göre referans Young Modülü'dür. Referans çevre basıncı, p^{ref} genellikle $p^{ref}=100$ kPa alınmaktadır. Birçok pratik durumda $E_{50}^{ref}=E_i^{ref}$ olarak alınabilir (Şekil 5.5).



Şekil 5.5 Standart bir üç eksenli basınç deneyi için birincil yüklemde hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis 7, Manual 1997)

E_i^{ref} referans çevre basıncına (p^{ref}) göre belirlenene Young Modülü'dür. m ise gerilme bağımlılığın miktarını belirleyen indistir. R_f ise göçme oranı olarak tanımlanmaktadır ve değeri genellikle 1'den küçüktür.

Standart drenajlı üç eksenli üç eksenli deneydeki gerilme izleri göz önünde bulundurulduğu zaman bu model hiperbolik modeldekine benzer şekilde hiperbolik gerilme-şekil değiştirme eğrisini verir. Ancak bu modelin hiperbolik modelden farkı olarak plastik şekil değiştirmeleri veren bir akma fonksiyonunun modelde olmasıdır.

$$f = \ddot{f} - \gamma^p \quad (5.6)$$

Burada \ddot{f} gerilmelerin bir fonksiyonudur ve γ^p plastik şekil değiştirmelerin bir fonksiyonudur. Plastik şekil değiştirmelere ek olarak model elastik şekil değiştirmeleri de hesaba katmaktadır. Plastik şekil değiştirmeler sadece birincil yüklem durumunda meydana gelirken, elastik şekil değiştirmeler hem yüklem hem de boşaltma-tekrar yüklem durumlarında meydana gelmektedir.

6. NÜMERİK ANALİZ SONUÇLARI ve KARŞILAŞTIRMALAR

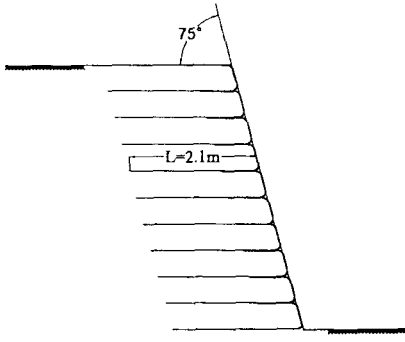
Bu bölümde geotekstil donatılı istinat yapılarının ve şevlerin PLAXIS programı kullanılarak gerçekleştirilen sonlu elemanlar analizleri sonuçları sunulmuştur. Elde edilen sonuçlar limit denge analizleri sonuçları veya arazi ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. Bu amaçla ilk olarak farklı yüzey eğimine sahip şevler üzerinde limit denge ve sonlu elemanlar analizleri yapılmış ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. İkinci olarak ise yumuşak temel zemini üzerine inşa edilen geotekstil donatılı test dolgusunun sonlu elemanlar analizi yapılmış ve sonuçlar araziden elde edilen değerlerle karşılaştırılmıştır. Çalışmada son olarak prekast betonarme panel kaplamaların kullanıldığı, performansı ölçüm aletleri ile gözlemlenmiş, geotekstil donatılı dik bir istinat yapısının sonlu elemanlar analizi yapılmış ve ölçüm sonuçları ile analiz sonuçları karşılaştırılmıştır.

6.1 Sonlu Elemanlar Analizleri ile Limit Denge Analizleri Sonuçlarının Karşılaştırılması

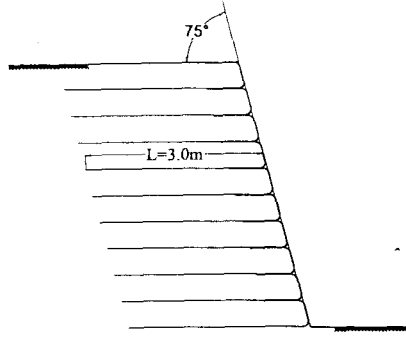
İlk aşamada, geotekstil donatılı şevlerin tasarımında yaygın olarak kullanılan limit denge analiz yöntemi ile sonlu elemanlar analiz yöntemi sonuçlarının karşılaştırması amaçlanmıştır. Karşılaştırmalar, bu iki farklı yöntemle belirlenen potansiyel göçme yüzeylerinin yerleri ve geotekstil donatılara etkileyen çekme kuvvetleri arasında yapılmıştır. Analizlerde San, Leshchinsky ve Matsui'nin (1994) gerçekleştirdiği benzer bir çalışmadaki örnek üzerinde çalışılmıştır. Limit denge analizleri Leshchinsky (1997) tarafından geliştirilmiş ENKASLOPE programı kullanılarak yapılmıştır. Sonlu elemanlar analizleri ise geoteknik mühendisliği problemlerinin sonlu elemanlar analizi için geliştirilmiş PLAXIS programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

Çalışmada üç farklı şev eğimi ve iki farklı dolgu malzemesi kullanılarak altı farklı model üzerinde analizler gerçekleştirilmiştir. Analizleri gerçekleştirilen şevlerin geometrisi Şekil 6.1'de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere tüm şevlerin yüksekliği eşit olup, $H=5m$ olarak alınmıştır. Ayrıca donatı malzemesi olarak 0.5m ara ile yerleştirilmiş eşit boyda 10 adet geotekstil kullanılmıştır. Her model için kullanılan geotekstil donatı boyu farklı olup bu boylar, San, Leshchinsky ve Matsui'nin (1994) çalışmalarında kullandıkları limit denge analiz programı STRATA-SLOPE programında güvenlik sayısı, $FS=1$, elde edilecek şekilde, hesaplanan donatı boylarına eşit alınmıştır.

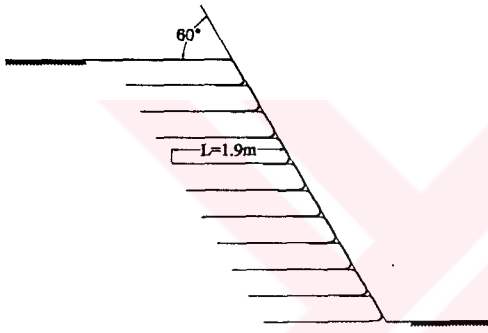
Seçilmiş granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı modeller MODEL S1, S2 ve S3, düşük kaliteli dolgu malzemesinin kullanıldığı modeller ise MODEL G1, G2 ve G3 olarak isimlendirilmiştir. Analizlerde örnek çalışmadaki ile aynı zemin parametreleri kullanılmıştır



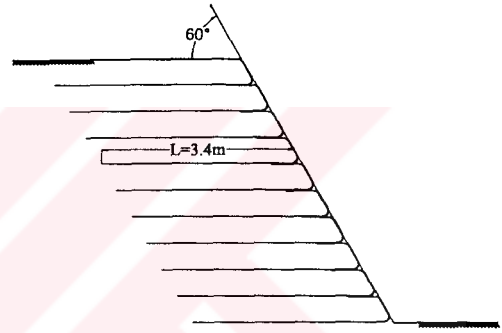
(a) MODEL S1



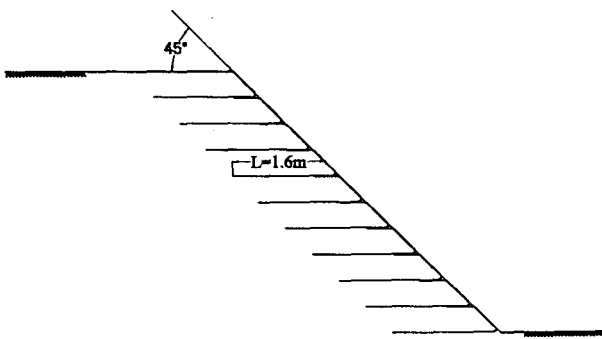
(d) MODEL G1



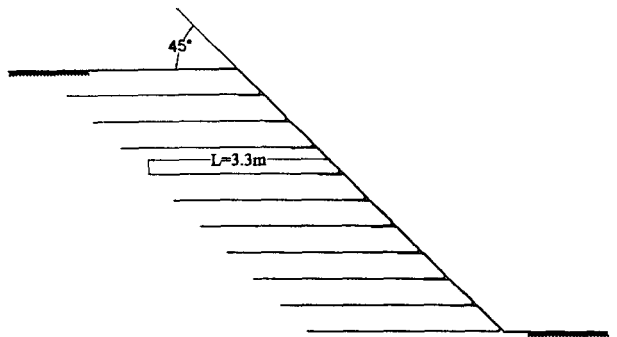
(b) MODEL S2



(e) MODEL G2



(c) MODEL S3



(f) MODEL G3

Şekil 6.1 Analizi yapılan model şevlerin geometrileri.

(Tablo 6.1). San, Leshchinsky ve Matsui (1994) sonlu elemanlar analizlerinde dolgu ve temel zeminini modellemek için Duncan ve Chang (1970) tarafından geliştirilen hiperbolik modelden faydalanmışlardır. Bu çalışmada PLAXIS programı ile gerçekleştirilen analizlerde, hiperbolik modelin yerini almış gelişmiş bir bünye modeli olan Hard-Soil model kullanılmıştır.

Zemin ile geotekstil donatı arasındaki etkileşimi modellemek amacıyla kullanılan ara yüzey katsayısını belirlemek oldukça zor olduğundan, farklı katsayılar kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Yapılan analizler sonucunda analizlerde dikkate alınan dolgu malzemeleri için ara yüzey katsayısının 0.5 alınmasının uygun olacağı anlaşılmıştır.

Analizlerde dolgu ve temel zemin için aynı parametreler kullanılmıştır. PLAXIS programında zeminini modellenmesinde 6 düğüm noktasından oluşan üçgen elemanlar kullanılmış ve düzlem şekil değiştirme durumunun geçerli olduğu kabul edilmiştir.

Geotekstil donatılı şevlerin ön yüzündeki bohçalama kısımlarının modellenmemesinin sonlu elemanlar analizleri sonuçlarını ne şekilde etkileyeceğini görmek amacıyla, öncelikle bohçalama kısımlarının modellenmediği şevler üzerinde analizler gerçekleştirilmiştir. Yapılan analizler sonucunda bohçalama kısımlarının modellenmemesi durumunda duvarın ön yüzünde gerçek yapılarda gözlenen farklı deformasyonların meydana geldiği ve yapının gerçek davranışından uzaklaştığı görülmüştür. Ayrıca bohçalama kısımlarının modellendiği şevlerde göçme yüzeyleri ile kesişen bindirme kısımlarının da aksenel yük aldığı, dolayısı ile bu kısımların kısa ek donatı gibi davrandığı görülmüştür. Bu nedenle yapının davranışının doğru olarak anlaşılabilmesi açısından bu kısımların da modellenmesi gerektiği sonucuna varılmıştır.

Arazide geotekstil donatılı yapılar tabakalar halinde geotekstilin serilmesi ve üzerine dolgu teşkil edilmesi şeklinde kademeli olarak gerçekleştirilmektedir. Şevin kademeli olarak inşa edilmesi, dolgu ve temel zemin içerisinde oluşacak gerilmelerle şekil değiştirmeler üzerinde etkili olmaktadır. Bu nedenle analizlerde bu durumu modellemek amacıyla PLAXIS programındaki kademeli inşaat (stage construction) hesap modelinden faydalanılmıştır ve dolgu 50cm'lik tabakalar halinde inşa ediliyormuş gibi modellenmiştir.

San, Leshchinsky ve Matsui (1994) yapmış oldukları çalışmada, limit denge analizleri sonuçları ile sonlu elemanlar analizleri sonuçlarını doğru olarak karşılaştırabilmek için, ilk önce güvenlik sayısını, $FS=1$ olarak STRATA-SLOPE programı ile donatılı şevlerin tasarımını gerçekleştirmişlerdir. Sonlu elemanlar analizlerinde ise bu şekilde güvenlik sayısı

Tablo 6.1 PLAXIS programı ile sonlu elemanlar analizleri yapılırken kullanılan parametreler.

DOLGU MALZEMESİ	Mode	H(m)	β°	DOLGU VE TEMEL ZEMİNİ MALZEME PARAMETRELERİ							GEOTEKSTİL DONATI ÖZELLİKLERİ			
				$\gamma(\text{kN/m}^3)$	\emptyset°	c(kN/m ³)	E_{50}^{ref}	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	R_f	m	A.K.	EA(kN/m)	$S_v(\text{m})$	$L(\text{m})$
SEÇME GRANÜLER	S1	5	75	20	35	1	10000	212000	0.91	0.54	0.5	205	0.5	2.1
	S2	5	60	20	35	1	10000	212000	0.91	0.54	0.5	205	0.5	1.9
	S3	5	45	20	35	1	10000	212000	0.91	0.54	0.5	205	0.5	1.6
DÜŞÜK KALİTEDE	G1	5	75	20	20	3	14750	109000	0.90	0.65	0.5	205	0.5	3.0
	G2	5	60	20	20	3	14750	109000	0.90	0.65	0.5	205	0.5	3.4
	G3	5	45	20	20	3	14750	109000	0.90	0.65	0.5	205	0.5	3.3

Burada; H: Donatılı duvar yüksekliği

 β : Şev yüzey eğimi γ : Zeminin birim hacim ağırlığı

m: Gerilme bağımlılığın miktarını

 \emptyset : Zeminin içsel sürtünme açısı

c: Zeminin kohezyonu

A.K.: Ara yüzey katsayısı

EA: Geotekstil donatı aksinel sertliği

 S_v : Geotekstil donatı aralığı

L: Geotekstil donatı boyu

 E_{50}^{ref} : Başlangıç referans Secant modülü $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$: Boşaltma tekrar yüklenme referans Secant modülü

m: Gerilme bağımlılığın miktarını belirleyen indis

 $E_{50}^{\text{ref}}=0.5(Kp^{\text{ref}})$ $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}=K_{\text{ur}}p^{\text{ref}}$ p^{ref} : Referans çevre basıncıK, K_{ur} : Hiperbolik model

parametreleri

l'e eşit alınarak belirlenen boyda donatılar içeren şevler üzerinde analizler gerçekleştirilmiştir. PLAXIS ve ENKASLOPE programları ile analizler yapılırken de bu şekilde STRATA-SLOPE programı ile belirlenen geotekstil donatı boyları kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. PLAXIS ile gerçekleştirilen sonlu elemanlar analizlerinde Phi-c azaltma (Phi-c reduction) analizleri yapılarak tüm modeller için göçme anı ve göçmeye karşı güvenlik katsayısı belirlenmiştir.

ENKASLOPE programı ile gerçekleştirilen limit denge analizlerinde kullanılan parametreler Tablo 6.2'de verilmiştir. Limit denge analizlerinde sıyırılma ve doğrudan kayma için kullanılan C_i ve C_{ds} parametreleri ise STRATA-SLOPE programında kullanılan değerler alınmıştır. Araştırmacılar bu değerlerin belirlenmesi amacıyla sıyırılma ve kesme kutusu deneylerinden faydalanmışlardır. ENKASLOPE programı ile gerçekleştirilen limit denge analizlerinde donatılı yapının göçmesine neden olabilecek üç farklı göçme mekanizmasına ait göçme yüzeyleri elde edilmektedir. Bu göçme yüzeylerinden ilki iç stabilite analizlerinde donatı kopması veya sıyırılması sonucu oluşan ve donatılı kısım içerisinde yer alan kritik göçme yüzeyidir (tieback failure surface). İkincisi ise şev topuğundan başlayıp donatılı kısım içerisinde geçerek donatısız kısımda devam eden birleşik (compound) göçme yüzeyidir. Üçüncü tip göçme yüzeyi ise donatılı kütlede, arkasındaki donatısız kesimden gelecek yanal itkilerin etkisiyle en alt donatı üzerinde kayması sonucu oluşabilecek doğrudan kayma (direct sliding) göçme yüzeyidir.

Sonlu elemanlar analizleri sonucunda, limit denge durumundaki şevde oluşan yer değiştirmeler, kayma şekil değişimi dağılımları ve donatılarda oluşan maksimum aksel kuvvetler hesaplanmıştır. MODEL S1 şevinde oluşan maksimum toplam yer değiştirmeler, Şekil 6.2 (a)'da yer değiştirme vektörleri ile, Şekil 6.2 (b)'de ise farklı renk tonları ile gösterilmiştir. Aynı şekiller üzerinde limit denge analizinde değişik göçme durumları için belirlenen göçme yüzeyleri de gösterilmiştir. Şekil 6.2 (c)'de ise kademeli inşaat sırasında şevde oluşan maksimum yer değiştirme artışlarının dağılımı gösterilmiştir.

Donatılı zemin dolgusunun inşaatı sırasında şev içinde kayma şekil değiştirmeleri meydana geldiği ve bunların dağılımının kayma yüzeyi oluşumu ve geometrisi üzerinde etkili olduğu bilinmektedir. MODEL S1 şevinde PLAXIS ile hesaplanan maksimum kayma şekil değiştirmeleri dağılımı Şekil 6.2 (d)'de eşit şekil değiştirme noktalarını gösteren kontur çizgileri ile, Şekil 6.2 (e)'de ise farklı renk tonları ile gösterilmiştir. Aynı şekiller üzerinde limit denge analizleri ile belirlenen göçme yüzeyleri de gösterilmiştir.

Tablo 6.2 ENKASLOPE programı ile limit denge analizleri yapılırken kullanılan parametreler.

Model	H(m)	β°	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	\emptyset°	c(kN/m ³)	C _i	C _{ds}	S _v (m)	L(m)
S1	5	75	20	35	1	0.8	1.0	0.5	2.1
S2	5	60	20	35	1	0.8	1.0	0.5	1.9
S3	5	45	20	35	1	0.8	1.0	0.5	1.6
G1	5	75	20	20	3	0.8	1.0	0.5	3.0
G2	5	60	20	20	3	0.8	1.0	0.5	3.4
G3	5	45	20	20	3	0.8	1.0	0.5	3.3

Burada; H: Donatılı duvar yüksekliği

 β : Şev yüzey eğimi γ : Zeminin birim hacim ağırlığı \emptyset : Zeminin içsel sürtünme açısı

c: Zeminin kohezyonu

C_i: Sıyırılma katsayısıC_{ds}: Doğrudan kayma katsayısıS_v: Geotekstil donatı aralığı

L: Geotekstil donatı boyu

Donatılı şevlerde meydana gelen yer değiştirme ve şekil değiştirme seviyelerine bağlı olarak, donatılar çekme gerilmelerinin etkisi altında kalmaktadır. MODEL S1 şevinde limit denge durumunda donatılara etkiyeceği hesaplanan maksimum eksenel kuvvetler Şekil 6.2 (f)'de gösterilmiş, sonlu elemanlar analizi (PLAXIS) ve limit denge analizi (ENKASLOPE) sonuçları karşılaştırılmalı olarak verilmiştir.

Bu çalışmada incelenen diğer model şevler, (Şekil 6.1), için benzer şekilde sonlu elemanlar analizleri ve limit denge analizleri yapılmıştır. Analizler sonucu belirlenen yer değiştirme ve kayma şekil değiştirmesi dağılımları ile geotekstil donatılara etkileyen eksenel kuvvetler Analizler sonucu belirlenen toplam deformasyonlar, kayma deformasyonları ve geotekstillere etkileyen kuvvetler MODEL S2 için Şekil 6.3 (a-f)'de, MODEL S3 için Şekil 6.4 (a-f)'de, MODEL G1 için Şekil 6.5(a-f)'de, MODEL G2 için Şekil 6.6 (a-f)'de ve MODEL G3 içinse Şekil 6.7 (a-f)'de verilmiştir.

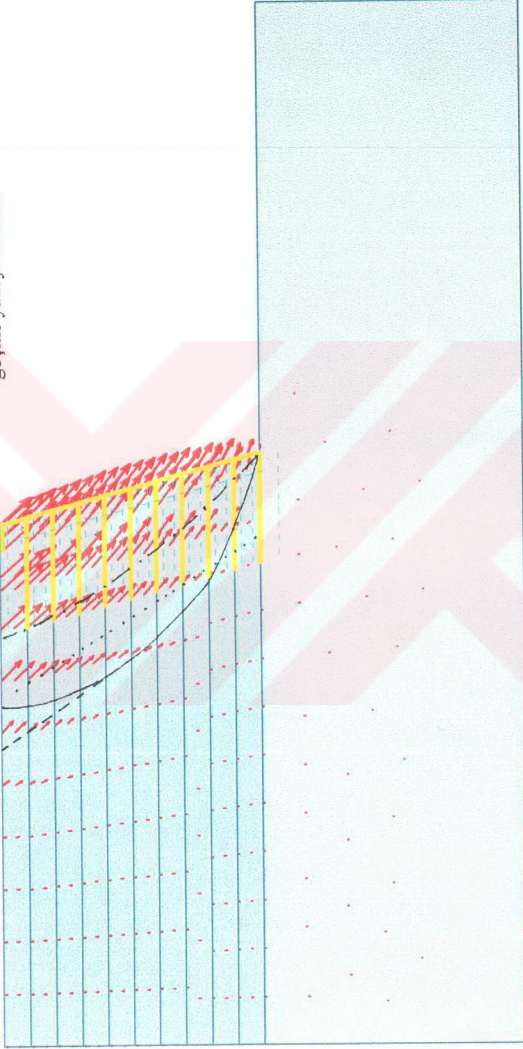
Tablo 6.3'te PLAXIS ve ENKASLOPE programları ile gerçekleştirilen analizler sonucu elde edilen güvenlik sayıları ve geotekstil donatılara etkileyen maksimum çekme kuvvetleri verilmiştir. Tabloda ayrıca San, Leshchinsky ve Matsui'nin (1994) gerçekleştirdikleri sonlu elemanlar analizleri ve STRATA-SLOPE programı ile limit denge analizleri sonucunda elde ettikleri değerlere de yer verilmiştir.

Şev eğimi 75° olan ve seçme granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı S1 modelinde, meydana gelen toplam deformasyonlar (Şekil 6.2 (a) ve (b)) ve toplam deplasman artışları (Şekil 6.2 (c)) incelendiği zaman limit denge analizlerinde belirlenen birleşik göçme yüzeyinin $0.4H$ yüksekliğine kadar olan kısmı ile bu kısmın uç noktasından, yine limit denge analizlerinde belirlenen doğrudan kayma yüzeyine paralel olarak çizilecek bir doğrunun oluşturduğu yüzeyin deformasyonların başlangıcı için bir sınır teşkil ettiği görülmektedir. Buradan da görüleceği üzere şevde göçme bu yüzey boyunca gerçekleşmektedir. Kayma deformasyonları artışlarının da belirlenen bu yüzey boyunca meydana gelmesi göçmenin bu yüzey boyunca meydana geldiğini doğrulamaktadır.

Şekil 6.2 (d) ve (e)'den de görüleceği üzere göçme anında şev topuğundan $0.4\text{--}0.5H$ yüksekliğindeki donatıların uç kısımlarda ve şev topuğunda kayma deformasyonlarında önemli artışlar gerçekleşmektedir. Burada, şevde göçmenin şev topuğundan $0.4H\text{--}0.5H$ yükseklikteki geotekstil donatıların sıyırılması ve şev topuğuna yakın donatıların ön kısımlarında aşırı deformasyonlar oluşması sonucu meydana geldiği görülmektedir.

- ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:
- · - · - · İç stabilite (Tieback)
 - Doğrudan kayma (Direct Sliding)
 - Birleşik göçme (Compound)
 - - - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum toplam deplasman 16.4 cm

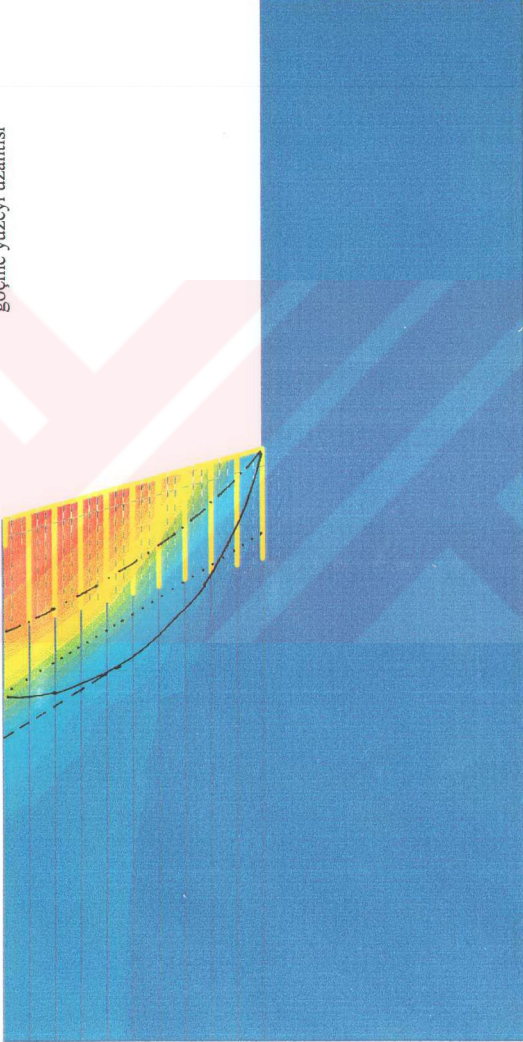
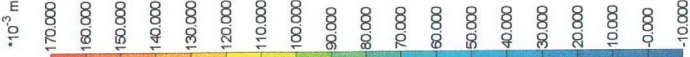


Şekil 6.2 (a) MODEL S1 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasmanlar ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Oklarla vektörel gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:

- - - - İç stabilize (Tieback)
- Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum toplam deplasman 16.4 cm

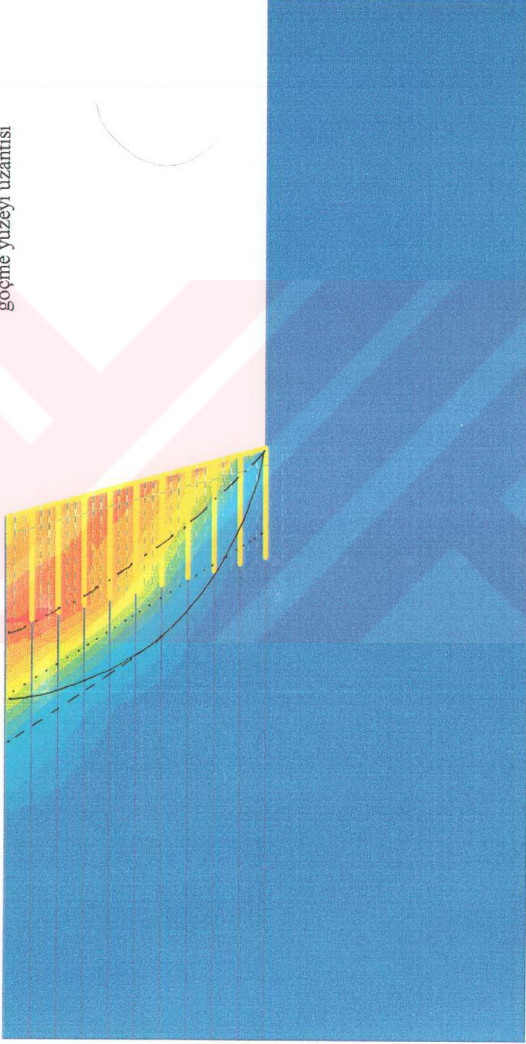


Şekil 6.2 (b) MODEL S1 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasmanlar ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:

- - - - İç stabilize (Tieback)
- Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

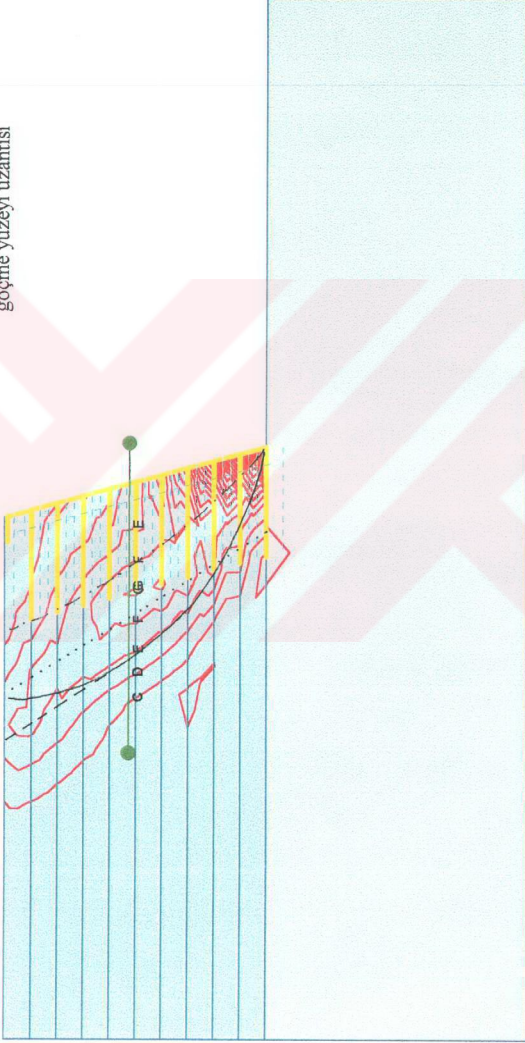
Maksimum toplam deplasman artışı 0.5 cm



Şekil 6.2 (c) MODEL S1 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasman artışları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:
 - - - - - İç stabilite (Tieback)
 ······ Doğrudan kayma (Direct Sliding)
 — Birleşik göçme (Compound)
 - - - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum kayma deformasyonu %17.5



Şekil 6.2 (d) MODEL S1 için PLAXIS programından elde edilen kayma deformasyonları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Kontur çizgileri ile gösterim)

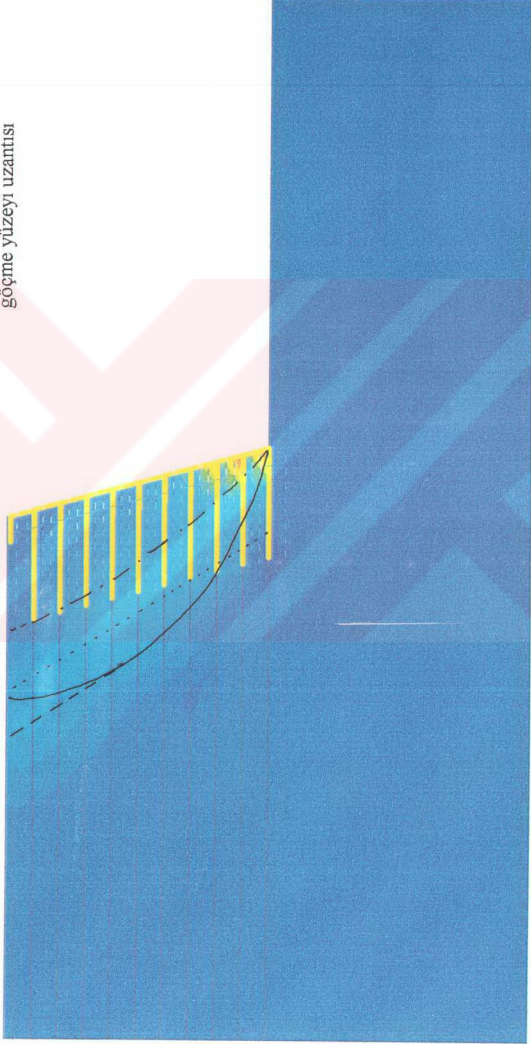
[%

- A : -1.000
 B : 0.000
 C : 1.000
 D : 2.000
 E : 3.000
 F : 4.000
 G : 5.000
 H : 6.000
 I : 7.000
 J : 8.000
 K : 9.000
 L : 10.000
 M : 11.000
 N : 12.000
 O : 13.000
 P : 14.000
 Q : 15.000
 R : 16.000
 S : 17.000
 T : 18.000

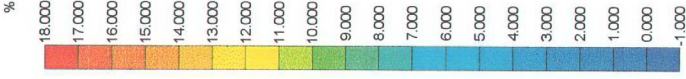
ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:

- İç stabilite (Tieback)
- Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum kayma deformasyonu %17.5



Şekil 6.2 (e) MODEL S1 için PLAXIS programından elde edilen kayma deformasyonları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)



GEOTEKSTİL DONATILARA ETKİYEN MAKSİMUM KUVVETLER

GEOTEKSTİL NO	YÜKSEKLİK (m)	PLAXIS (kN/m)	ENKASLOPE (kN/m)
1	0,0	6,97	8,93
2	0,5	8,86	7,93
3	1,0	7,74	6,92
4	1,5	7,04	5,91
5	2,0	7,62	4,91
6	2,5	7,64	3,91
7	3,0	6,28	2,91
8	3,5	4,64	1,92
9	4,0	2,59	0,91
10	4,5	0,90	0,03

* ENKASLOPE PROGRAMINDAN ELDE EDİLEN DEĞERLER
İÇ STABİLİTE İÇİN GEREKLİ DEĞERLERDİR.

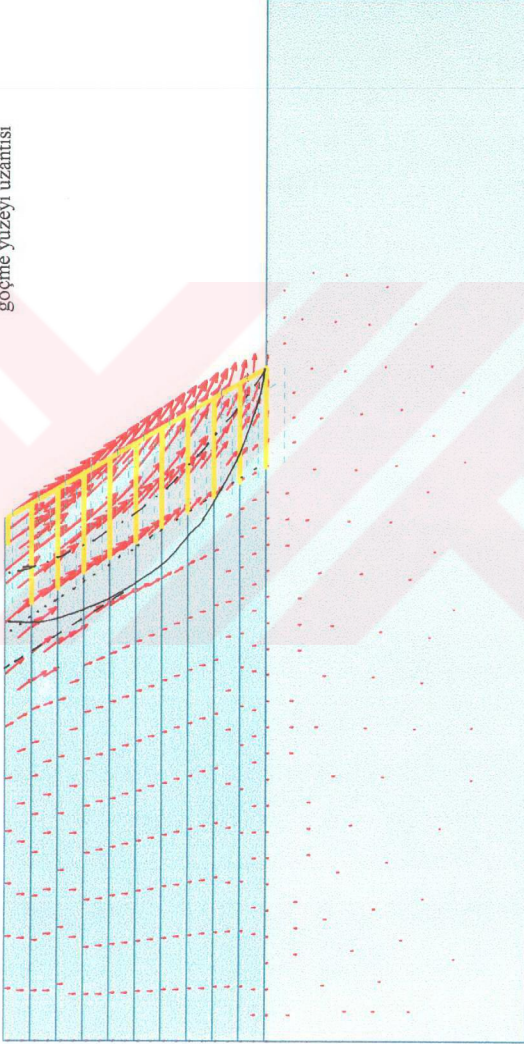


Maksimum aksenal kuvvet 8,86 kN/m

Şekil 6.2 (f) MODEL S1 için PLAXIS programında ve ENKASLOPE programında hesaplanan, göçme anında geotekstil donatılara etkiyen maksimum aksenal kuvvetler.

- ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:
- - - - İç stabilize (Tireback)
 - Doğrudan kayma (Direct Sliding)
 - Birleşik göçme (Compound)
 - - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

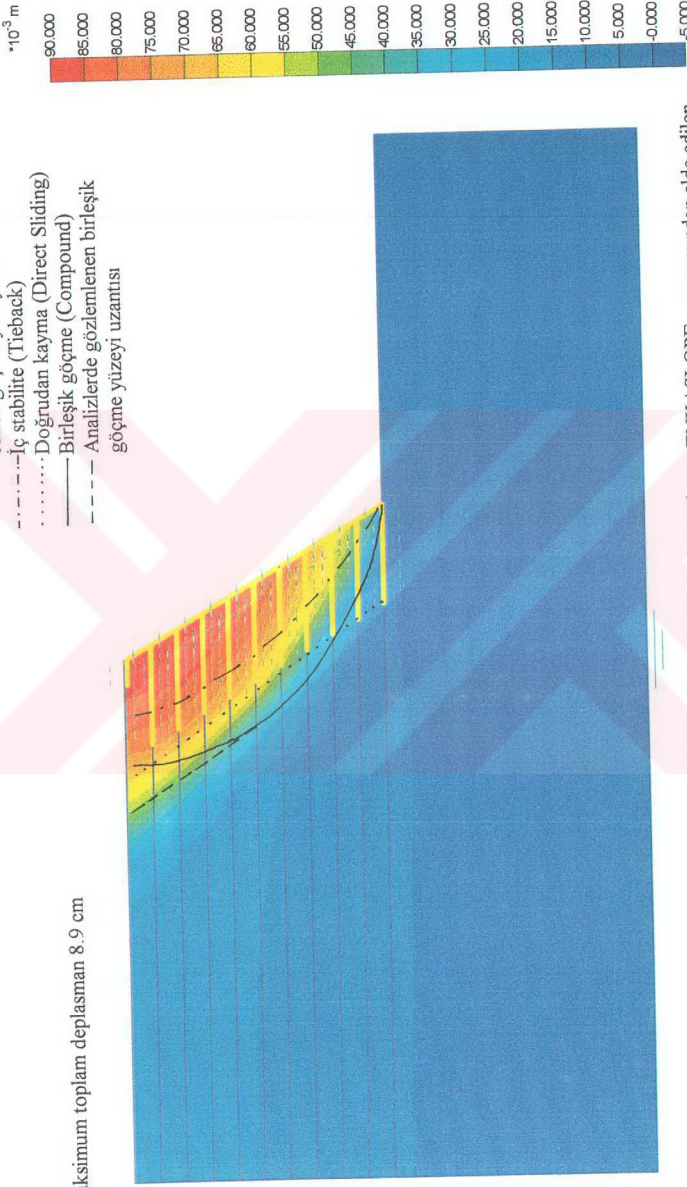
Maksimum toplam deplasman 8,9 cm



Şekil 6.3 (a) MODEL S2 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasmanlar ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Oklarla vektörel gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:
 - - - - İç stabilize (Tieback)
 Doğrudan kayma (Direct Sliding)
 — Birleşik göçme (Compound)
 - - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum toplam deplasman 8.9 cm

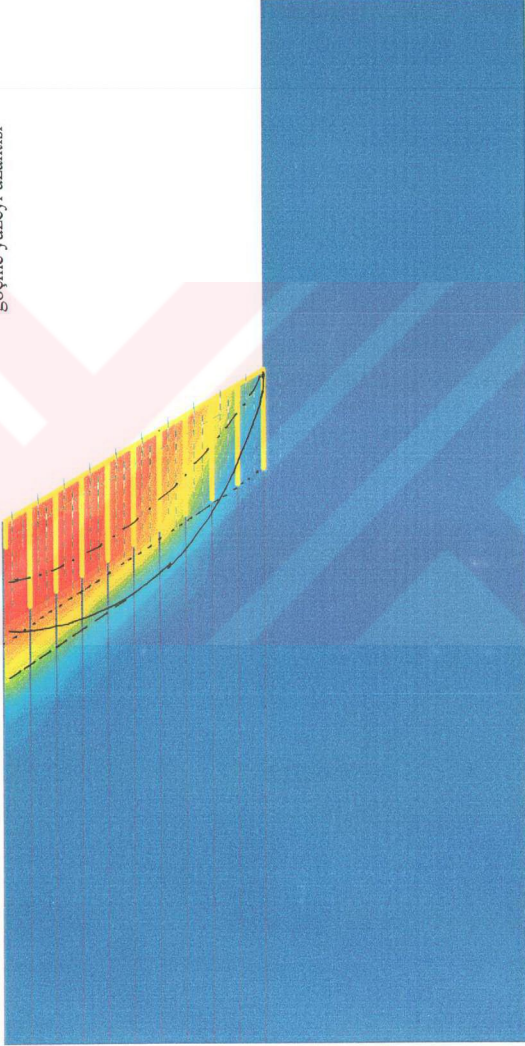


Şekil 6.3 (b) MODEL S2 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasmanlar ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:

- - - İç stabilize (Tieback)
- - - Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- - - Birleşik göçme (Compound)
- - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

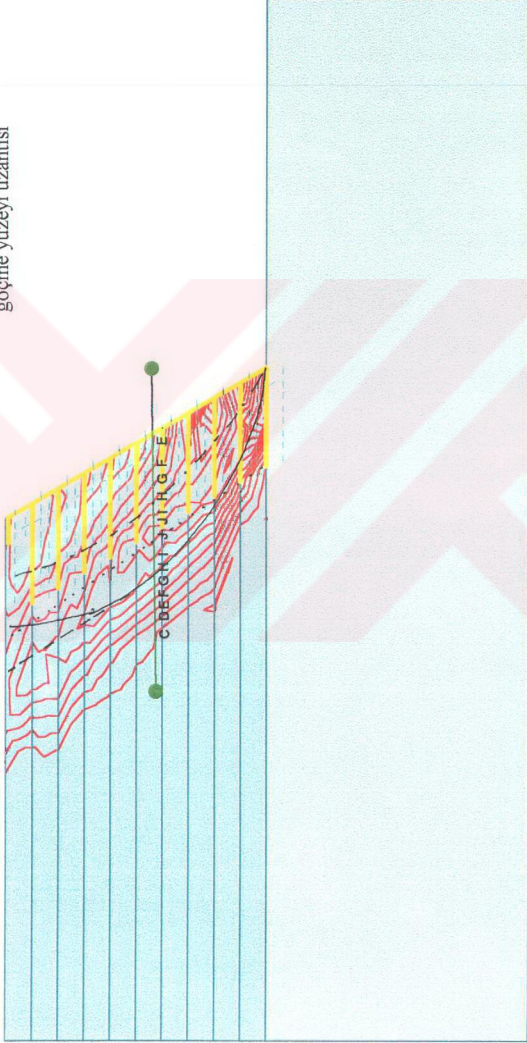
Maksimum toplam deplasman artışı 0.67 cm



Şekil 6.3 (c) MODEL S2 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasman artışları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:
 - - - İç stabilite (Tieback)
 - - - Doğrudan kayma (Direct Sliding)
 - Birleşik göçme (Compound)
 - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum kayma deformasyonu %5.1

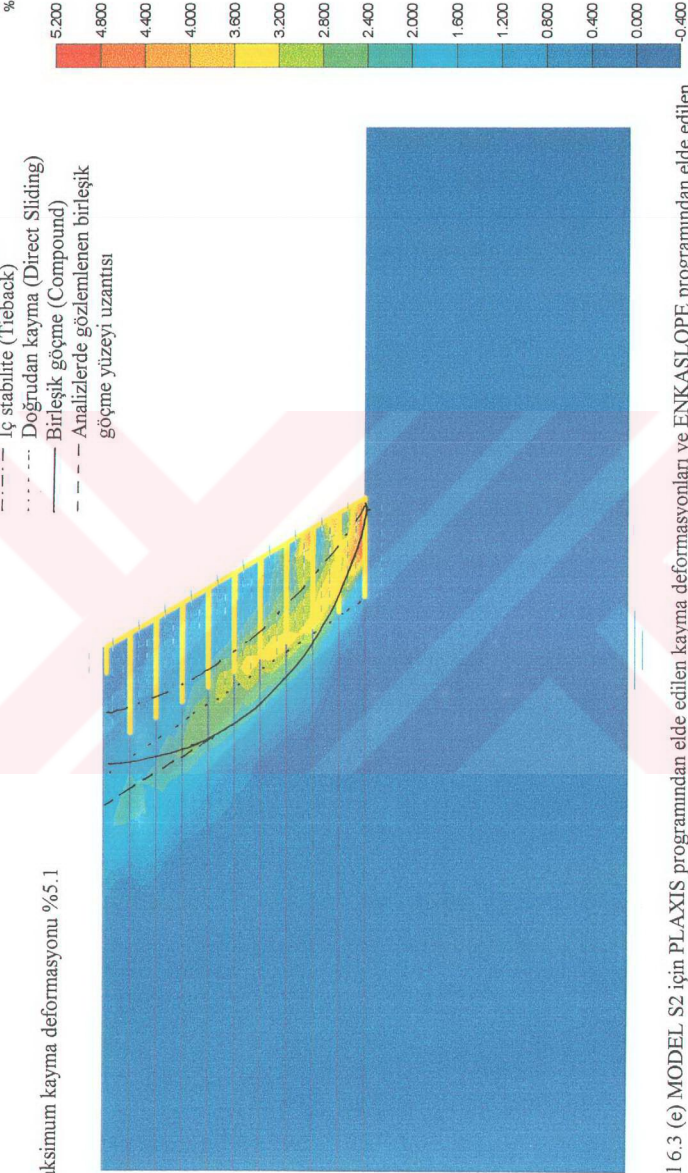


[%
 A : -0.400
 B : 0.000
 C : 0.400
 D : 0.800
 E : 1.200
 F : 1.600
 G : 2.000
 H : 2.400
 I : 2.800
 J : 3.200
 K : 3.600
 L : 4.000
 M : 4.400
 N : 4.800
 O : 5.200

Şekil 6.3 (d) MODEL S2 için PLAXIS programından elde edilen kayma deformasyonları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Kontur çizgileri ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:
 - - - İç stabilize (Trieback)
 - - - Doğrudan kayma (Direct Sliding)
 - Birleşik göçme (Compound)
 - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum kayma deformasyonu %5.1



Şekil 6.3 (e) MODEL S2 için PLAXIS programından elde edilen kayma deformasyonları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

GEOTEKSTİL DONATILARA ETKİYEN MAKSİMUM KUUVETLER

GEOTEKSTİL NO	YÜKSEKLİK (m)	PLAXIS (kN/m)	ENKASLOPE (kN/m)
1	0,0	3,31	4,77
2	0,5	5,43	4,20
3	1,0	5,48	3,62
4	1,5	5,60	3,05
5	2,0	5,32	2,48
6	2,5	4,46	1,91
7	3,0	3,11	1,35
8	3,5	1,77	0,78
9	4,0	0,80	0,11
10	4,5	0,30	0,00

* ENKASLOPE PROGRAMINDAN ELDE EDİLEN DEĞERLER
İÇ STABİLİTE İÇİN GEREKLİ DEĞERLERDİR.

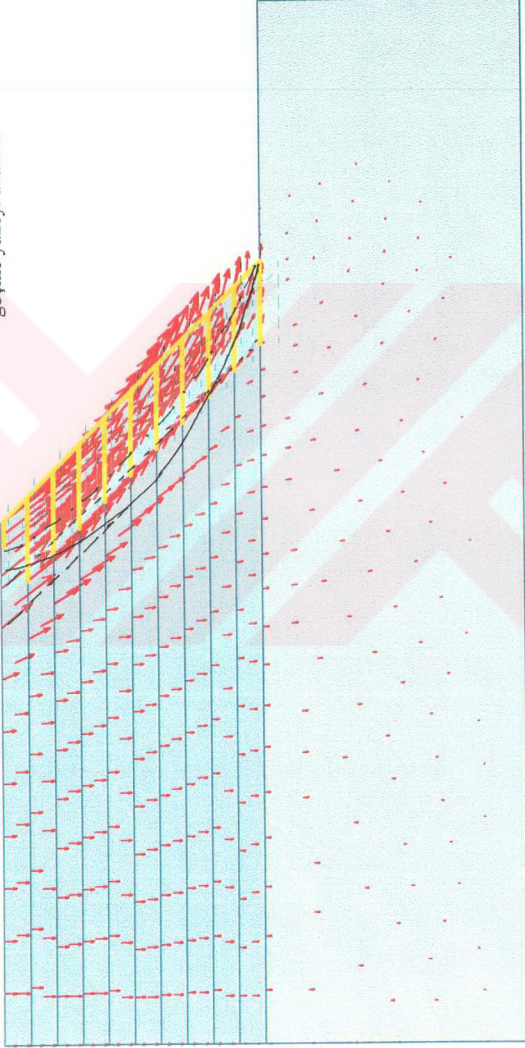


Maksimum eksenel kuvvet 5,60 kN/m

Şekil 6.3 (f) MODEL S2 için PLAXIS programında ve ENKASLOPE programında hesaplanan, göçme anında geotekstil donatılara etkileyen maksimum eksenel kuvvetler.

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:
 - - - - İç stabilite (Tieback)
 - - - - Doğrudan kayma (Direct Sliding)
 - - - - Birleşik göçme (Compound)
 - - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum toplam deplasman 6.2 cm

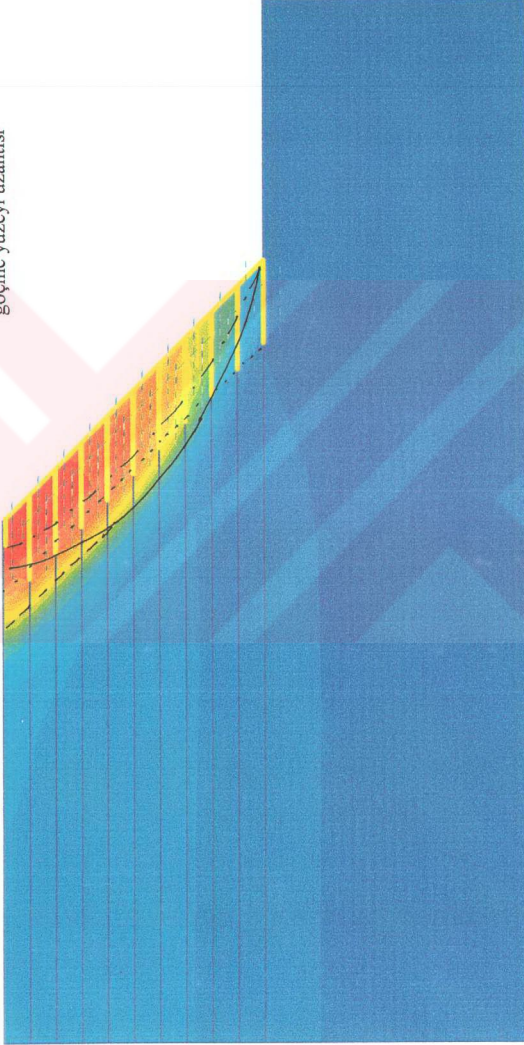
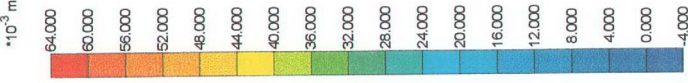


Şekil 6.4 (a) MODEL S3 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasmanlar ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Oklarla vektörel gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:

- - - - İç stabilite (Tieback)
- Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum toplam deplasman 6.2 cm

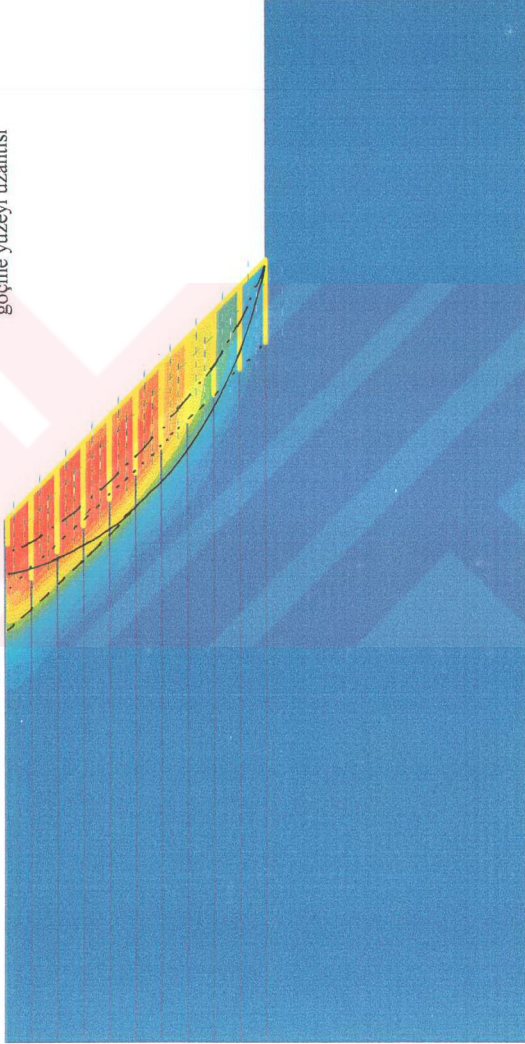


Şekil 6.4 (b) MODEL S3 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasmanlar ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:

- - - İç stabilize (Tieback)
- - - Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

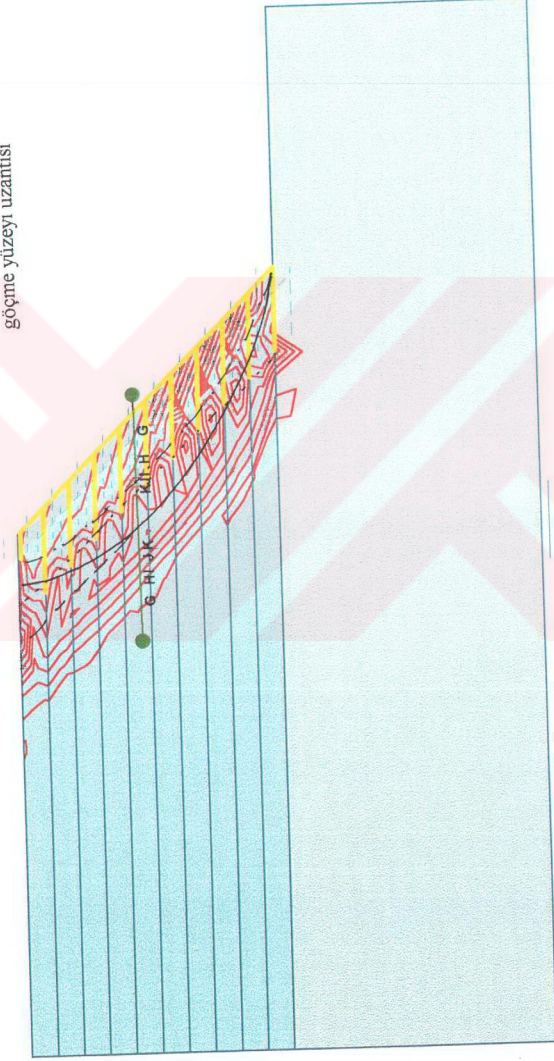
Maksimum toplam deplasman artışı 0.24 cm



Şekil 6.4 (c) MODEL S3 için PL/AXIS programından elde edilen toplam deplasman artışları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:
 - - - - İç stabilite (Tieback)
 Doğrudan kayma (Direct Sliding)
 — Birleşik göçme (Compound)
 - - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum kayma deformasyonu %5,0



Şekil 6.4 (d) MODEL S3 için PLAXIS programından elde edilen kayma deformasyonları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Kontur çizgileri ile gösterim)

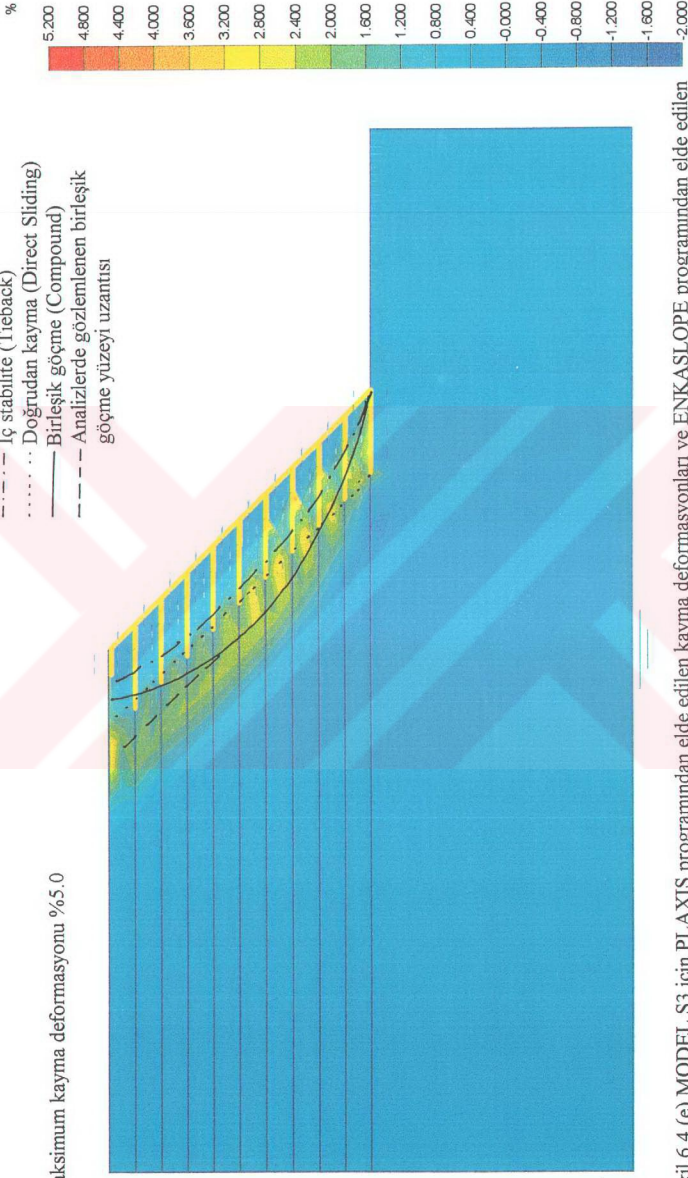
[%]	
A :	-2,000
B :	-1,600
C :	-1,200
D :	-0,800
E :	-0,400
F :	0,000
G :	0,400
H :	0,800
I :	1,200
J :	1,600
K :	2,000
L :	2,400
M :	2,800
N :	3,200
O :	3,600
P :	4,000
Q :	4,400
R :	4,800
S :	5,200

ENKASLOPE programından elde

edilen göçme yüzeyleri:

- - - - İç stabilite (Tieback)
- . . . Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum kayma deformasyonu %5.0

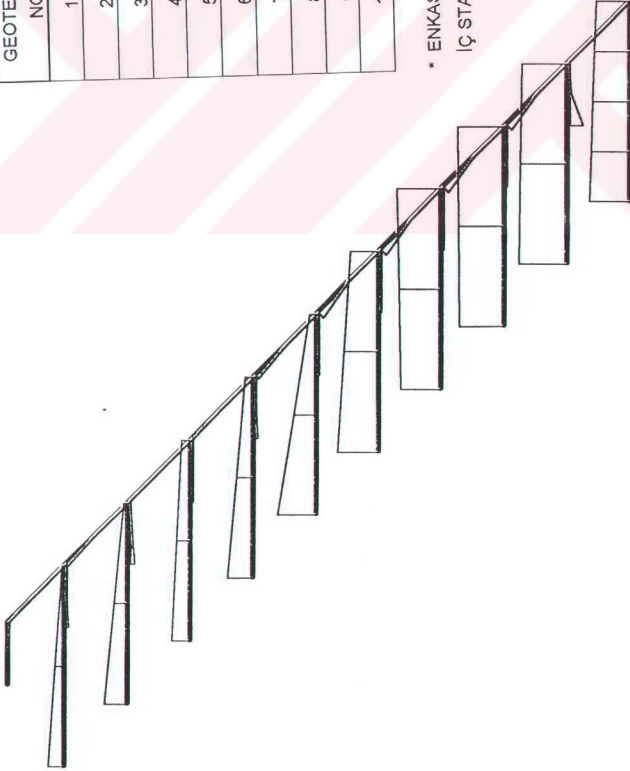


Şekil 6.4 (e) MODEL S3 için PLAXIS programından elde edilen kayma deformasyonları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

GEOTEKSTİL DONATILARA ETKİYEN MAKSİMUM KUVVETLER

GEOTEKSTİL NO	YÜKSEKLİK (m)	PLAXIS (kN/m)	ENKASLOPE (kN/m)
1	0,0	1,88	1,88
2	0,5	2,23	1,43
3	1,0	2,13	1,18
4	1,5	2,06	0,92
5	2,0	1,93	0,67
6	2,5	1,80	0,17
7	3,0	1,19	0,00
8	3,5	0,88	0,00
9	4,0	1,08	0,00
10	4,5	0,79	0,00

* ENKASLOPE PROGRAMINDAN ELDE EDİLEN DEĞERLER
İÇ STABİLİTE İÇİN GEREKLİ DEĞERLERDİR.

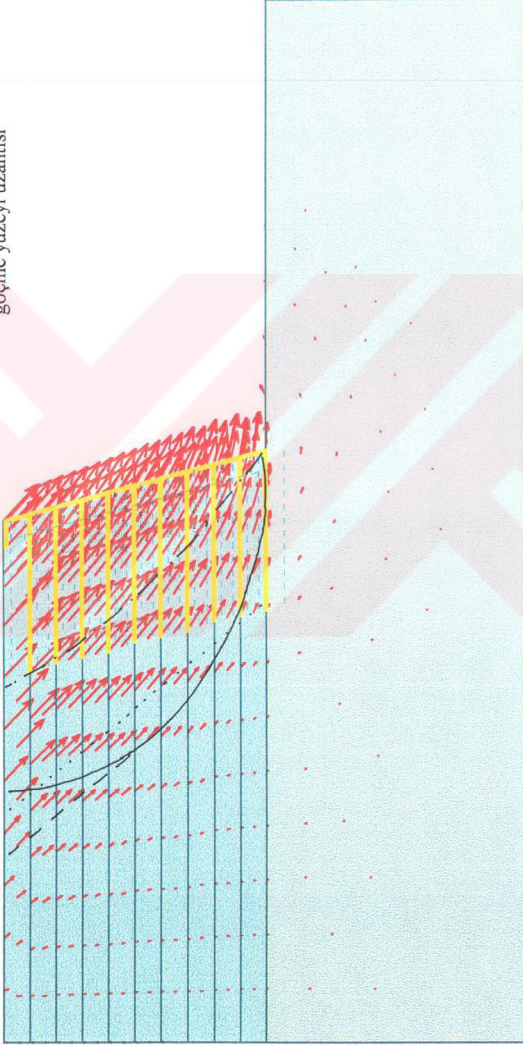


Maksimum eksenel kuvvet 2.23 kN/m

Şekil 6.4 (f) MODEL S3 için PLAXIS programında ve ENKASLOPE programında hesaplanan, göçme anında geotekstil donatılara etkiyen maksimum eksenel kuvvetler.

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:
 - - - - İç stabilite (Tieback)
 - Doğrudan kayma (Direct Sliding)
 - - - - Birleşik göçme (Compound)
 - - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum toplam deplasman 51.4 cm

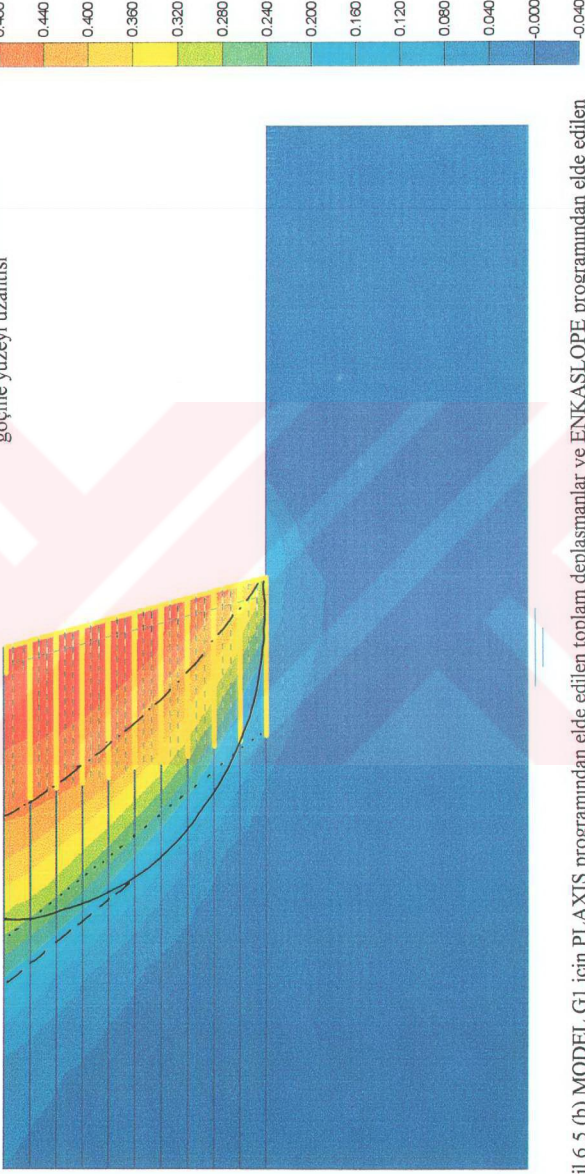


Şekil 6.5 (a) MODEL G1 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasmanlar ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Oklarla vektörel gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:

- - - İç stabilite (Tieback)
- Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum toplam deplasman 51.4 cm

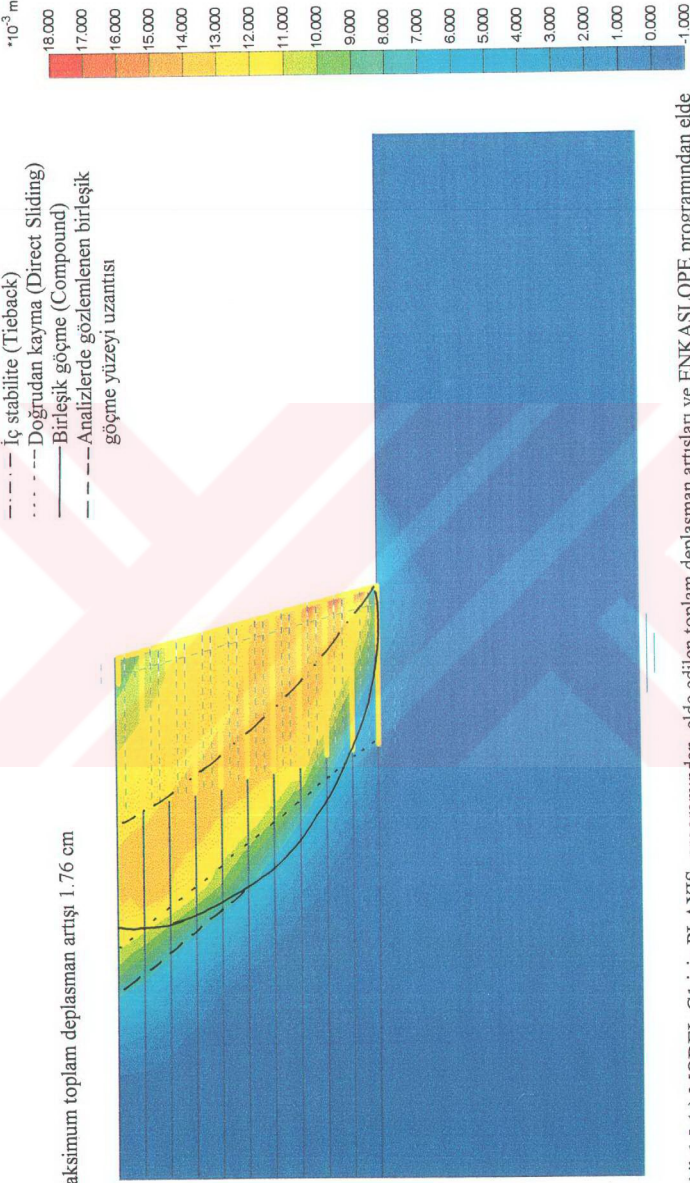


Şekil 6.5 (b) MODEL G1 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasmanlar ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:

- - - - İç stabilite (Tieback)
- - - - Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

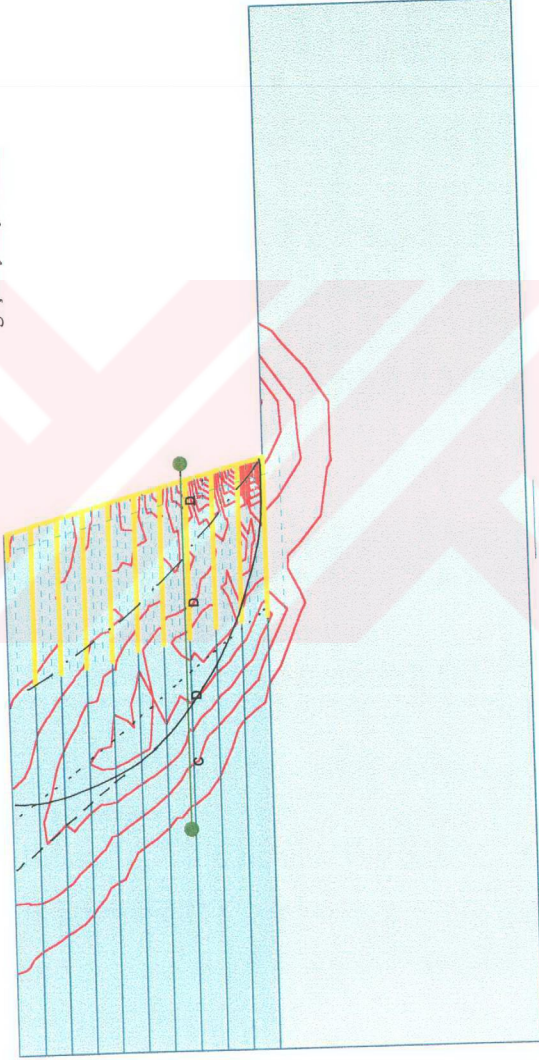
Maksimum toplam deplasman artışı 1.76 cm



Şekil 6.5 (c) MODEL G1 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasman artışları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:
 - - - - İç stabilite (Tieback)
 - - - - Doğrudan kayma (Direct Sliding)
 - - - - Birleşik göçme (Compound)
 - - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum kayma deformasyonu %48.1



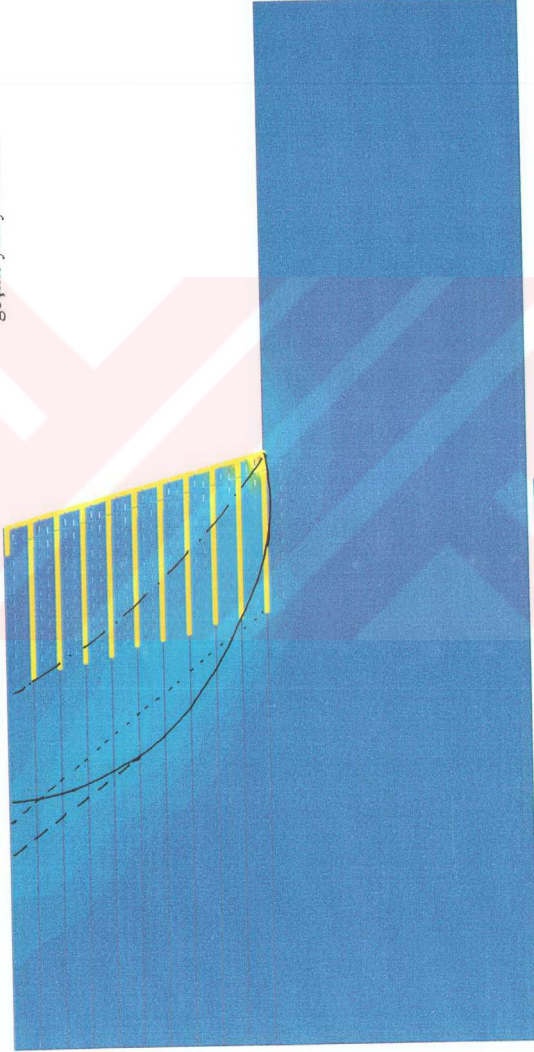
Şekil 6.5 (d) MODEL G1 için PLAXIS programından elde edilen kayma deformasyonları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Kontur çizgileri ile gösterim)

[%]	
B : 0.000	
C : 5.000	
D : 10.000	
E : 15.000	
F : 20.000	
G : 25.000	
H : 30.000	
I : 35.000	
J : 40.000	
K : 45.000	
L : 50.000	

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:

- - - - İç stabilize (Tieback)
- Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum kayma deformasyonu %48.1

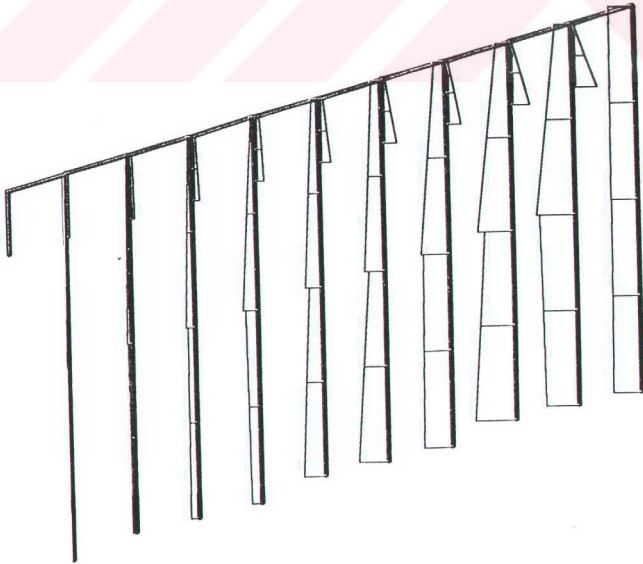


Şekil 6.5 (e) MODEL G1 için PLAXIS programından elde edilen kayma deformasyonları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

GEOTEKSTİL DONATILARA ETKİYEN MAKSİMUM KUVVETLER

GEOTEKSTİL NO	YÜKSEKLİK (m)	PLAXIS (kN/m)	ENKASLOPE (kN/m)
1	0,0	15,65	15,81
2	0,5	21,62	13,90
3	1,0	21,61	11,99
4	1,5	15,25	10,08
5	2,0	16,15	8,17
6	2,5	12,03	6,27
7	3,0	8,49	4,35
8	3,5	5,46	2,38
9	4,0	3,36	0,00
10	4,5	1,61	0,00

* ENKASLOPE PROGRAMINDAN ELDE EDİLEN DEĞERLER
İÇ STABİLİTE İÇİN GEREKLİ DEĞERLERDİR.

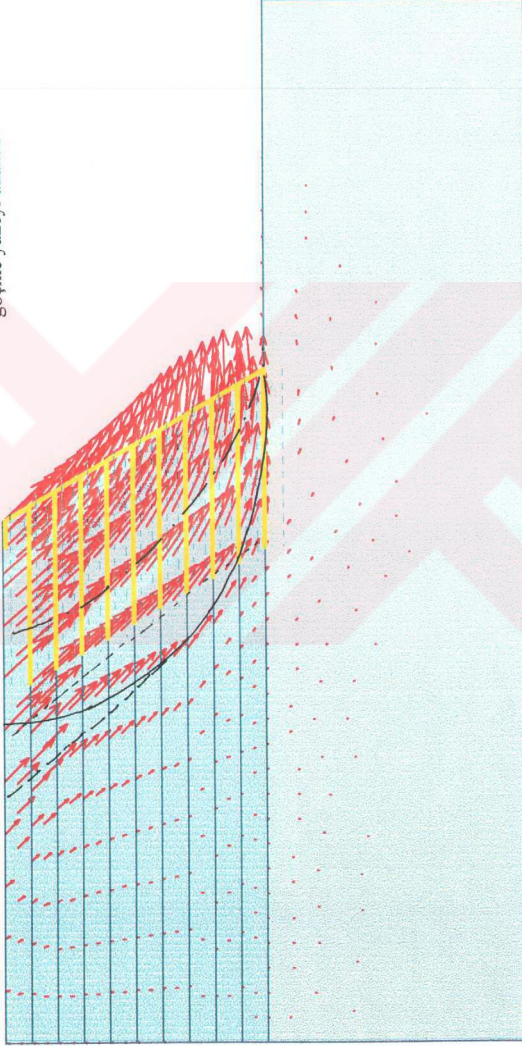


Maksimum aksenal kuvvet 21.62 kN/m

Şekil 6.5 (f) MODEL G1 için PLAXIS programında ve ENKASLOPE programında hesaplanan, göçme anında geotekstil donatılara etkiyen maksimum aksenal kuvvetler.

- ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:
- - - - İç stabilite (Tieback)
 - . . . Doğrudan kayma (Direct Sliding)
 - Birleşik göçme (Compound)
 - - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum toplam deplasman 64.3 cm



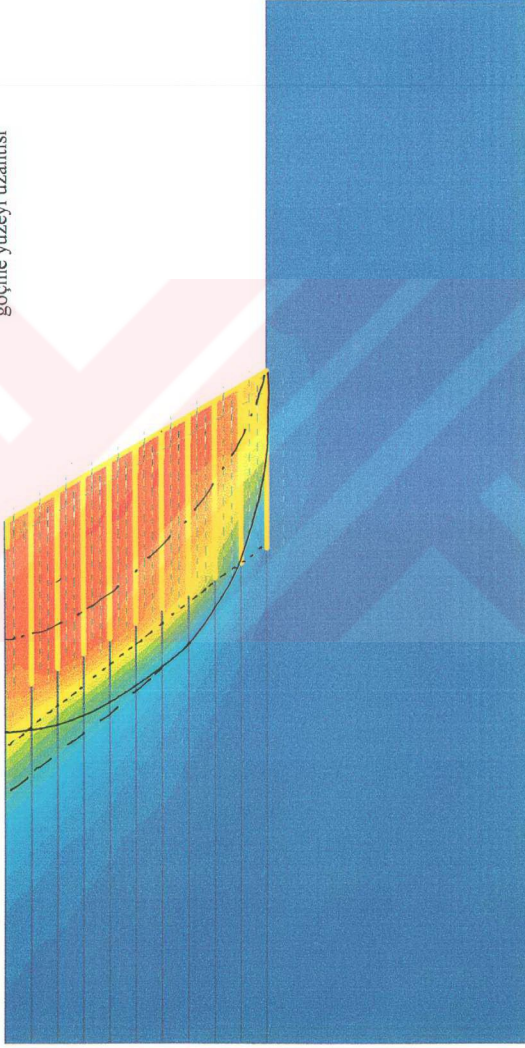
Şekil 6.6 (a) MODEL G2 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasmanlar ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Oklarla vektörel gösterim)

ENKASLOPE programından elde

edilen göçme yüzeyleri:

- - - - İç stabilite (Tieback)
- Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum toplam deplasman 64.3 cm

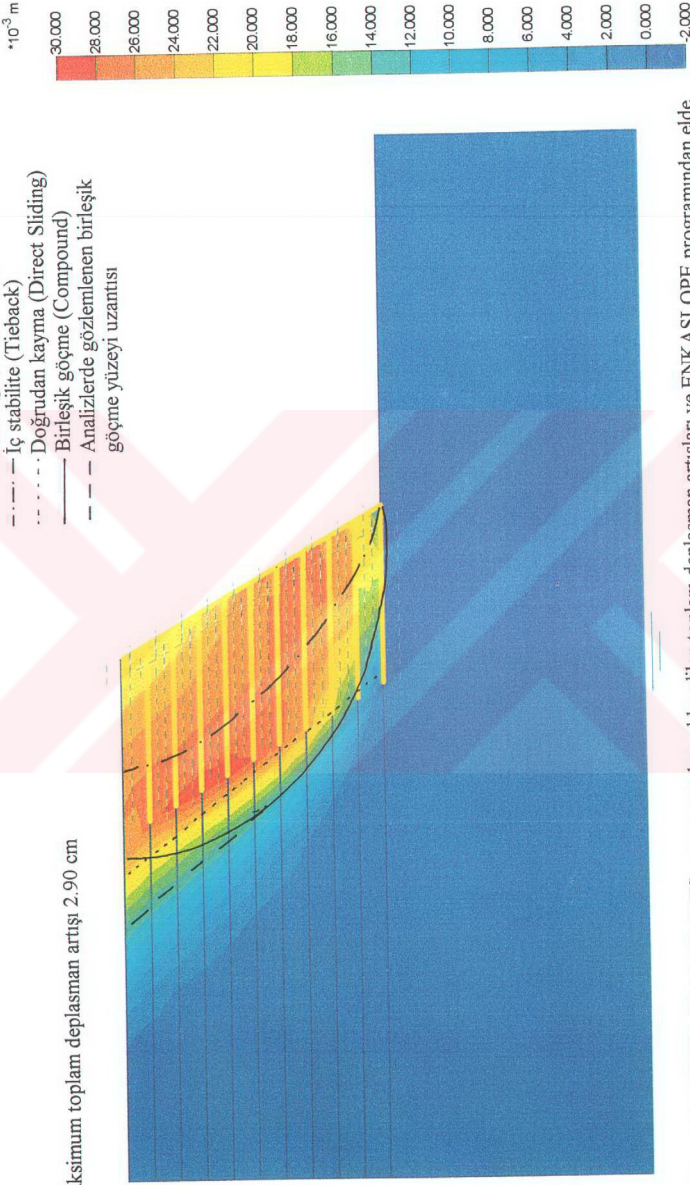


Şekil 6.6 (b) MODEL G2 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasmanlar ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:

- - - - İç stabilize (Tieback)
- - - - Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- - - - Birleşik göçme (Compound)
- - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum toplam deplasman artışı 2.90 cm



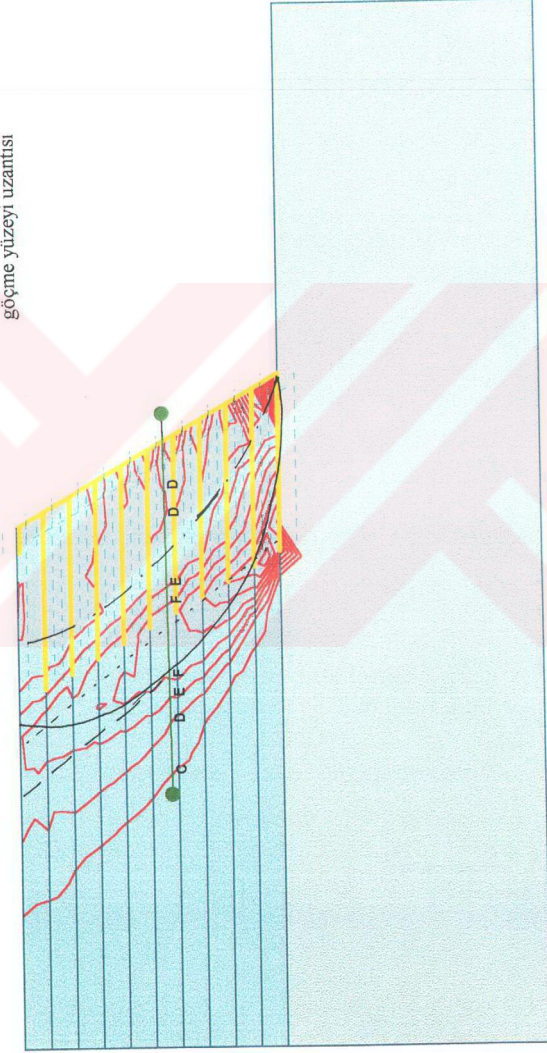
Şekil 6.6 (c) MODEL G2 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasman artışları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde

edilen göçme yüzeyleri:

- - - - İç stabilite (Tieback)
- Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum kayma deformasyonu %56.0



[%]

- A : -4.000
- B : 0.000
- C : 4.000
- D : 8.000
- E : 12.000
- F : 16.000
- G : 20.000
- H : 24.000
- I : 28.000
- J : 32.000
- K : 36.000
- L : 40.000
- M : 44.000
- N : 48.000
- O : 52.000
- P : 56.000
- Q : 60.000

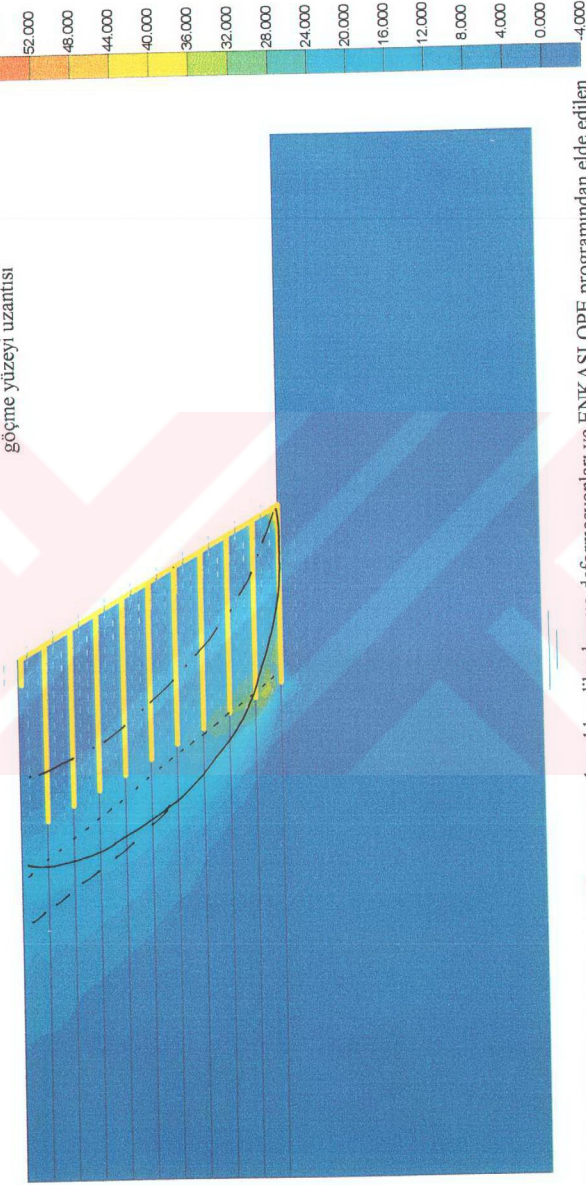
Şekil 6.6 (d) MODEL G2 için PLAXIS programından elde edilen kayma deformasyonları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Kontur çizgileri ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde

edilen göçme yüzeyleri:

- - - İç stabilize (Tieback)
- . . . Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum kayma deformasyonu %56.0

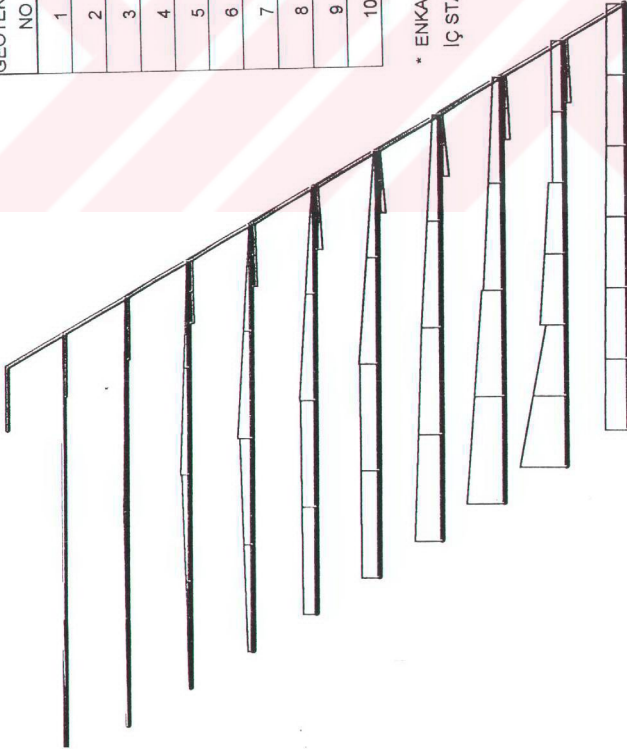


Şekil 6.6 (e) MODEL G2 için PLAXIS programından elde edilen kayma deformasyonları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

GEOTEKSTİL DONATILARA ETKİYEN MAKSİMUM KUVVETLER

GEOTEKSTİL NO	YÜKSEKLİK (m)	PLAXIS (kN/m)	ENKASLOPE (kN/m)
1	0,0	17,90	11,12
2	0,5	34,63	9,66
3	1,0	27,90	8,19
4	1,5	20,45	6,73
5	2,0	14,66	5,28
6	2,5	12,61	3,82
7	3,0	10,96	2,35
8	3,5	7,45	0,06
9	4,0	3,72	0,00
10	4,5	1,67	0,00

* ENKASLOPE PROGRAMINDAN ELDE EDİLEN DEĞERLER
İÇ STABİLİTE İÇİN GEREKLİ DEĞERLERDİR.



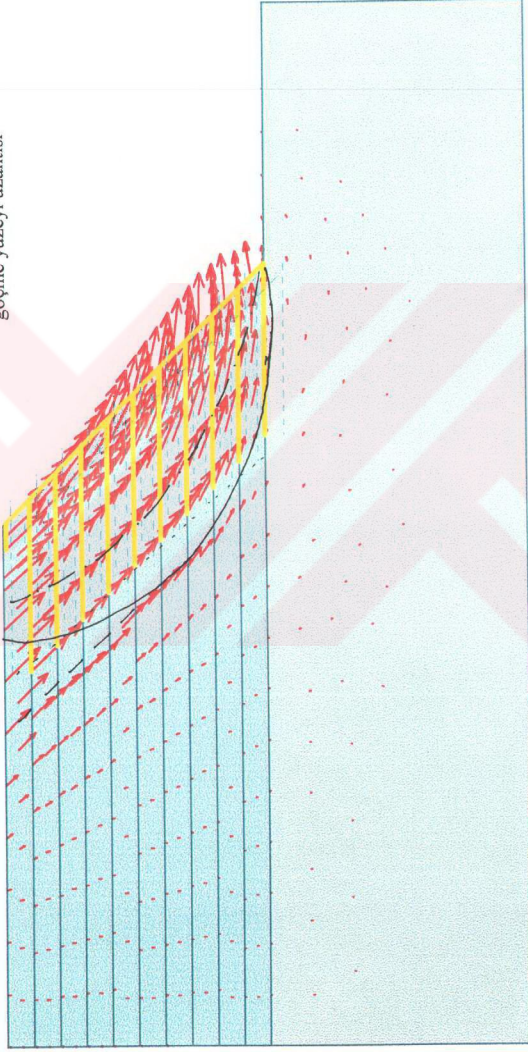
Maksimum aksenal kuvvet 34.63 kN/m

Şekil 6.6 (f) MODEL G2 için PLAXIS programında ve ENKASLOPE programında hesaplanan, göçme anında geotekstil donatılara etkileyen maksimum aksenal kuvvetler.

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:

- - - İç stabilite (Tieback)
- . . . Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum toplam deplasman 56.5 cm



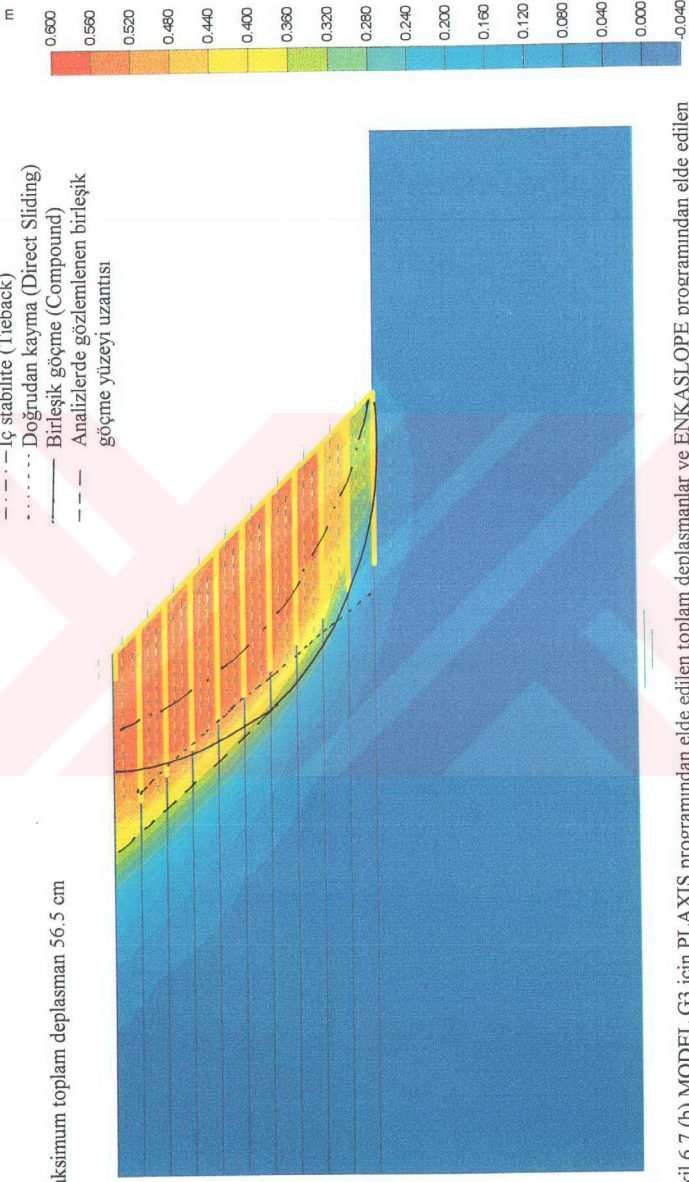
Şekil 6.7 (a) MODEL G3 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasmanlar ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Oklarla vektörel gösterim)

ENKASLOPE programından elde

edilen göçme yüzeyleri:

- - - İç stabilize (Tieback)
- . . . Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- - - Birleşik göçme (Compound)
- - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum toplam deplasman 56.5 cm

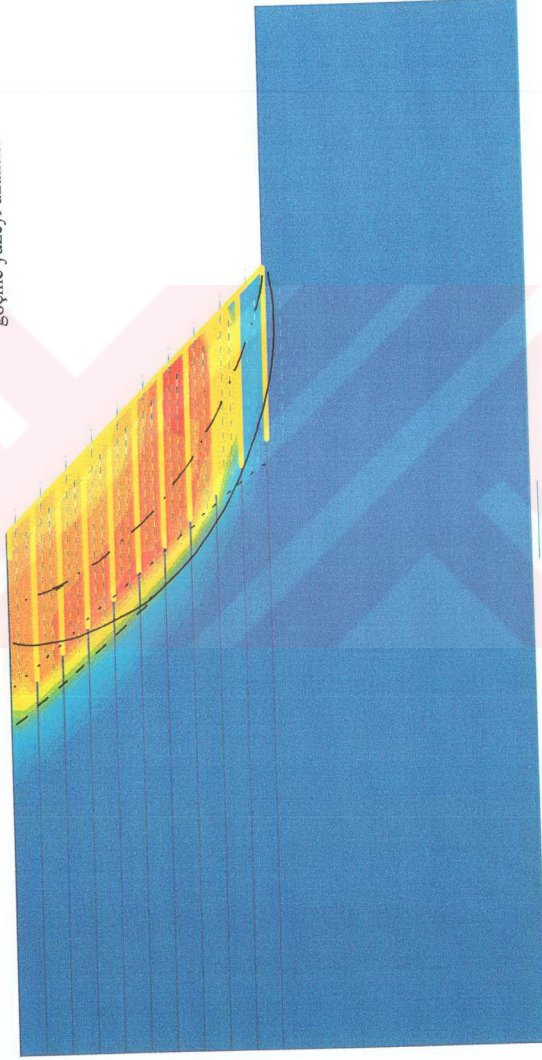
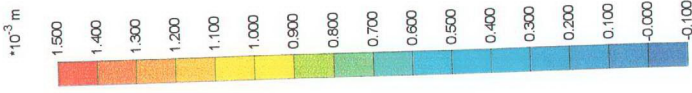


Şekil 6.7 (b) MODEL G3 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasmanlar ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:

- - - İç stabilize (Tieback)
- . . . Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- - - Birleşik göçme (Compound)
- - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

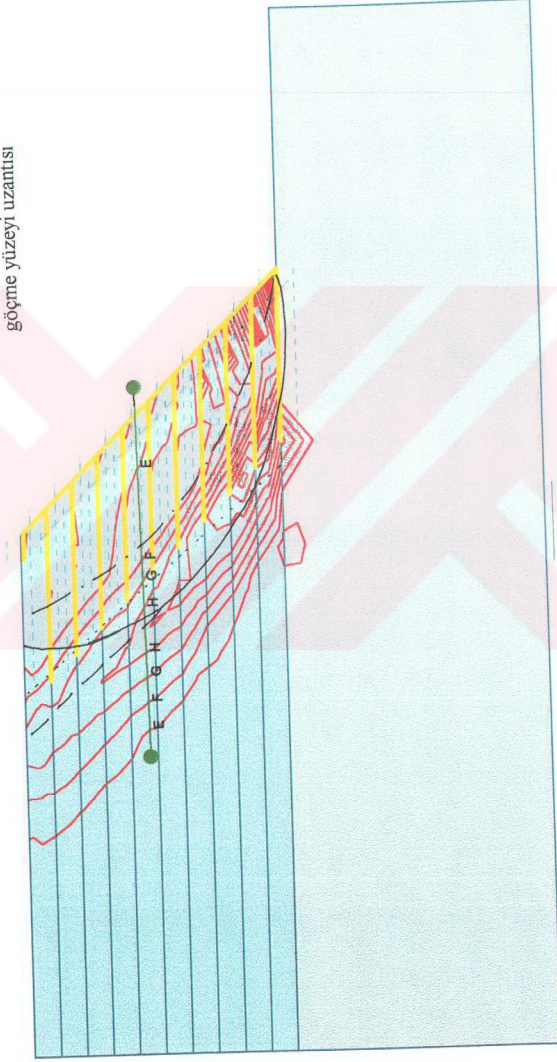
Maksimum toplam deplasman artışı 0.14 cm



Şekil 6.7 (c) MODEL G3 için PLAXIS programından elde edilen toplam deplasman artışları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:
 - - - İç stabilize (Tieback)
 . . . Doğrudan kayma (Direct Sliding)
 — Birleşik göçme (Compound)
 - - - Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum kayma deformasyonu %50.4



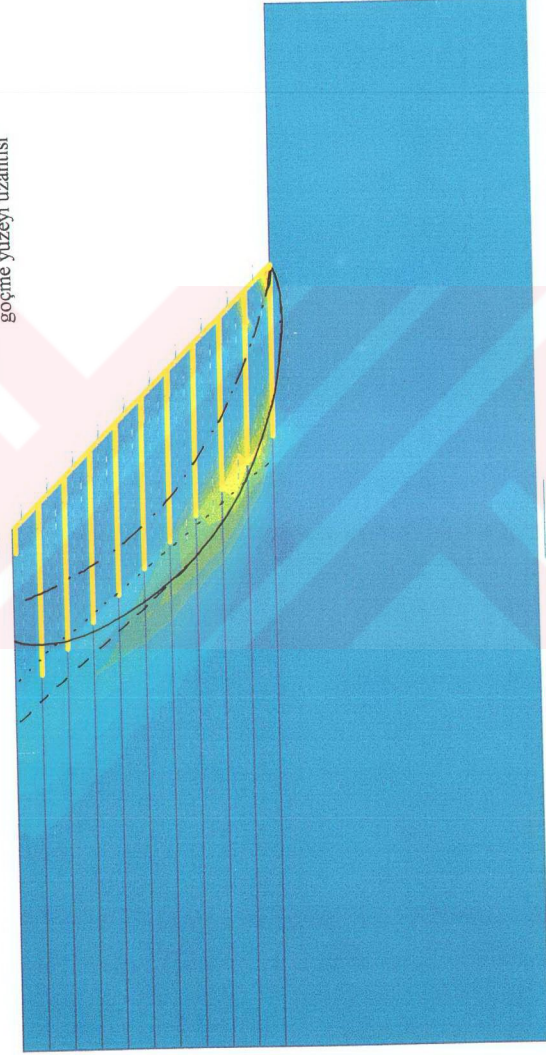
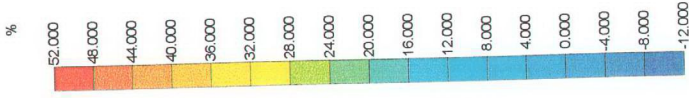
[%]	A : -12.000
B : -8.000	
C : -4.000	
D : 0.000	
E : 4.000	
F : 8.000	
G : 12.000	
H : 16.000	
I : 20.000	
J : 24.000	
K : 28.000	
L : 32.000	
M : 36.000	
N : 40.000	
O : 44.000	
P : 48.000	
Q : 52.000	

Şekil 6.7 (d) MODEL G3 için PLAXIS programından elde edilen kayma deformasyonları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Kontur çizgileri ile gösterim)

ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri:

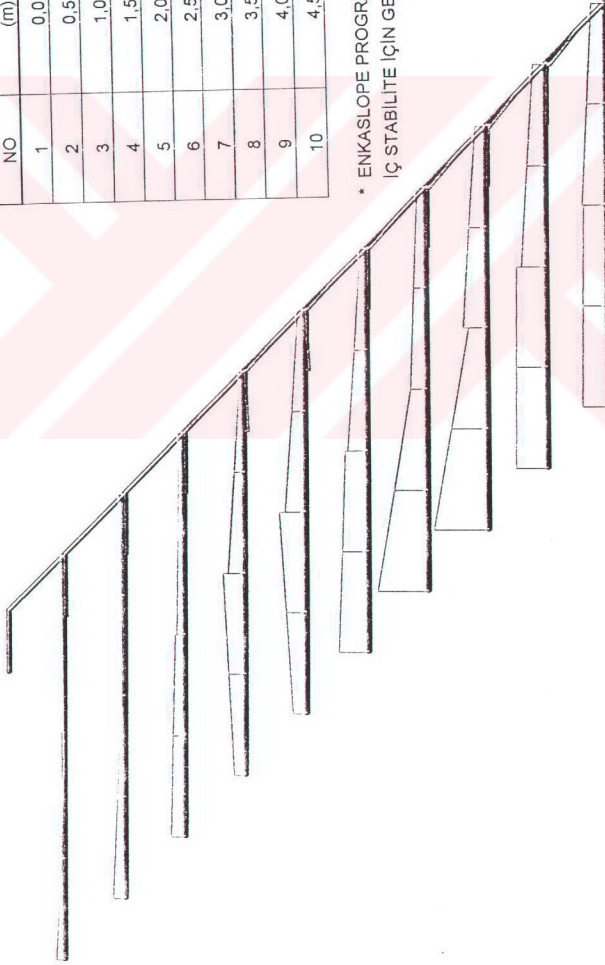
- İç stabilite (Tieback)
- Doğrudan kayma (Direct Sliding)
- Birleşik göçme (Compound)
- Analizlerde gözlemlenen birleşik göçme yüzeyi uzantısı

Maksimum kayma deformasyonu %50.4



Şekil 6.7 (e) MODEL G3 için PLAXIS programından elde edilen kayma deformasyonları ve ENKASLOPE programından elde edilen göçme yüzeyleri. (Farklı renk tonları ile gösterim)

GEOTEKSTİL NO	YÜKSEKLİK (m)	PLAXIS (kN/m)	ENKASLOPE (kN/m)
1	0,0	8,01	6,97
2	0,5	10,26	5,89
3	1,0	17,21	4,81
4	1,5	16,42	3,73
5	2,0	9,43	2,65
6	2,5	8,41	0,32
7	3,0	7,32	0,00
8	3,5	5,01	0,00
9	4,0	4,34	0,00
10	4,5	1,45	0,00



Maksimum aksenal kuvvet 17.21 kN/m

* ENKASLOPE PROGRAMINDAN ELDE EDİLEN DEĞERLER İÇ STABİLİTE İÇİN GEREKLİ DEĞERLERDİR.

Şekil 6.7 (f) MODEL G3 için PLAXIS programında ve ENKASLOPE programında hesaplanan, göçme anında geotekstil donatılara etkileyen maksimum aksenal kuvvetler.

Tablo 6.3 Limit denge analizleri ve sonlu elemanlar analizleri için güvenlik sayıları ve analizlerde bulunan geotekstillere etkiyen maksimum çekme kuvvetleri.

MODEL		FEM***	STRAT-SLOPE	PLAXIS	ENKASLOPE
S1	T _{maks}	9.0	8.0*	8.9	8.9*
	FS	1.000	1.000	1.095	1.125
S2	T _{maks}	6.0	5.0*	5.6	4.8*
	FS	1.000	1.000	1.030	1.070
S3	T _{maks}	3.0	2.0*	2.2	1.7*
	FS	1.000	1.000	1.058	1.075
G1	T _{maks}	17.0	15.0*	21.6	23.4**
	FS	1.000	1.000	1.016	1.070
G2	T _{maks}	10.0	11.0*	34.6	24.5**
	FS	1.000	1.000	0.980	1.030
G3	T _{maks}	9.0	7.0*	17.2	25.5**
	FS	1.000	1.000	0.990	0.970

* Bu değerler limit denge analizlerinde iç stabilite analizlerinden (tieback) elde edilen değerlerdir.

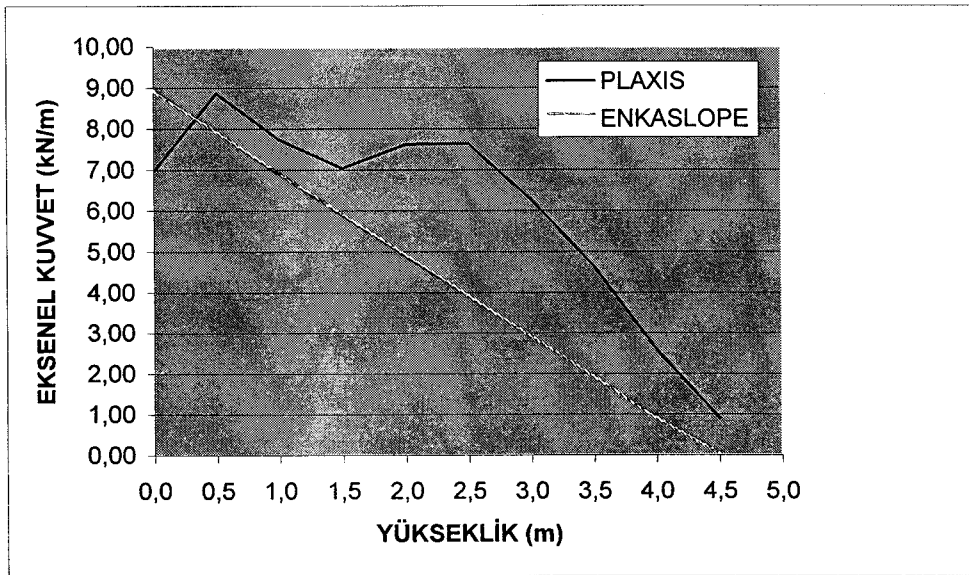
** Bu değerler limit denge analizlerinde birleşik göçme analizlerinde (compound failure) göçmenin oluşmaması için ihtiyaç duyulan geotekstil donatı çekme dayanımı değerleridir.

*** San, Leshchinsky ve Matsui'nin (1994) gerçekleştirdikleri sonlu elemanlar analizleri sonuçları.

PLAXIS programı ile gerçekleştirilen sonlu elemanlar analizlerinde ve ENKASLOPE programı ile gerçekleştirilen limit denge analizlerinde tüm modeller için birleşik göçmenin daha kritik olduğu görülmüştür. PLAXIS programı ile gerçekleştirilen sonlu elemanlar analizlerinde seçme granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı S2, S2 ve S3 modellerinde geotekstil donatılara gelen yüklerin ENKASLOPE programı ile iç stabilite analizleri sonucu bulunan değerlere daha yakın olduğu görülmüştür. Diğer yandan düşük kaliteli dolgu malzemesinin kullanıldığı G1, G2 ve G3 modellerinde ise PLAXIS programında bulunan değerlerin, ENKASLOPE programı ile birleşik göçme analizlerinde geotekstil donatının çekme dayanımının tümüyle mobilize olduğunu düşünerek hesaplanan geotekstil çekme dayanımı değerlerine yakın değerler olduğu görülmüştür.

Zornberg (1998) gerçekleştirmiş olduğu santrifüj deneyleri sonucunda geotekstil donatılı şevlerde göçmenin şev topuğundan değil şevin orta kesiminden ($\sim 0.5H$) başladığını ileri sürmüştür ve çalışmasında ayrıca bu göçme mekanizmasında geotekstil donatılara gelecek çekme kuvvetlerinin belirlenmesi için yeni bir yük dağılımı önermiştir. Şekil 6.2 (d) ve (e)'den görülebileceği üzere kayma deformasyonları şevin orta kısmındaki donatıların uç kısmında ve şevin topuk kısmında olmak üzere iki ayrı noktada yoğunlaştığı görülmektedir. Göçme yüzeyi boyunca kayma deformasyonları orta kesimden başlayarak üst kısma ve şev topuğuna doğru ilerlerken, topukta meydana gelen kayma deformasyonlarının da şevin orta kesimine doğru ilerlediği görülmektedir. Bu durum göçme yüzeyinin aynı anda iki ayrı noktada oluşmaya başladığını göstermektedir. Zornberg (1998) çalışmasında göçme yüzeyinin şevin orta kısmından başlayarak şev topuğuna ve şevin üst kısmına doğru ilerlediğini belirtmiştir. Burada da şevin orta kesiminde benzer bir davranış görülmektedir ancak burada farklı olarak göçme yüzeyinin şev topuğundan da şev ortasına doğru ilerlediği görülmektedir.

Zornberg'in (1998) çalışmasında göçme geotekstil donatıların kopması sonucu meydana gelmektedir ve bu nedenle o çalışmada donatılara gelecek yükler için önerilen dağılım bu model için uygun olmamaktadır. Ancak burada da Zornberg'in (1998) çalışmasında olduğu gibi ilk donatının sıyrılması sonucu gerilmelerin yeniden dağılımının (redistribution) gerçekleştiği ve şevin topuk kısmı ile orta kısmı arasında yer alan donatılara etkiyen aksel kuvvetlerde üniform dağılımın gerçekleştiği görülmektedir (Şekil 6.2 (f)). Şekil 6.8'de sonlu elemanlar analizleri sonuçlarının bu durumu limit denge analizlerine göre daha iyi modellediği görülmektedir.



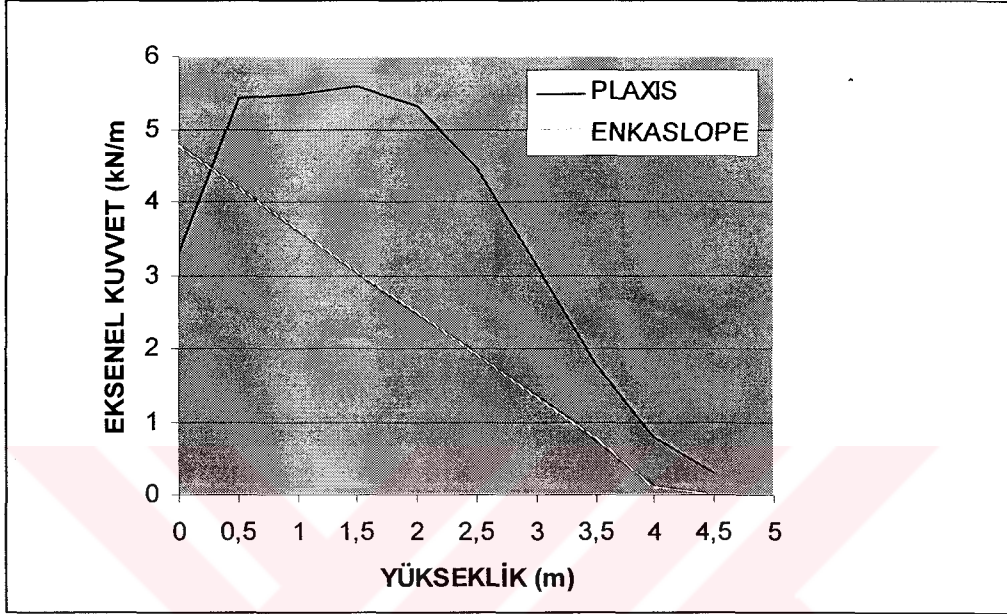
Şekil 6.8 MODEL S1 için göçme anında geotekstil donatılara etkiyen aksel kuvvetler.

Şekil 6.2 (f)'de gösterilen geotekstillere gelen aksenal kuvvetlerin dağılımı incelendiğinde bohçalama kısımlarındaki geotekstil donatıların önemli miktarda aksenal kuvvet alarak kısa ek donatı gibi davrandığı gözlenmektedir. Zornberg (1998) gerçekleştirdiği santrifüj deneylerinde göçme yüzeyi ile kesişen bohçalama kısımlarında, sıyrılma sonucu değil kopma sonucu göçme gerçekleştiğini kaydetmiştir ve dolayısı ile göçmeye ulaşıncaya kadar bu kesimlerin de yük alarak stabiliteye katkı sağladığını belirtmiştir. Bu çalışmada da geotekstil donatılarda sıyrılmanın olmaması ve donatıların önemli miktarda yük alması bu kısımların da stabiliteye katkı sağladığını göstermektedir. Bu nedenle yapının davranışını doğru olarak modelleyebilmek açısından analizlerde bohçalama kısımlarının da kısa ek donatı gibi göz önünde bulundurulması gerekmektedir.

Şev eğimi 60° olan ve seçme granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı S2 modelinde meydana gelen toplam deformasyonlar (Şekil 6.3 (a) ve (b)) ve toplam deplasman artışları (Şekil 6.3 (c)) incelendiği zaman, S1 modelinde olduğu gibi, limit denge analizlerinde belirlenen birleşik göçme yüzeyinin $0.4H$ yüksekliğine kadar olan kısmı ile bu kısmın uç noktasından, limit denge analizlerinde belirlenen doğrudan kayma yüzeyine paralel olarak çizilecek bir doğrunun oluşturduğu yüzeyin deformasyonların başlangıcı için bir sınır teşkil ettiği görülmektedir. Şevde göçme bu yüzey boyunca meydana gelmektedir ve kayma deformasyonları artışlarının da belirlenen bu yüzey boyunca meydana gelmesi göçmenin bu yüzey boyunca meydana geldiğini doğrulamaktadır.

Şekil 6.3 (d) ve (e)'den de görüleceği üzere göçme anında şev topuğundan $0.3\sim 0.5H$ yüksekliğindeki donatıların uç kısımlarında ve şev topuğunda kayma deformasyonlarında önemli miktarda artış gerçekleşmektedir. S1 modelinde olduğu gibi burada da şevde göçmenin, şev topuğundan $0.3\sim 0.5H$ yüksekliğindeki donatıların sıyrılması ve şev topuğundaki donatının ön kısmında aşırı deformasyonlar oluşması sonucu meydana geldiği görülmektedir. Göçme yüzeyi boyunca kayma deformasyonları, sıyrılmanın gerçekleştiği orta kesimden başlayarak üst kısma ve şev topuğuna doğru ilerlerken, topukta meydana gelen kayma deformasyonlarının da şevin orta kesimine doğru ilerlediği görülmektedir. Bu durum S1 modelinde olduğu gibi burada da göçmenin aynı anda iki ayrı noktada başladığı görülmektedir. Şekil 6.3 (d) ve (e)'den de görülebileceği gibi iki ayrı noktadan başlayan göçme yüzeyleri alttan ikinci donatı üzerinde bir noktada kesişmektedirler. Göçme yüzeyi ile kesişen bu noktada geotekstil donatıya etkiyen aksenal kuvvetin arttığı ve donatıda bir miktar uzamanın gerçekleştiği görülmektedir.

Şekil 6.3 (f) ve Şekil 6.9'da geotekstil donatılara etkiyen aksenal kuvvetler görülmektedir. Burada da, S1 modelinde olduğu gibi sonlu elemanlar analizi sonuçlarından, göçme anında ilk donatının sıyrılması sonucu gerilmelerin yeniden dağılımının gerçekleştiği ve şevin topuk kısmı ile orta kısmı arasında yer alan donatılara etkiyen aksenal kuvvetlerde üniform dağılımın meydana geldiği gözlenmektedir.



Şekil 6.9 MODEL S2 için göçme anında geotekstil donatılara etkiyen aksenal kuvvetler.

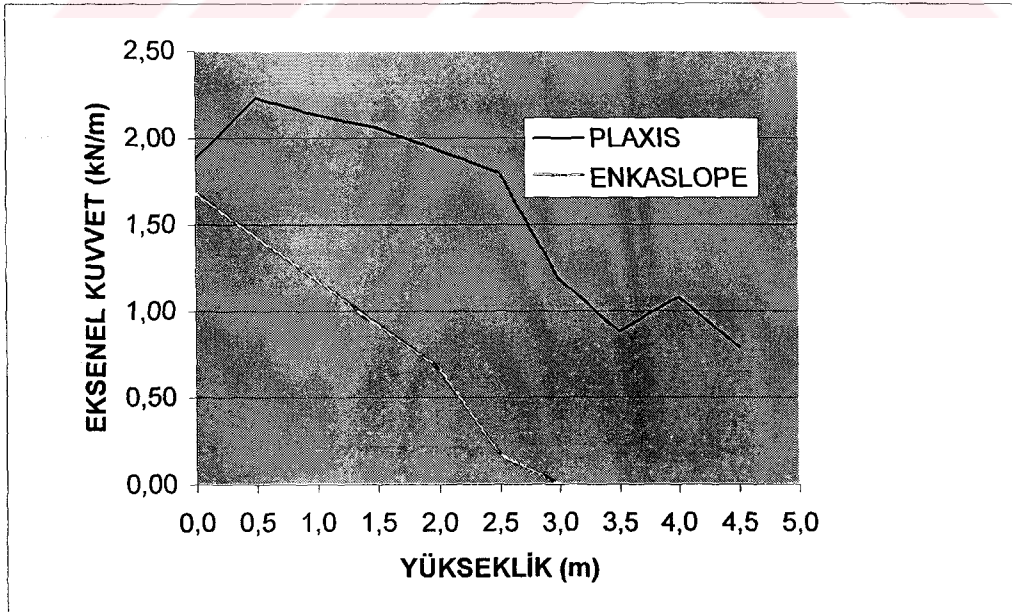
Ayrıca bu modelde de Şekil 6.3 (f)'den görüleceği üzere, geotekstil donatıların bohçalama kısımlarının kısa ek donatı gibi davrandığı, önemli miktarda aksenal kuvvet aldığı ve dolayısı ile stabiliteye katkı sağladığı görülmektedir.

Şev eğimi 45° olan ve seçme granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı S3 modelinde meydana gelen toplam deformasyonlar (Şekil 6.4 (a) ve (b)) ve toplam deplasman artışları (Şekil 6.4 (c)) incelendiği zaman limit denge analizlerinde belirlenen birleşik göçme yüzeyinin $0.4H$ yüksekliğine kadar olan kısmı ile bu kısmın uç noktasından doğrudan kayma yüzeyine paralel olarak çizilecek bir doğrunun oluşturduğu yüzeyin, deformasyonların başlangıcı için bir sınır teşkil ettiği görülmektedir. S1 ve S2 modellerinde gerçekleştirilen analizlerde olduğu gibi burada da göçme bu yüzey boyunca meydana gelmektedir. Bu yüzey boyunca kayma deformasyonlarında artış meydana gelmesi göçmenin bu yüzey boyunca gerçekleştiğinin diğer bir göstergesidir.

S3 modelinde, S1 ve S2 modellerinde meydana gelen göçmelere benzer şekilde şevin ota kısmındaki donatılarda sıyrılma meydana gelmektedir. Şevin orta kısmından başlayan kayma

deformasyonları şevin üst kısmına ve şev topuğuna doğru ilerlediği ve en alttaki iki donatı hariç tüm donatılarda sıyrılmaya meydana geldiği görülmektedir. Ancak donatılarda sıyrılmaya meydana gelmiş olmasına rağmen donatılı yapının hemen göçmediği ve birleşik göçme yüzeyi boyunca aşağıya doğru kaymaya başladığı görülmektedir. Bu noktada birleşik kayma yüzeyi ile kesişen alttan ikinci donatıda ve en alt donatıda kayma yüzeyi ile kesişen noktalarda kayma deformasyonlarında artış meydana geldiği ve donatıda bir miktar uzamanın meydana geldiği görülmektedir (Şekil 6.4 (d) ve (e)). Ancak kayan zemin kütlesi az olduğundan geotekstil donatılarda kopma meydana gelmemektedir. Bu noktadan itibaren kayan zemin kütlelerinin alttan ikinci donatı üzerinde kaymaya başladığı ve göçmenin bu şekilde meydana geldiği görülmüştür. Şev topuğunda kayma deformasyonlarının çok az olması göçmenin bu şekilde gerçekleşmesinden kaynaklanmaktadır. Burada ayrıca, birleşik göçme yüzeyinin doğrudan göçme yüzeyine paralel olarak çizilen uzantısının şev üst yüzü ile kesiştiği noktada kayma deformasyonlarının arttığı yani bir çekme çatlağının oluştuğu görülmektedir.

Yukarıda anlatılan göçme mekanizması göz önünde bulundurulduğunda göçmenin şevin orta kısmından başlayarak şev yüzeyine ve şev topuğuna doğru ilerlediği ancak S1 ve S2 modelindeki gibi aynı anda şev topuğundan başlayan bir göçme yüzeyi olmadığı görülmektedir. Şekil 6.4 (f) ve 6.10'da geotekstil donatılara etkiyen aksel kuvvetler görülmektedir.



Şekil 6.10 MODEL S3 için göçme anında geotekstil donatılara etkiyen aksel kuvvetler.

Burada da S1 ve S2 modellerinde olduğu gibi göçme anında ilk donatının sıyrılması sonucu gerilmelerin yeniden dağılımının gerçekleştiği ve şevin topuk kısmı ile orta kısmı arasında yer alan donatılara etkiyen aksenal kuvvetlerde üniform dağılımın meydana geldiği görülmektedir.

Ayrıca bu modelde de Şekil 6.4 (f)'den görüleceği üzere, geotekstil donatıların bohçalama kısımlarından sadece birinci donatının aksenal kuvvet aldığı görülmektedir. Bunun nedeni yukarıda anlatılan göçme mekanizmasıdır. Burada göçme geotekstil tabakaları üzerinde kayma sonucu meydana gelmektedir ve diğer modellerde olduğu gibi göçme yüzeyleri bohçalama kısımları ile kesişmemektedir. Bu nedenle sadece alt donatının bohçalama kısmının az miktarda aksenal kuvvet aldığı görülmektedir.

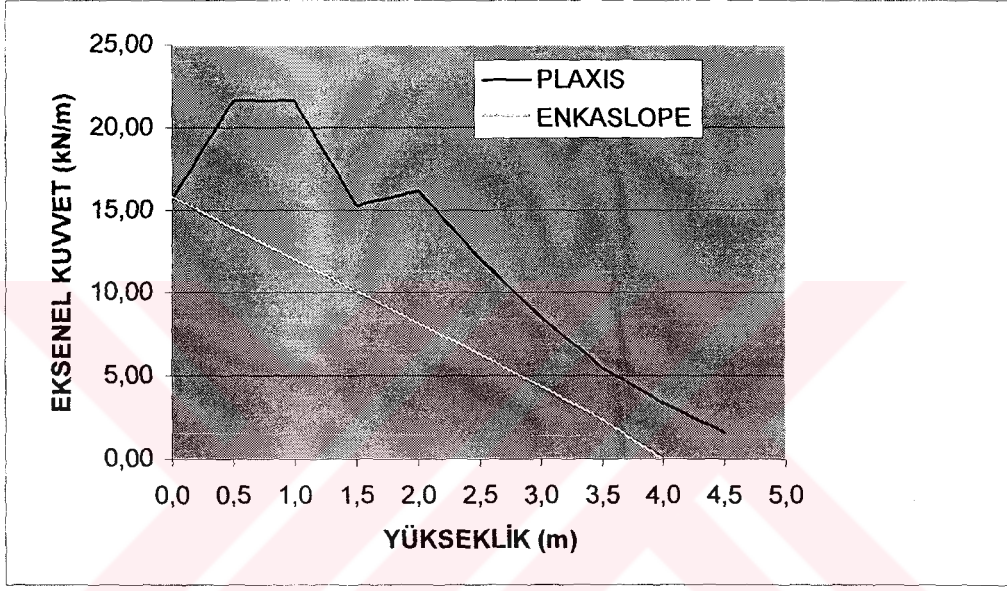
Şev eğimi 75° olan ve düşük kaliteli dolgu malzemesinin kullanıldığı G1 modelinde meydana gelen toplam deformasyonlar (Şekil 6.5 (a) ve (b)) ve toplam deplasman artışları (Şekil 6.5 (c)) incelendiği zaman, sıkı dolgu malzemesi kullanılarak gerçekleştirilen analizlerde olduğu gibi, limit denge analizlerinde belirlenen birleşik göçme yüzeyinin $0.4H$ yüksekliğine kadar olan kısmı ile bu kısmın uç noktasından doğrudan kayma yüzeyine paralel olarak çizilecek bir doğrunun oluşturduğu yüzeyin deformasyonların başlangıcı için bir sınır teşkil ettiği görülmektedir. Şevde göçme bu şekilde belirlenen bir birleşik göçme yüzeyinde meydana gelmektedir ve meydana gelen kayma deformasyonu artışlarının da bu yüzey boyunca gerçekleştiği görülmektedir. Bu durum göçme yüzeyinin yerinin doğru tespit edilmiş olduğunun diğer bir göstergesidir.

G1 modelinde göçme, şev topuğundan $0.2\sim 0.3H$ yükseklikteki geotekstil donatıların sıyrılması sonucu meydana gelmektedir. Şekil 6.5 (d) ve (e)'den de görülebileceği üzere göçme anında sıyrılmanın gerçekleştiği donatıların uç kısımlarında ve şev topuğunda kayma deformasyonlarının arttığı görülmektedir.

Şevde kayma deformasyonları büyük oranda şev topuğunda yoğunlaşmıştır ve daha önce seçme granüler dolgu malzemesi için gerçekleştirilen analizlerdeki gibi göçmenin aynı anda iki ayrı noktada gerçekleştiği yönünde kesin bir şey söylemek oldukça zordur.

Şekil 6.5 (f) ve Şekil 6.11'den de görüleceği üzere sıyrılmanın görüldüğü donatılara ($0.2\sim 0.3H$) etkiyen aksenal şevin diğer kesimlerindeki donatılara etkiyen kuvvetlere oranla oldukça yüksek olduğu görülmektedir. Yine bu modelde de Şekil 6.5 (f)'den görüleceği üzere, geotekstil donatıların bohçalama kısımlarının kısa ek donatı gibi davrandığı, önemli miktarda aksenal kuvvet aldığı ve dolayısı ile stabiliteye katkı sağladığı görülmektedir.

Şev eğimi 60° olan ve düşük kaliteli dolgu malzemesinin kullanıldığı G2 modelinde meydana gelen toplam deformasyonlar (Şekil 6.6 (a) ve (b)) ve toplam deplasman artışları (Şekil 6.5 (c)) incelendiğinde, G1 modeli üzerinde gerçekleştirilen analizlerdekine benzer şekilde limit denge analizlerinde belirlenen birleşik göçme yüzeyinin $0.4H$ yüksekliğine kadar olan kısmı ile bu kısmın uç noktasından doğrudan kayma yüzeyine paralel olarak çizilecek bir doğrunun oluşturduğu yüzeyin deformasyonların başlangıcı için bir sınır teşkil ettiği görülmektedir. Burada da yine kayma deformasyonlarındaki artışlar belirlenen bu göçme yüzeyi boyunca meydana gelmektedir.

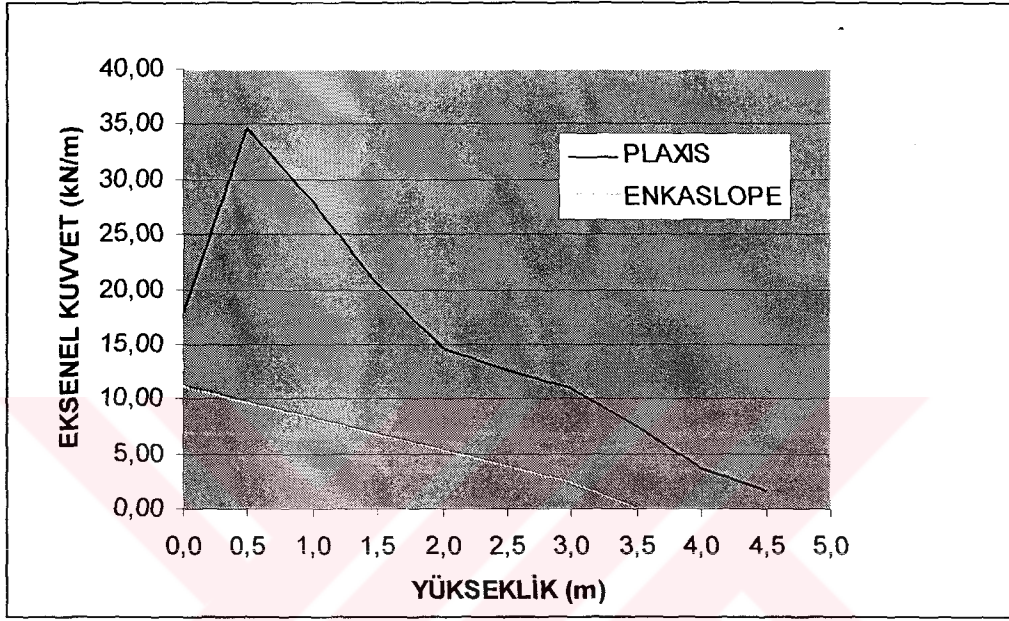


Şekil 6.11 MODEL G1 için göçme anında geotekstil donatılara etkiyen aksel kuvvetler.

G2 modelinde göçme G1 modeline benzer şekilde donatı sıyrılması sonucu meydana gelmektedir. Ancak burada göçme G2 modelinde görüldüğü gibi, şev topuğundan $0.1H$ yükseklikteki geotekstil donatının sıyrılması sonucu meydana gelmektedir. Şekil 6.6 (d) ve (e)'den de görülebileceği üzere göçme anında sıyrılmanın gerçekleştiği donatının uç kısmında ve özellikle şev topuğunda büyük miktarda deformasyon meydana gelmektedir.

Şekil 6.6 (d) ve (e)'den de görülebileceği üzere, kayma deformasyonları sıyrılan donatının uç kısmında ve şevin topuk noktasında yoğunlaşmaktadır. Burada da seçme granüler dolgu malzemeleri ile gerçekleştirilen analizlerdekine benzer şekilde göçme yüzeyinin aynı anda iki ayrı noktada oluşmaya başladığı görülmektedir. Ancak burada seçme granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı modellere oranla göçme çok daha aşağıda meydana gelmektedir ve geotekstil donatılara etkiyen aksel kuvvetlerin dolgu içerisindeki dağılımı oldukça farklıdır.

Şekil 6.6 (e) ve Şekil 6.12'den de görüleceği üzere, G1 modelindeki benzer şekilde bu modelde de göçme anında sıyrılmanın gerçekleştiği donatıya etkiyen aksenal kuvvetin şevin diğer kesimlerinde yer alan donatılara etkiyen kuvvetlere oranla oldukça yüksek olduğu görülmektedir. Bu modelde de yine geotekstillerdeki bohçala kısımlarının aksenal yük aldığı ancak geotekstil donatılara etkiyen maksimum kuvvetlere oranla bu kısımlardaki kuvvetlerin oldukça az olduğu görülmektedir.



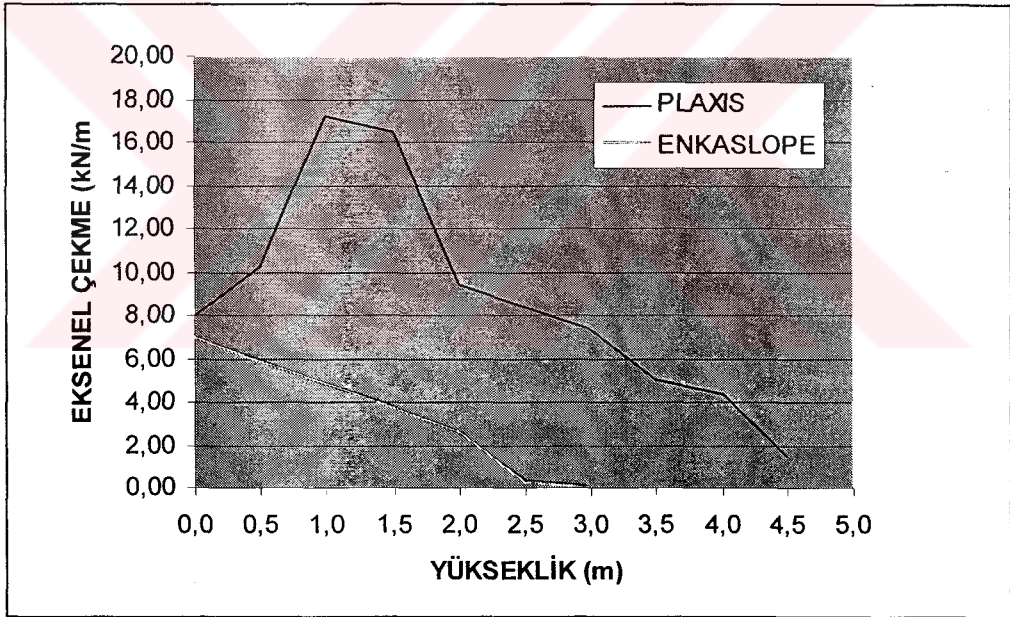
Şekil 6.12 MODEL G2 için göçme anında geotekstil donatılara etkiyen aksenal kuvvetler.

Şev eğimi 45° olan ve düşük kaliteli dolgu malzemesinin kullanıldığı G3 modelinde göçme G1 ve G2 modellerindeki benzer şekilde geotekstil donatıların sıyrılması sonucu meydana gelmektedir. Bu modelde göçme şev topuğundan $0.2\sim 0.3H$ yükseklikteki geotekstil donatılarda meydana gelmektedir. Şekil 6.7 (d) ve (e)'den de görülebileceği üzere göçme anında sıyrılmanın gerçekleştiği donatıların uç kısımlarında ve şev topuğunda kayma deformasyonlarında artış görülmektedir.

Şevde meydana gelen toplam deformasyonlar (Şekil 6.6 (a) ve (b)) ve toplam deplasman artışları (Şekil 6.5 (c)) incelendiğinde, G1 ve G2 modeli üzerinde gerçekleştirilen analizlerdekine benzer şekilde, limit denge analizlerinde belirlenen birleşik göçme yüzeyinin $0.4H$ yüksekliğine kadar olan kısmı ile bu kısmın uç noktasından doğrudan kayma yüzeyine paralel olarak çizilecek bir doğrunun oluşturduğu yüzeyin deformasyonların başlangıcı için bir sınır teşkil ettiği görülmektedir. Burada yine kayma deformasyonlarındaki artışın belirlenen bu göçme yüzeyi boyunca meydana geliyor olması göçmenin bu yüzey boyunca meydana geldiğini göstermektedir.

Şekil 6.7 (d) ve (e)'den de görüleceği üzere G1 ve G2 modelindeki benzer şekilde bu modelde de kayma deformasyonları sıyrılan donatının uç kısmında ve şevin topuk noktasında yoğunlaşmaktadır. Burada da sıkı dolgu malzemeleri ile gerçekleştirilen analizlerdekine benzer şekilde göçme yüzeyinin aynı anda iki ayrı noktada oluşmaya başladığı görülmektedir. Burada da G1 ve G2 modelinde olduğu gibi göçme seçme granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı modellere oranla göçme daha aşağıda meydana gelmektedir ve geotekstil donatılara etkiyen aksel kuvvetlerin dolgu içerisindeki dağılımı seçme granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı modellerden elde edilenden oldukça farklıdır.

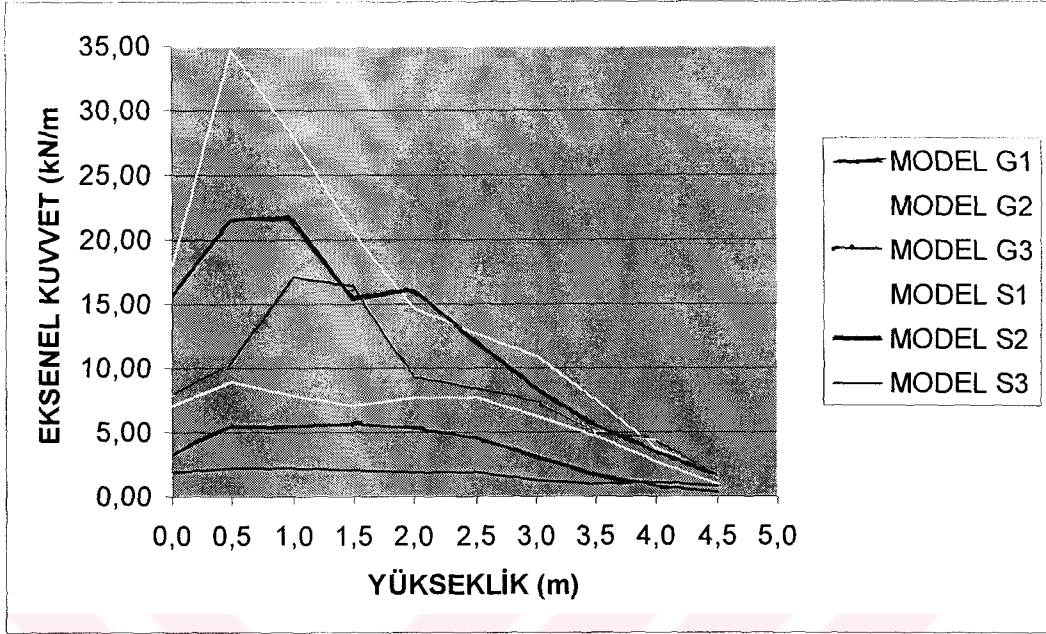
Şekil 6.6 (a) ve Şekil 6.13 (a)'dan da görülebileceği üzere G1 ve G2 modelindeki benzer şekilde bu modelde de, göçme anında sıyrılanın gerçekleştiği donatılara etkiyen aksel kuvvetin şevin diğer kesimlerinde yer alan donatılara etkiyen kuvvetlere oranla oldukça yüksek olduğu görülmektedir. G2 modelinde olduğu gibi bu modelde de bohçalama kısımlarına gelen aksel kuvvet oldukça azdır.



Şekil 6.13 (a) MODEL G3 için göçme anında geotekstil donatılara etkiyen aksel kuvvetler.

Şekil 6.13 (b)'de incelenen bütün şev modelleri için, göçme anında sonlu elemanlar analizleri (PLAXIS) ile belirlenen geotekstil donatılara etkiyen kuvvetlerin dağılımı birlikte gösterilmiştir. Sonuçların karşılaştırılmasından dolgu malzemesi cinsinin ve şev eğiminin donatılarda oluşan aksel kuvvetlere etkisi görülmektedir. Şekilden gözlemlendiği üzere dolguda seçme granüler dolgu malzemesi kullanılması durumunda donatıların çoğuna etkiyen kuvvetler daha üniforma yakın değerler alırken, düşük kaliteli dolgu malzemesi kullanılması

durumunda çok daha değişken aksenal kuvvetler etkimektedir. Diğer taraftan beklenilebileceği gibi, donatılara etkiyen kuvvetler Şev eğimine paralel olarak artmaktadır.



Şekil 6.13 (b) Tüm Şev modelleri için göçme anında geotekstil donatılara etkiyen aksenal kuvvetler.

6.2 Yumuşak Kil Temel Zemini Üzerine İnş Edilen Test Dolgusunun Sonlu Elemanlar Analizi

İkinci örnek olarak, yumuşak kil temel zemini üzerine inşa edilen geotekstil donatılı bir test duvarının PLAXIS programı ile sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Analizlerde temel zemininde ve donatılı zeminde meydana gelecek deformasyonlar, geotekstil donatılarda oluşan çekme kuvvetleri ile dolgu tabanında oluşacak basınçlar belirlenmeye çalışılmıştır.

Yumuşak kil zeminler oturmaya karşı hassas olduklarından bu tür zeminler üzerine klasik betonarme istinat duvarlarının inşaata oldukça zordur. Bu tür zeminlerde, temel zemininde meydana gelecek oturmalara uyum sağlayabilen esnek yapıdaki geotekstil donatılı istinat yapılarının yapılması, klasik betonarme istinat yapılarına oranla teknik ve ekonomik açıdan çok daha avantajlı olmaktadır. Ancak geotekstil donatılı istinat yapıları, esnek olmaları nedeniyle, oldukça karmaşık bir yapıya sahiptirler ve bu nedenle bu tür yapıların davranışını modelleyebilmek oldukça zordur.

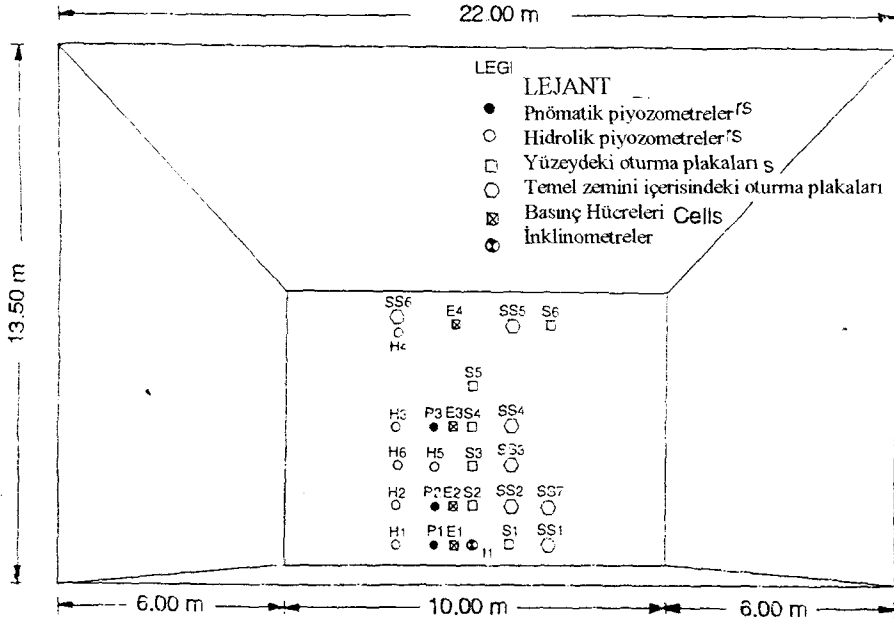
Yumuşak temel zemini üzerine inşa geotekstil donatılı yapıların davranışını incelemek amacıyla 1993 yılında Bangkok'taki Asya Teknoloji Enstitüsü'nde polimer grid donatıların

kullanıldığı bir test duvarı inşa edilmiş ve yapının performansı dolgu ve temel zemini içerisine yerleştirilen birçok ölçüm aleti yardımı ile incelenmiştir. Şekil 6.14 (a)'da donatılı duvar kesiti ile ölçüm aletlerinin dolgu içerisindeki yerleri verilmiştir. Donatılı yapıda dolgu malzemesi olarak yumuşak Bangkok kili kullanılmıştır. Temel zemini profili ise Şekil 6.14 (b)'de ve temel zeminine ait deformasyon parametrelerinin derinlikle değişimi ise Şekil 6.14 (c)'de verilmiştir.

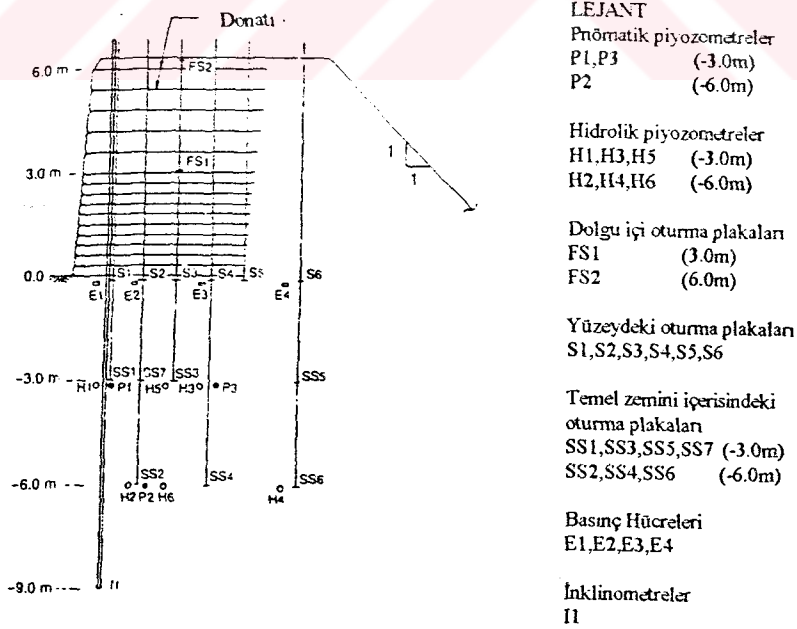
Donatılı duvar yüksekliği 6m olup duvar yüzeyi eğimi $\beta=85^\circ$ 'dir. Duvarın ilk 3m'lik kısmına 30cm ara ile 10 adet polimer grid donatı yerleştirilmiştir. 3m ile 6m arasındaki ikinci 3m'lik kısma ise 60cm ara ile 5 adet polimer grid donatı yerleştirilmiştir. Kullanılan polimer grid donatının nihai çekme dayanımı 45 kN/m'dir, aksel rijitliği ise $EA=654$ kN/m'dir. Kullanılan donatıların tümünün boyu eşit olup $L=5.1$ m'dir. Duvar ön yüzünde bohçalama yapılmış olup, bohçalama yapılırken bindirme kısmının boyu duvar ön yüzünden 1m olacak şekilde alınmıştır. Donatılı duvarın inşaatına 23 Nisan 1993'te başlanmıştır ve inşaat 38 gün sonra 31 Mayıs'ta tamamlanmıştır.

Şekil 6.14'ten de görüleceği üzere donatılı duvarın performansını inceleyebilmek amacıyla donatılı duvar içerisine ve yumuşak temel zemini içerisine pek çok ölçüm aleti yerleştirilmiştir. Donatılı duvar üzerinde, duvar içerisinde ve temel zemininde meydana gelecek oturmaları ölçmek amacıyla oturma plakaları kullanılmıştır. Temel zemininde boşluk suyu basınçlarında meydana gelecek değişiklikleri incelemek amacıyla ise hidrolik ve pnömatik piyozometreler kullanılmıştır. Dolgu altında, temel zemininde meydana gelecek toprak basıncı dağılımını incelemek amacıyla donatılı duvar tabanına basınç hücreleri yerleştirilmiştir. Donatılı duvarda ve temel zemininde meydana gelecek yanıl deformasyonları inceleyebilmek amacıyla inklonometreler kullanılmıştır. Donatılarda meydana gelecek deformasyonları ölçmek amacıyla polimer grid donatılar üzerine strengeyçler (strain gages) yerleştirilmiştir. Donatılı duvarın performansı, 38 günlük inşaat süresi boyunca ve inşaatın tamamlanmasını takip eden 8 ay boyunca bu ölçüm aletleri yardımı ile incelenmiştir.

Donatılı duvarın PLAXIS programı ile sonlu elemanlar analizinde kullanılan parametreler Tablo 6.4'te verilmiştir. Tablodan da görüleceği üzere yumuşak kil tabakalarından oluşan temel zemini dört farklı tabaka olarak modellenmiştir ve her bir tabaka için zemin parametreleri tabloda verilmiştir. Tabakalar halindeki temel zemininin PLAXIS programında modellenmesinde, aşırı konsolidasyon oranı 5 olan birinci tabaka için Mohr-Coulomb modeli, diğer üç tabaka için ise Cam clay elasto-plastik modelinden (Rascoe ve Burland, 1968) yola

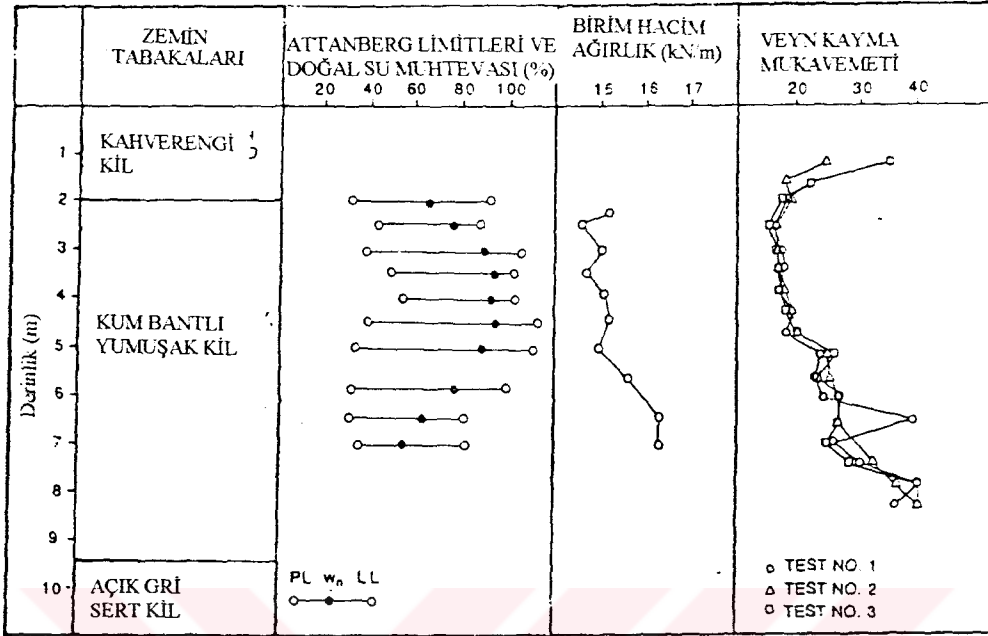


PLAN

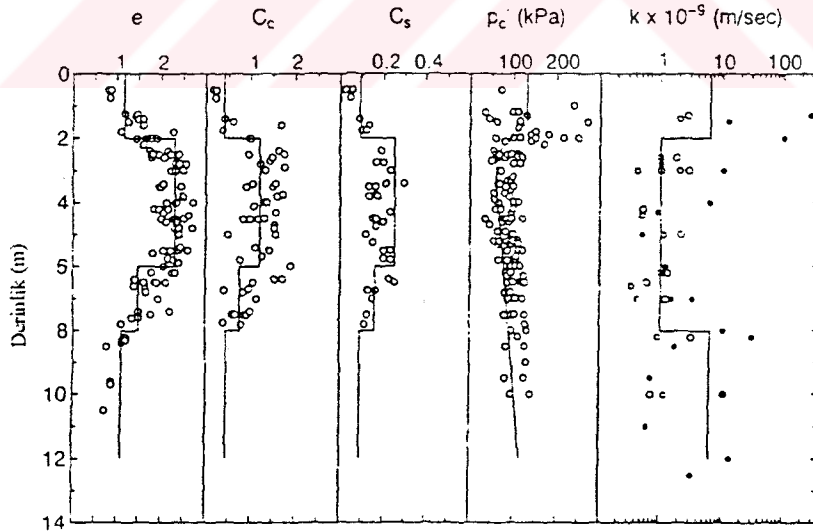


KESİT

Şekil 6.14 (a) Donatılı dolgu plan ve kesiti ile ölçüm aletlerinin kesit ve plan üzerindeki yerleri.



Şekil 6.14 (b) Geotekstil donatılı dolgunun temel zemini profili ve özellikleri.



Lejant

Ölçülen değerler
Sonlu elemanlar analizinde kullanılanlar

Permeabilite ile ilgili notlar:

- Lab. Den. (yatay)
- Lab. Den. (düşey)
- Arazi Den.
- Düşey permeabilite için alınan yaklaşık değer.

Şekil 6.14 (c) Deformasyon parametrelerinin temel zeminin derinliği boyunca değişimi.

Tablo 6.4 Donatılı duvarın PLAXIS programı ile sonlu elemanlar analizinde kullanılan zemin parametreleri.

TANIM	MODEL	TİP	γ_k (kN/m)	γ_w (kN/m)	k_x (m/gün)	k_y (m/gün)	E_{50}^{ref} (kN/m ²)	C_{ref} (kN/m ²)	ϕ	m	R_f	A.K.	e_o
DOLGU MALZEMESİ	HARDENİNG SOİL	DRENAJLI	16.3	18.0	1.000	1.000	50750	110.0	28.7	0.2	0.84	0.35	1.0
TANIM	MODEL	TİP	γ_k (kN/m)	γ_w (kN/m)	k_x (m/gün)	k_y (m/gün)	E_{ref} (kN/m ²)	C_{ref} (kN/m ²)	ϕ	v	c_k	A.K.	e_o
TABAKA 1	MOHR- COULOMB	DRENAJSIZ	17.5	19.0	0.030	0.015	4000	29.0	29.0	0.25	0.6	0.35	1.1
TANIM	MODEL	TİP	γ_k (kN/m)	γ_w (kN/m)	k_x (m/gün)	k_y (m/gün)	λ^*	M	C_{ref} (kN/m ²)	ϕ	c_k	e_o	A.K.
TABAKA 2	SOFT SOİL	DRENAJSIZ	15.0	17.0	0.0045	0.0225	0.155	1.27	1.0	23.0	1.1	2.3	1.0
TABAKA 3	SOFT SOİL	DRENAJSIZ	16.5	18.0	0.0045	0.0225	0.138	1.31	1.0	24.0	0.8	1.5	1.0
TABAKA 4	SOFT SOİL	DRENAJSIZ	17.5	19.0	0.030	0.0150	0.082	1.53	1.0	29.0	0.6	1.2	1.0

Burada; γ_k ve γ_w : Kuru ve ıslak birim hacim ağırlıklar k_x ve k_y : Yatay ve düşey permeabilite E_{50}^{ref} : Başlangıç referans Secant modülü

c: Zeminin kohezyonu

 ϕ : Zeminin içsel sürtünme açısı

m: Gerilme bağımlılığın miktarını belirleyen indis

A.K.: Ara yüzey katsayısı

 e_o : Başlangıç boşluk oranı

v: Poisson oranı

 c_k : Permeabilite değişimi ile ilgili katsayı λ^* : Modifiye sıkışma indeksi

K*: Modifiye şişme indeksi

M: Normal konsolidasyon için

yanal basınçların hesabında

kullanılan katsayı.

çıkılarak geliştirilmiş Soft Soil modeli kullanılmıştır. Sıkıştırılmış dolgu malzemesinin modellenmesinde ise hiperbolik non-lineer elastik modele (Duncan, 1980) karşılık gelen Hard Soil model kullanılmıştır. Analizlerde zemin elemanları 15 düğüm noktasından meydana gelen üçgen elemanlar olarak modellenmiştir ve düzlem şekil değiştirme durumunun geçerli olduğu kabul edilmiştir. Analizlerde geotekstil donatı ile zemin arasındaki etkileşimi modelleyebilmek amacıyla ara yüzey elemanlardan faydalanılmıştır ve zemin geotekstil ara yüzey katsayısı 0.35 olarak alınmıştır. Ara yüzey katsayısı belirlenirken farklı katsayılar kullanılarak analizler yapılmış ve bu katsayının 0.35 alınmasının uygun olacağı görülmüştür.

Test duvarı inşa edilirken dolgu 3m'ye kadar 30cm'lik tabakalar halinde, 3~6m arasında ise 60cm tabakalar halinde, kademeli olarak yapılmıştır. Analizlerde bu durumu modellemek amacıyla PLAXIS programındaki kademeli inşaat (stage construction) hesap modelinden faydalanılmıştır. Analizlerde yer altı su seviyesinin temel zemini yüzeyinden 1m aşağıda olduğu kabul edilmiştir. İnşaat esnasındaki durum modellenirken temel zemininde drenajsız koşulların geçerli olacağı düşünülmüştür. İnşaatın tamamlanmasını takip eden 8 ay boyunca ise drenajlı koşulların geçerli olacağı düşünülerek konsolidasyon analizleri yapılmıştır. Permeabilitede inşaat süresi boyunca meydana gelecek değişim PLAXIS programında aşağıdaki 6.1 bağıntısı yardımı ile göz önünde bulundurulmaktadır.

$$k = k_o 10^{[-(e_o - e)/c_k]} \quad (6.1)$$

Burada; k_o : Başlangıçtaki permeabilite

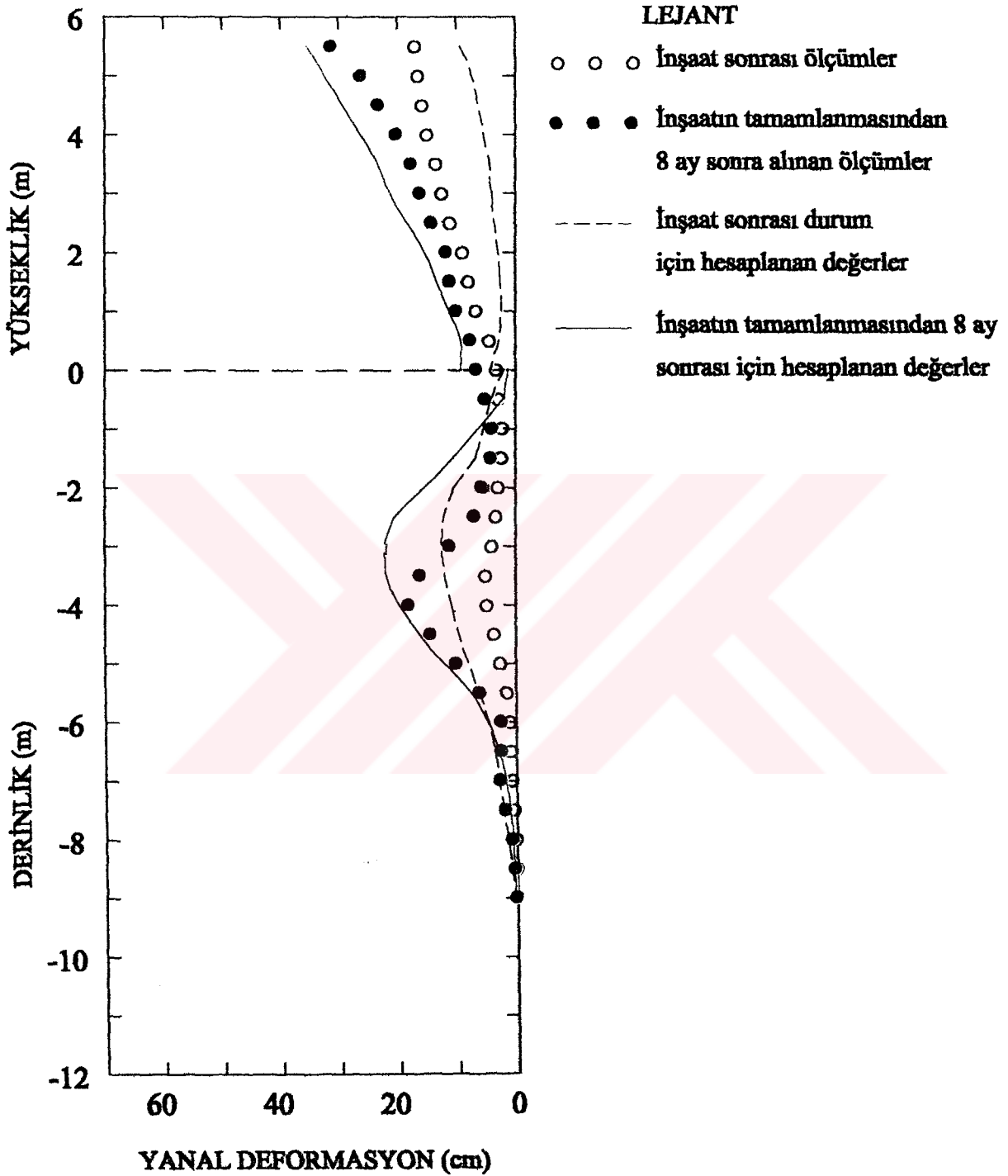
k : Göz önünde bulundurulan durum için permeabilite

e_o : Başlangıç boşluk oranı

e : Göz önünde bulundurulan durumdaki boşluk oranı

c_k : Sabit bir katsayıdır ve genellikle $0.5e_o$ alınır.

Şekil 6.15'te inşaatın tamamlandığı 38. gün sonunda ve inşaatın tamamlanmasından 8 ay sonra duvar ve temel zemininde ölçülen ve PLAXIS programı ile yapılan analizler sonucu bulunan yanal deformasyonlar aynı grafik üzerinde verilmiştir. Şekilden de görülebileceği üzere temel zemininde meydana gelen yanal deformasyonların çoğu 2 ile 6m arasında yer alan zayıf zeminde meydana gelmiştir. Duvarda meydana gelen maksimum yanal deformasyonlar duvarın üst kısmında meydana gelmiştir. Arazide ölçülen yanal deformasyon değerleri ile PLAXIS ile gerçekleştirilen sonlu elemanlar analizleri sonuçları karşılaştırıldığında, duvar ve

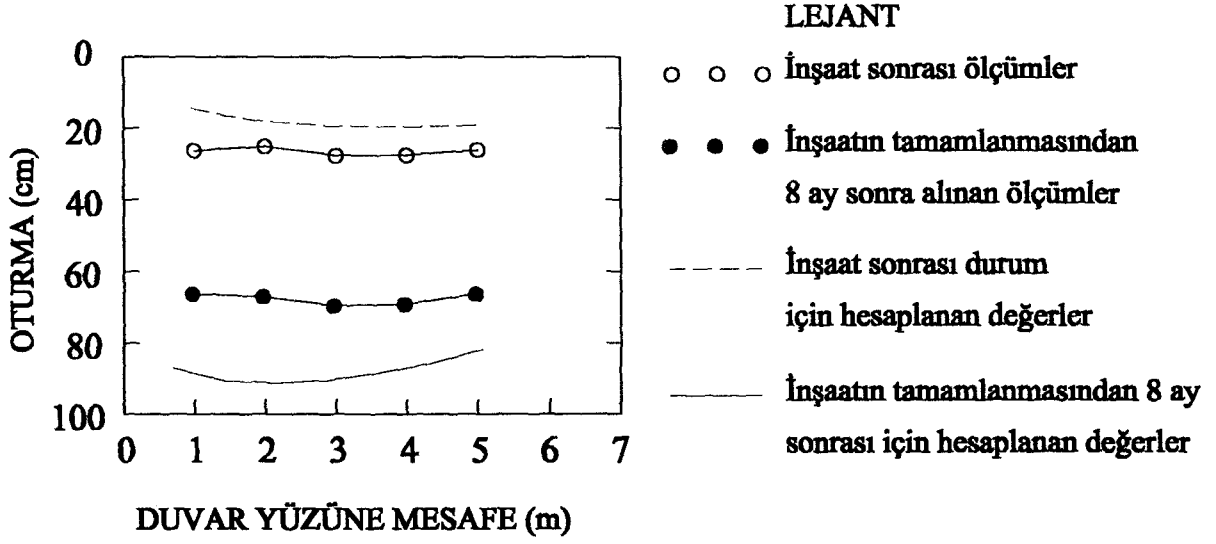


Şekil 6.15 İnşaatın tamamlandığı 38. günün sonunda ve inşaatın tamamlanmasından 8 ay sonra, donatılı duvar ile temel zemininde ölçülen ve PLAXIS programı ile yapılan sonlu elemanlar analizi sonucu hesaplanan yanıl deformasyon değerleri.

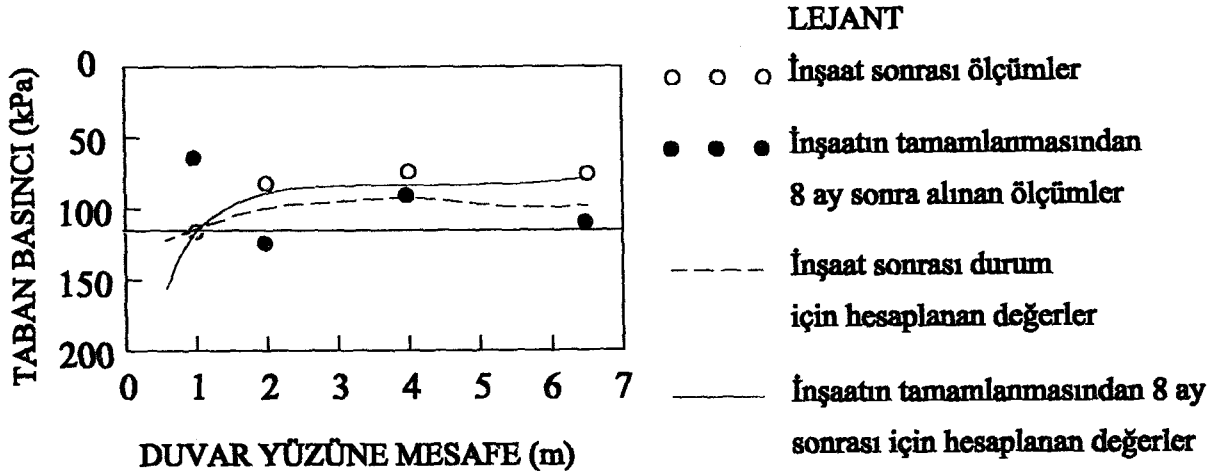
temel zemininin genel davranışını göstermesi açısından sonuçların uyumlu olduğu görülmektedir. Ancak donatılı duvar için analizler sonucu hesaplanan yanıl deformasyon değeri arazide ölçülden daha az olmaktadır. Temel zemini içerisinde hesaplanan yanıl deformasyon değeri ise arazide ölçülden daha fazla olmaktadır. Özellikle inşaat tamamlandığı 38. gün sonunda temel zemininde ölçülen yanıl deformasyonlar ile analiz sonucu elde edilen değeri arasında fark olduğu görülmektedir. Daha önce yapılan benzer çalışmalarda da analiz sonuçları ile inklonometre okumaları arasında farklar görülmüştür ve bu durumun inklonometre kılıfının sertliğinden kaynaklanabileceği belirtilmiştir. Donatılı duvarda ve temel zemininde meydana gelen yanıl deformasyonlar incelendiğinde iki ayrı sapma noktasının olduğu görülmektedir. Sapma noktalarından ilki donatılı duvar topuğuna yakın bir noktadadır, ikincisi ise topuk noktasından 3-4m aşağıdadır. Bu iki nokta arasındaki mesafenin oldukça kısa olmasının inklonometre ölçümlerinin sonuçlarını etkilediği düşünülebilir. İnşaatın tamamlanmasından 8 ay sonraki uzun süreli durumda ise ölçülen ve hesaplanan yanıl deformasyon değeri uyumlu olduğu görülmektedir. Burada da yine maksimum yanıl deformasyonları donatılı duvarın üst kısmında ve temel zeminin zayıf kısmında gerçekleştiği görülmektedir.

Şekil 6.16'da donatılı zemin altındaki oturma profili verilmiştir. İnşaatın tamamlanmasından hemen sonra yapılan ölçümlerde donatılı duvar altında yaklaşık olarak üniform bir oturmanın gerçekleşmiş olduğu görülmektedir. Yapılan analizler sonucu inşaat sonrası durum için arazide ölçülene oldukça benzer bir oturma profili elde edilmiştir. Burada analizler sonucu hesaplanan oturma değeri arazide ölçülenlerden biraz daha az olmaktadır. Analizlerde inşaat süresi boyunca drenajsız koşulların geçerli olacağı kabul edilmiştir, oysa arazide inşaat esnasında bir miktar konsolidasyon gerçekleşmektedir. İnşaat sonrası durum için oturmalarındaki bu farkın bu nedenle meydana geldiği düşünülebilir. İnşaatın tamamlanmasından 8 ay sonraki durum göz önünde bulundurulduğu zaman ise analizlerden elde edilen oturmalarda ölçülen değeri biraz fazla olduğu görülmektedir. Oturmalarındaki bu farklılık muhtemelen analizlerde permeabilite katsayısının yüksek alınmasından kaynaklanmaktadır.

Şekil 6.17'de donatılı duvar tabanında ölçülen ve hesaplanan düşey taban basıncı değeri görülmektedir. Ayrıca şekil üzerinde örtü basıncı (γH) değeri de verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere inşaat sonrası alınan ölçümler ve inşaatın tamamlanmasından 8 ay sonra alınan ölçümlerle analizlerden elde edilen değeri oldukça uyumlu olduğu görülmektedir.



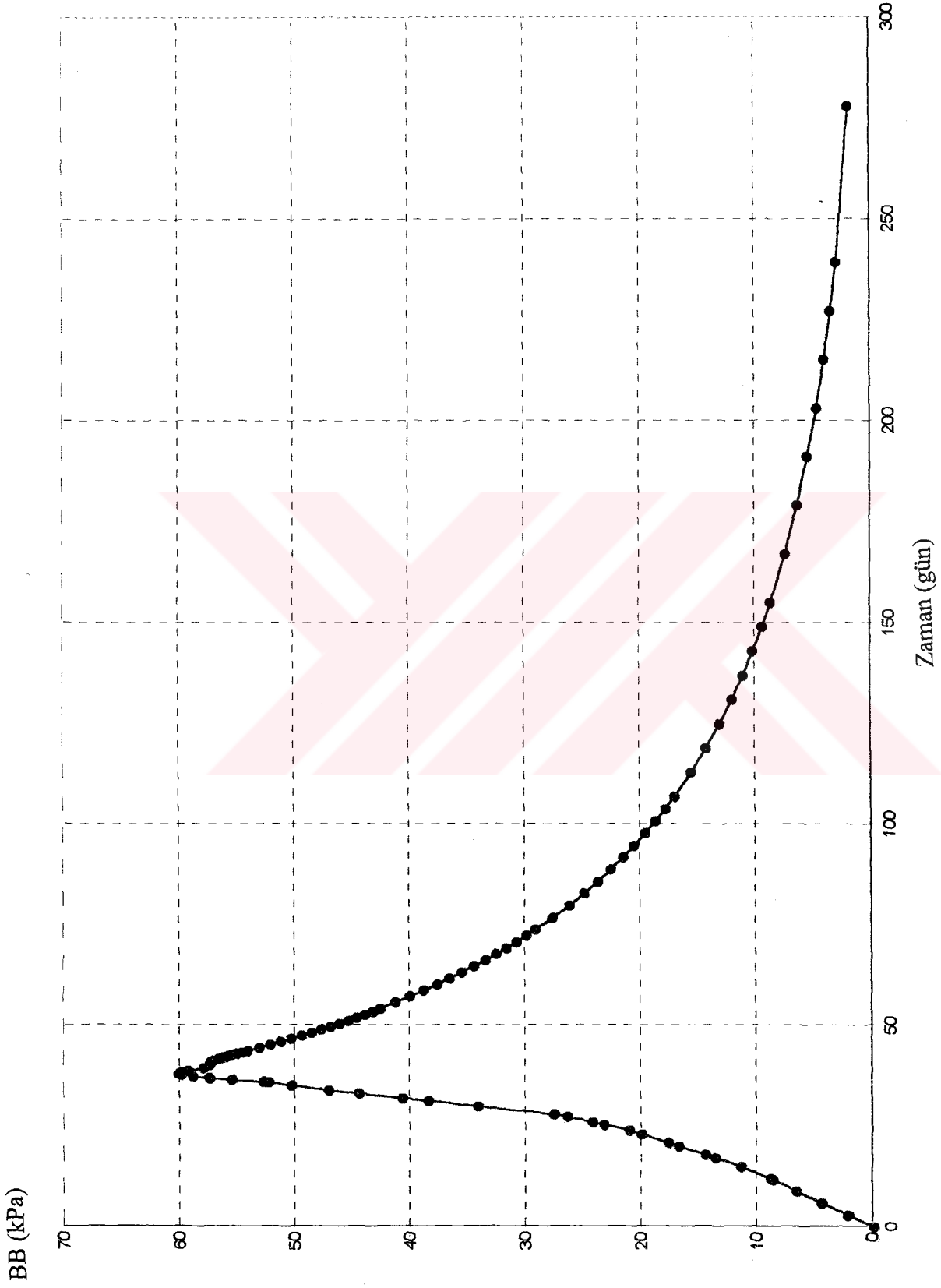
Şekil 6.16 Donatılı zemin altında ölçülen ve hesaplanan oturma değerlerine göre çizilmiş oturma profili.



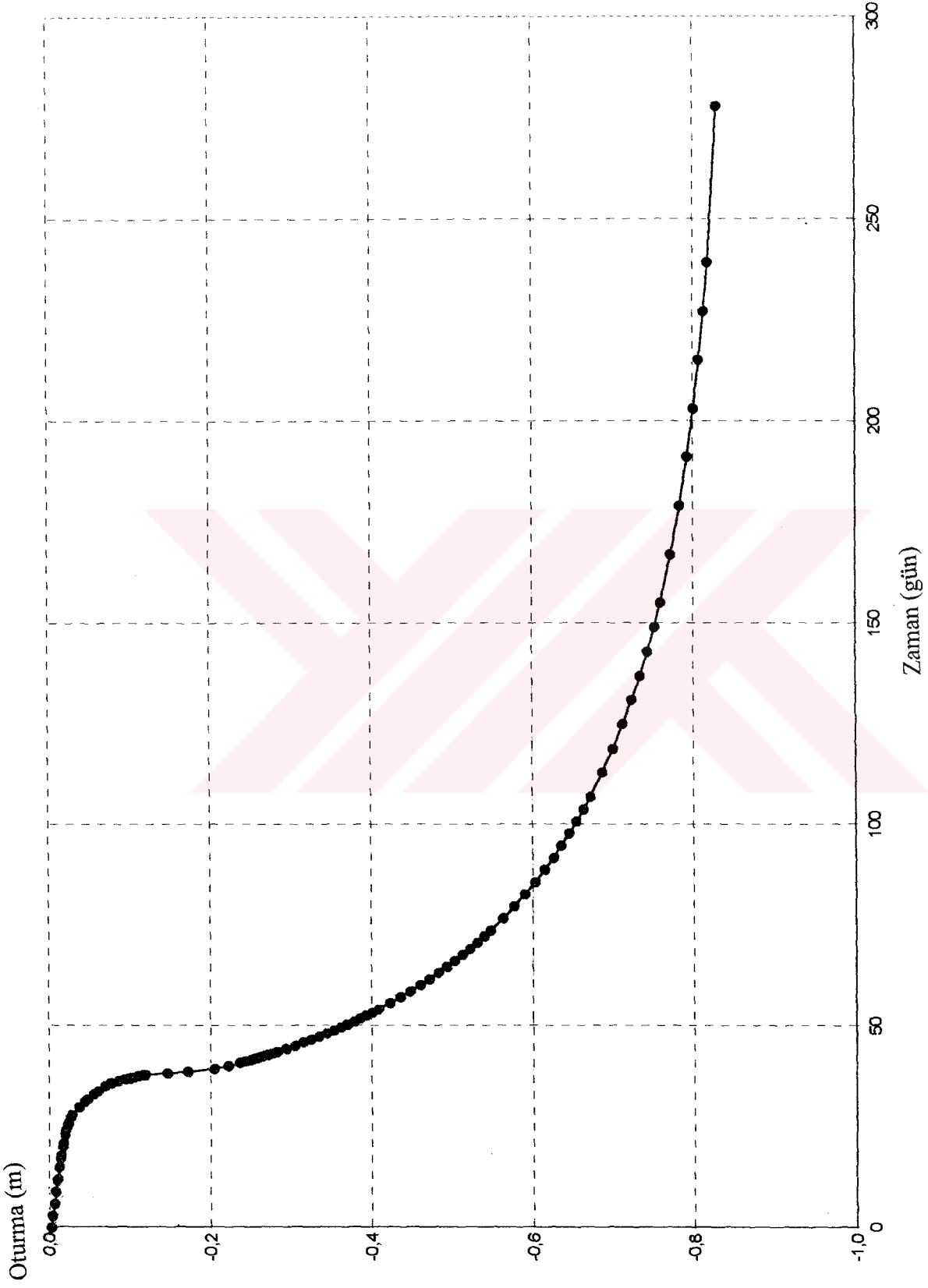
Şekil 6.17 Donatılı duvar tabanında ölçülen ve analizlerde hesaplanan düşey taban basıncı değerleri.

Şekil 6.18’de analizlerden elde edilen boşluk suyu basıncının zamana bağlı olarak değişimi görülmektedir. Şekil 6.19 ve Şekil 6.20’de ise donatılı duvarın topuk noktası ile orta noktasında, temel zemininde meydana gelen oturmaların zamana bağlı olarak değişimi verilmiştir. Grafiklerden de görüleceği üzere inşaatın başlaması ile birlikte oturmalarda hızlı bir artışın gerçekleştiği, ancak zamanla oturmaların yavaşladığı görülmektedir.

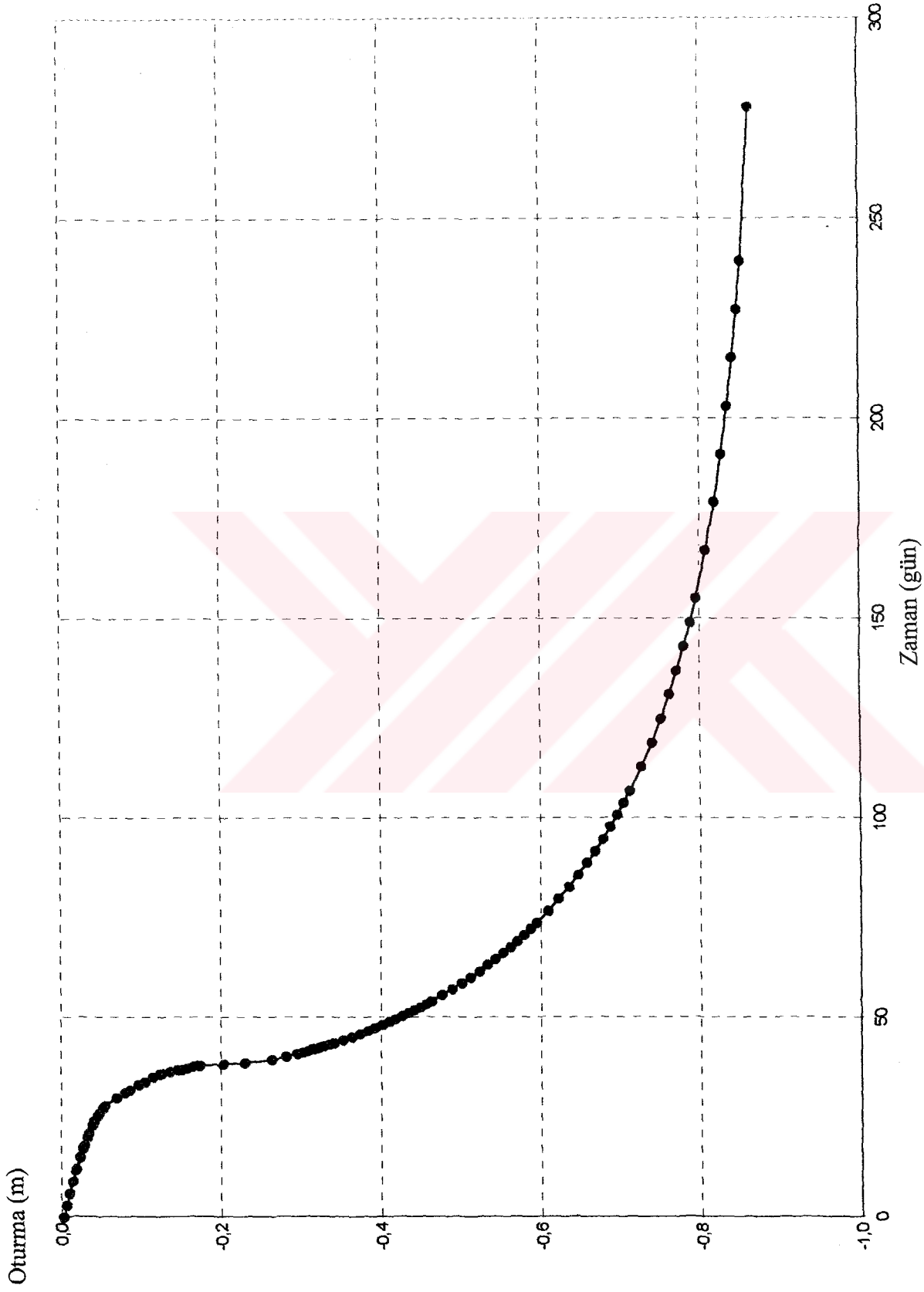
Şekil 6.21’de inşaatın tamamlanmasının ardından geotekstil donatılara etkiyen aksenal kuvvetlerin donatı boyunca değişimi verilmiştir. Şekil 6.22’de ise inşaatın tamamlanmasından 8 ay sonra geotekstil donatılara etkiyen aksenal kuvvetlerin donatı boyunca değişimi verilmiştir. Burada geotekstil donatılara gelen kuvvetler, donatılarda ölçülen uzamalara bağlı olarak hesaplanmıştır. Ancak burada, şekil değiştirmeye bağlı olarak aksenal yükler hesaplanırken, donatının serbest haldeki gerilme-şekil değiştirme davranışı göz önünde bulundurulmuştur. Ancak bilindiği gibi geotekstil gibi esnek yapıdaki malzemeleri zemin içerisindeki gerilme-şekil değiştirme davranışı serbest haldeki gerilme şekil-değiştirme davranışından oldukça farklıdır. Bu nedenle burada ölçülen değerlerin yaklaşık değerler olarak kabul edilmesi gerekmektedir. Şekil 6.21’de inşaat sonrası durumda ölçülen geotekstil donatılara gelen aksenal kuvvetler ile analizler sonucu belirlenen değerler karşılaştırıldığında, donatılı duvar içerisinde 2.1m ve 4.2m seviyelerindeki donatılar dışındaki diğer donatılarda hesaplanan değerlerin ölçülen değerlerden yüksek olduğu görülmektedir. 2.1m ve 4.2m seviyelerindeki donatılarda ise muhtemelen bu tabakalar üzerindeki dolgunun sıkıştırılması esnasında meydana gelen deformasyonlar nedeni ile yüksek aksenal kuvvet oluştuğu görülmektedir. Burada gerek hesaplanan gerekse ölçülen değerlerde maksimum geotekstil çekme kuvvetlerinin donatı ile şevin topuk noktasından geçen ve yatayla $(45+\phi/2)^\circ$ açı yapan göçme yüzeyinin kesişme noktalarında meydana geldiği görülmektedir. Burada dikkati çeken diğer bir nokta donatılı duvar tabanında meydana gelen oturmaların etkisi ile en alt donatıda donatı boyunca yüksek aksenal kuvvetin meydana gelmiş olmasıdır. Şekil 6.22’de inşaatın tamamlanmasından 8 ay sonra ölçülen geotekstil donatılara gelen kuvvetler ile hesaplanan değerler karşılaştırıldığı da, inşaat sonrası duruma oranla değerlerin daha uyumlu olduğu görülmektedir. Ancak burada da 2.1m ve 4.2m seviyelerindeki donatılara çok fazla yük geldiği görülmektedir. Geotekstil donatılara etkiyen maksimum kuvvetler göçme yüzeyi ile kesişen noktalarda meydana gelmektedir ve burada da en alt donatıda oturmalara bağlı olarak donatı boyunca yüksek aksenal kuvvet meydana geldiği görülmektedir. İnşaat sonrası duruma oranla inşaatın tamamlanmasından 8 ay sonra, deformasyonda meydana gelen artışlardan dolayı, donatılara gelen aksenal kuvvet değerlerinde önemli miktarda artış meydana geldiği görülmektedir. Bu nedenle yumuşak temel zeminleri üzerine geotekstil donatılı duvar inşaatı



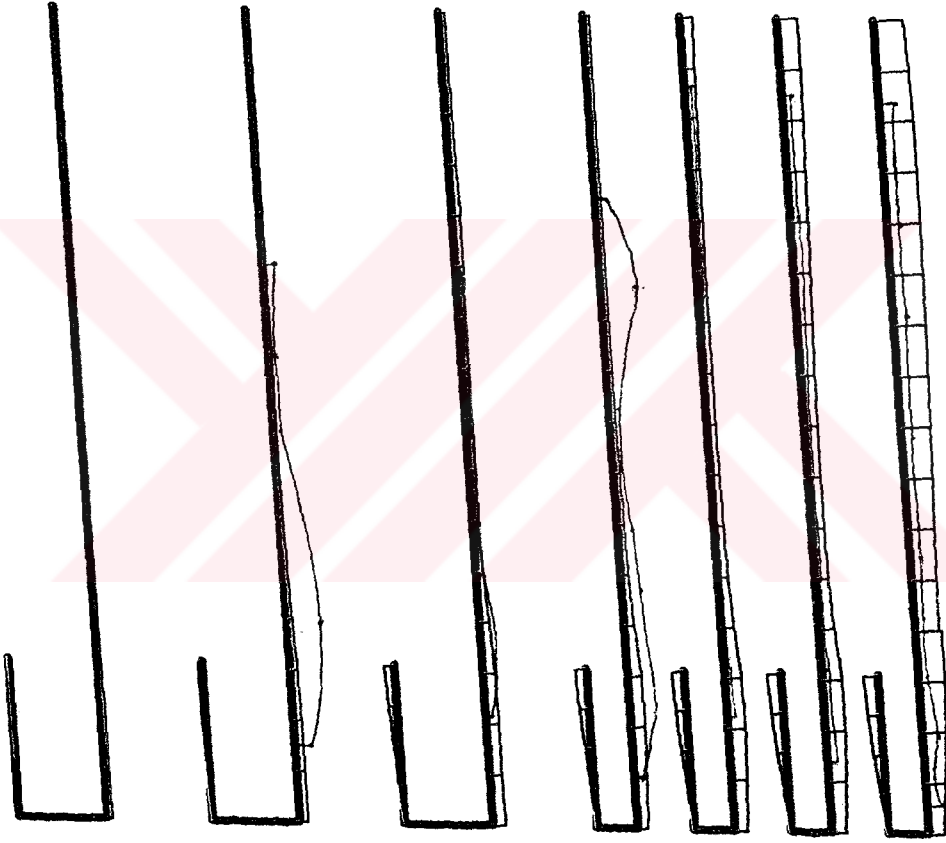
Şekil 6.18. Analizlerden elde edilen boşluk suyu basıncının zamana bağlı olarak değişimi.



Şekil 6.19 Donatılı duvarın topuk noktasında, temel zemininde meydana gelen oturmaların zamana bağlı olarak değişimi.

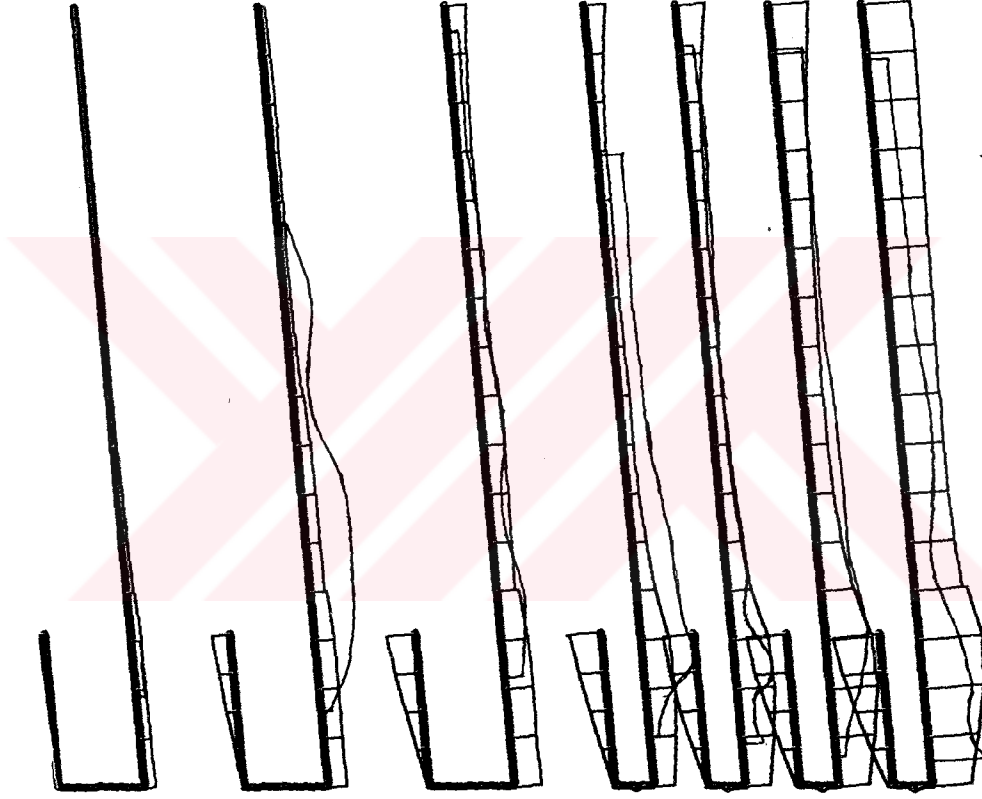


Şekil 6.20 Donatılı duvar tabanının orta noktasında, temel zemininde meydana gelen oturmaların zamana bağlı olarak değişimi.

ARAZİDE ÖLÇÜLEN
PLAXIS

Maksimum eksenel kuvvet 4.73 kN/m

Şekil 6.21 İnşaatın tamamlanmasından ardından geotekstil donatılara etkiyen eksenel kuvvetlerin donatı boyunca değişimi.

ARAZİDE ÖLÇÜLEN
PLAXIS

Şekil 6.22 İnşaatın tamamlanmasından 8 ay sonra geotekstil donatılara etkiyen aksenal kuvvetlerin donatı boyunca değişimi.
Maksimum aksenal kuvvet 6.99 kN/m

tasarımında uzun süreli stabilitenin muhakkak göz önünde bulundurulması ve gerekli geotekstil donatı boyu ve geotekstil donatı çekme dayanımının ona göre seçilmesi gerekmektedir. Analizler sonucu geotekstil donatıların bohçalama kısımlarının, özellikle kritik göçme yüzeyi ile kesişmesi durumunda, önemli miktarda yük aldığı ve dolayısı ile stabilizeye katkı sağladığı görülmüştür.

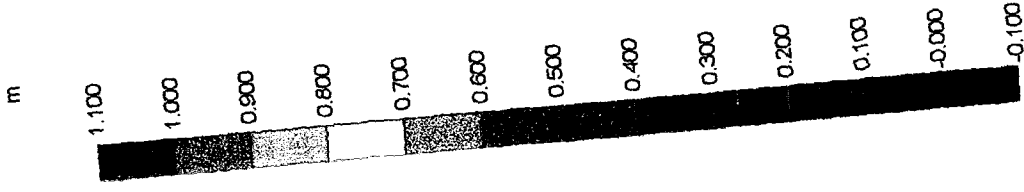
Şekil 6.23 ve Şekil 6.24'te PLAXIS ile gerçekleştirilen konsolidasyon analizleri sonucunda geotekstil donatılı yapıda meydana gelen toplam deformasyonlar ve yapının deforme olmuş şekli görülmektedir.

6.3 Tucson Duvarı Sonlu Elemanlar Analizi

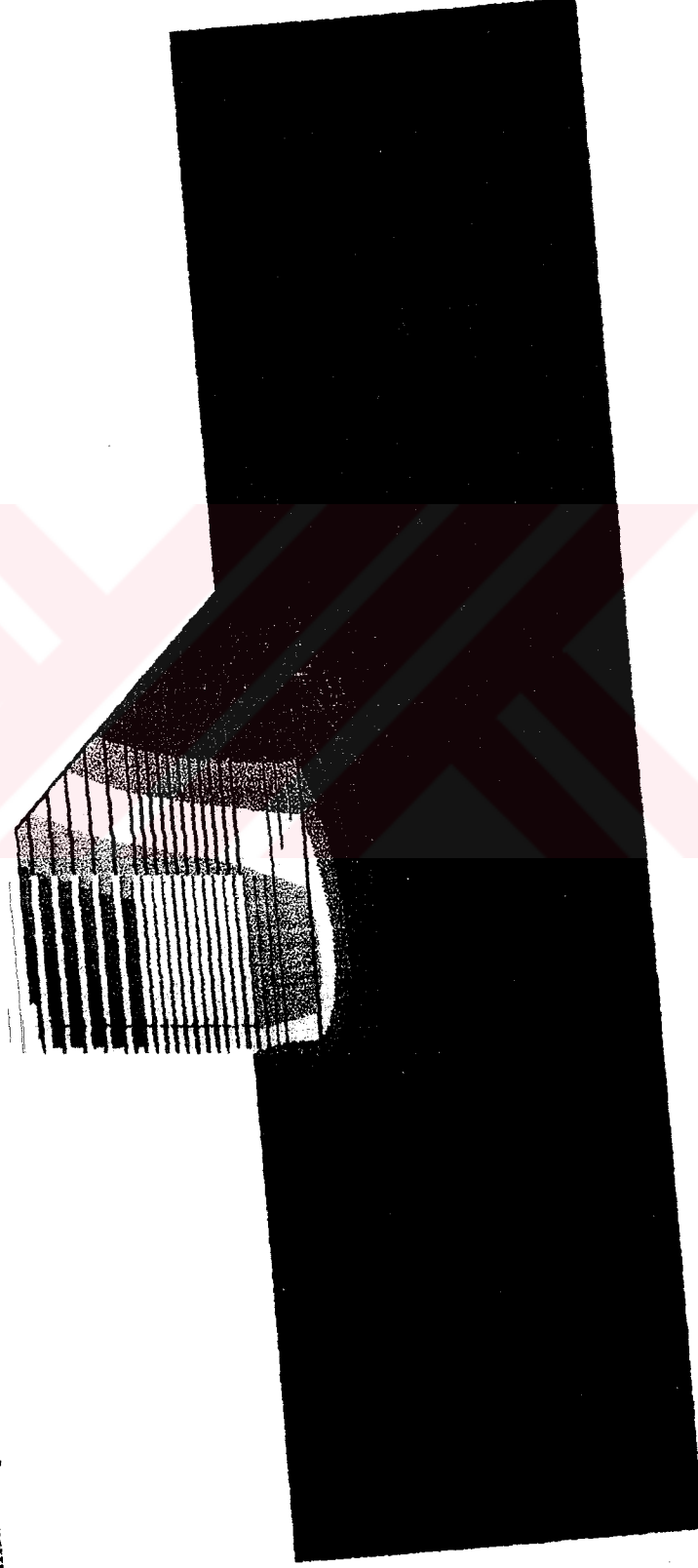
Analizlerde son olarak geometrisi 6.25'te görülen geogrid donatıların kullanıldığı Tucson duvarının PLAXIS programı ile ve klasik yöntemlerle analizi yapılmıştır. Analizlerde kaplama panelinin alt ve üst noktalarında belirlenen yanal deformasyonlar ve panele etkileyen yanal toprak basınçları arazide ölçülen değerlerle karşılaştırılmıştır.

Şekil 6.25'ten de görüleceği üzere duvarda değişken aralıklarla yerleştirilmiş 11 adet geogrid donatı kullanılmıştır. Duvar yüksekliği 4.65m'dir ve duvar yüzünde 0.15m kalınlığında, 3m genişliğinde ve yüksekliği duvar yüksekliğine eşit olan kaplama panelleri kullanılmıştır. Duvar ile kaplama panellerinin birleşim detayı Şekil 6.25 (b)'de verilmiştir. Kaplama panellerinde meydana gelebilecek faklı oturmaları önlemek amacıyla panel altlarına temel betonu dökülmüştür. Duvar inşa edilirken ilk önce kaplama panelleri bir vinç yardımı ile temel betonu üzerine yerleştirilmiş ve panelin kaymasını önlemek amacıyla paneller özel çelik ankraj elemanlar yardımı ile temel betonuna bağlanmıştır. İnşaat esnasında kaplama panellerinin devrilmesini önlemek amacıyla, iki panelin birleşim yerlerinin en üst noktalardan dıştan ahşap destekler yapılmıştır. Daha sonra ise tabakalar halinde geogrid donatılar serilerek ve dolgu malzemesi sıkıştırılarak duvar kademeli olarak inşa edilmiştir. Duvarın inşaatı tamamlandıktan sonra duvar üzerine 25cm kalınlığında kaplama betonu dökülmüştür. Duvarın sonlu elemanlar analizinde tüm bu inşaat adımları göz önünde bulundurulmuştur.

PLAXIS programı ile sonlu elemanlar analizi yapılırken kullanılan parametreler, Tablo 6.5'te verilmiştir. Analizlerde donatılı kısım arkasındaki dolgu zemini ve temel zemini modellenirken Mohr-Coulomb modeli kullanılmıştır. Zemin ile beton elemanlar arası ara yüzey katsayısı 0.67 alınmıştır. Donatılı dolgu malzemesinin modellenmesinde ise Hardening Soil model kullanılmıştır. Burada zemin ile geotekstil arası ara yüzey katsayısı 0.5 alınmıştır. Kullanılan geogrid donatının nihai çekme dayanımı 23kN/m, donatının eksenel rijitliği

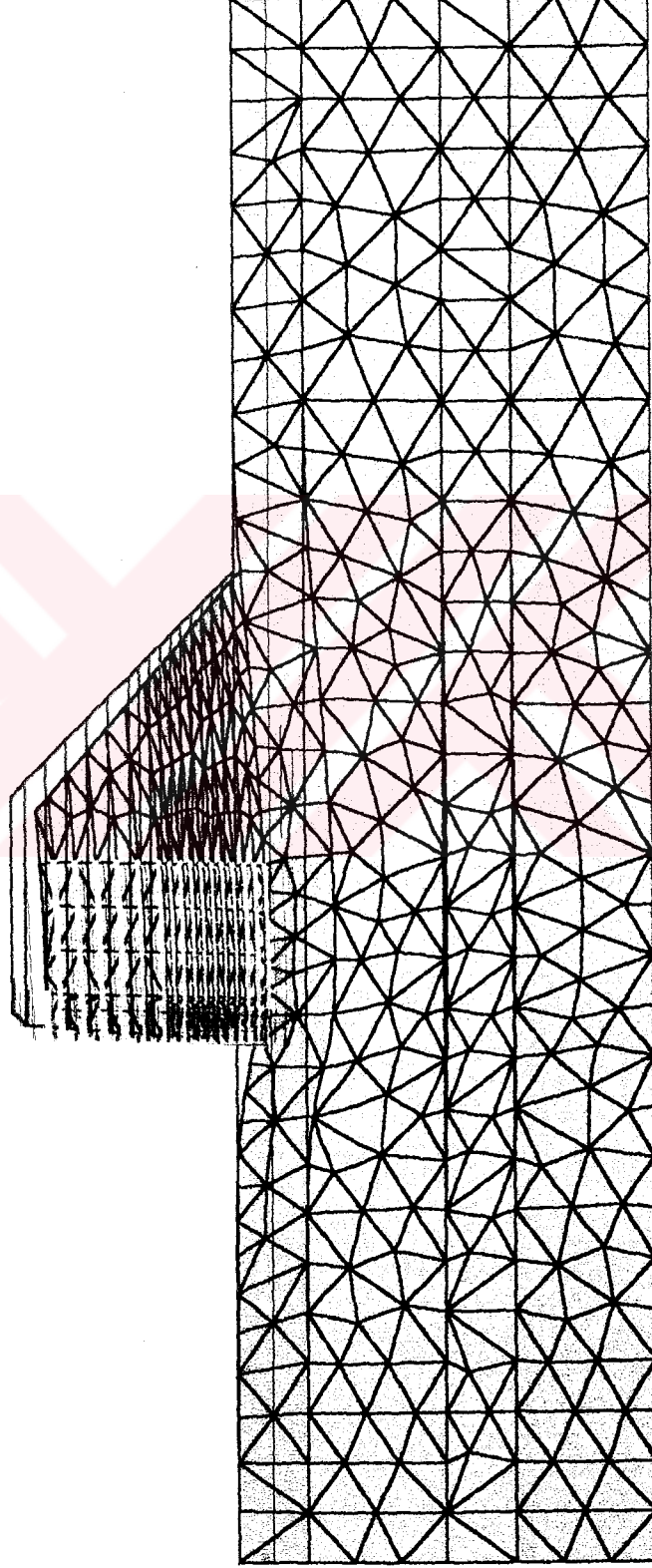


Maksimum toplam deplasman 1.08m

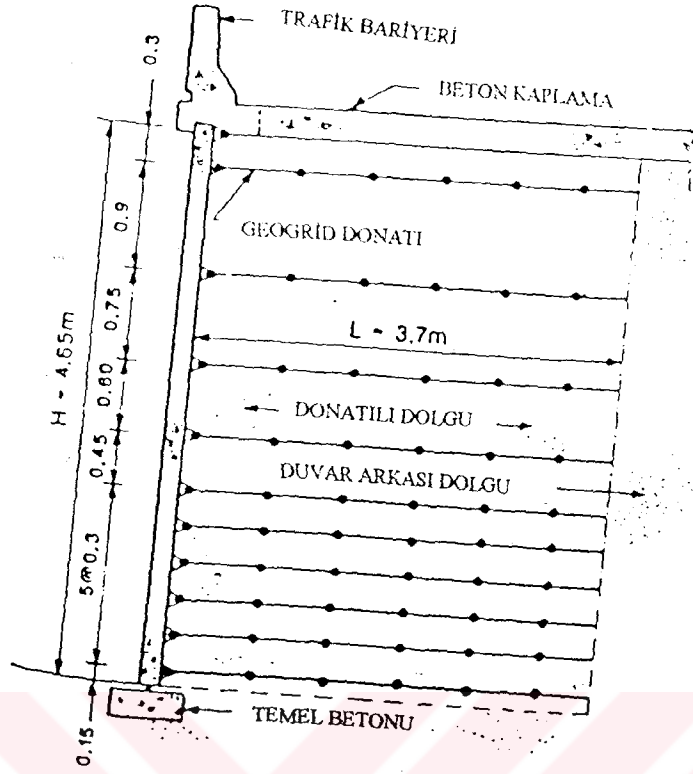


Şekil 6.23 PLAXIS programı ile gerçekleştirilen konsolidasyon analizleri sonucunda geotekstil donatılı yapıda meydana gelen toplam deformasyonlar.

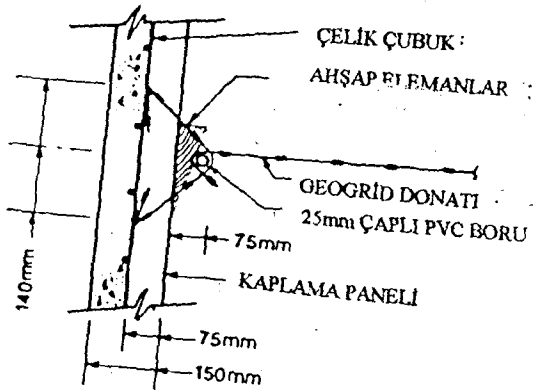
Maksimum toplam deplasman 1.08m



Şekil 6.24 PLAXIS programı ile gerçekleştirilen konsolidasyon analizleri sonucunda elde edilen geotekstil donatılı yapının deforme olmuş şekli.



(a) Tucson duvarı kesiti.



(b) Geotekstil donatı ile kaplama paneli birleşim detayı.

Şekil 6.25 Tucson duvarı kesiti ve bileşim detayı. (Berg, Bonaarte, Anderson ve Chouery, 1986)

Tablo 6.5 Tucson duvarının PLAXIS programı ile sonlu elemanlar analizinde kullanılan zemin parametreleri.

TANIM	MODEL	γ_k (kN/m)	γ_w (kN/m)	k_x (m/gün)	k_y (m/gün)	E_{50}^{ref} (kN/m ²)	c_{ref} (kN/m ²)	\emptyset	m	R_f	A.K.	e_o
DONATILI ZEMİN	HARDENING SOIL	19.6	21.0	1.000	1.000	100000	1.0	34.0	0.54	0.90	0.5	1.0
TANIM	MODEL	γ_k (kN/m)	γ_w (kN/m)	k_x (m/gün)	k_y (m/gün)	E_{ref} (kN/m ²)	c_{ref} (kN/m ²)	\emptyset	v		A.K.	e_o
DOLGU ZEMİNİ	MOHR-COULOMB	18.1	20.0	1.000	1.000	4000	1.0	30.0	0.30		0.67	1.0
TEMEL ZEMİNİ	MOHR-COULOMB	19.0	21.0	1.000	1.000	5000	2.0	35.0	0.30		0.67	1.0

Burada; γ_k ve γ_w : Kuru ve ıslak birim hacim ağırlıklar k_x ve k_y : Yatay ve düşey permeabilite E_{50}^{ref} : Başlangıç referans Secant modülü

c: Zeminin kohezyonu

 \emptyset : Zeminin içsel sürtünme açısı

m: Gerilme bağımlılığın miktarını belirleyen indis

A.K.: Ara yüzey katsayısı

 e_o : Başlangıç boşluk oranı

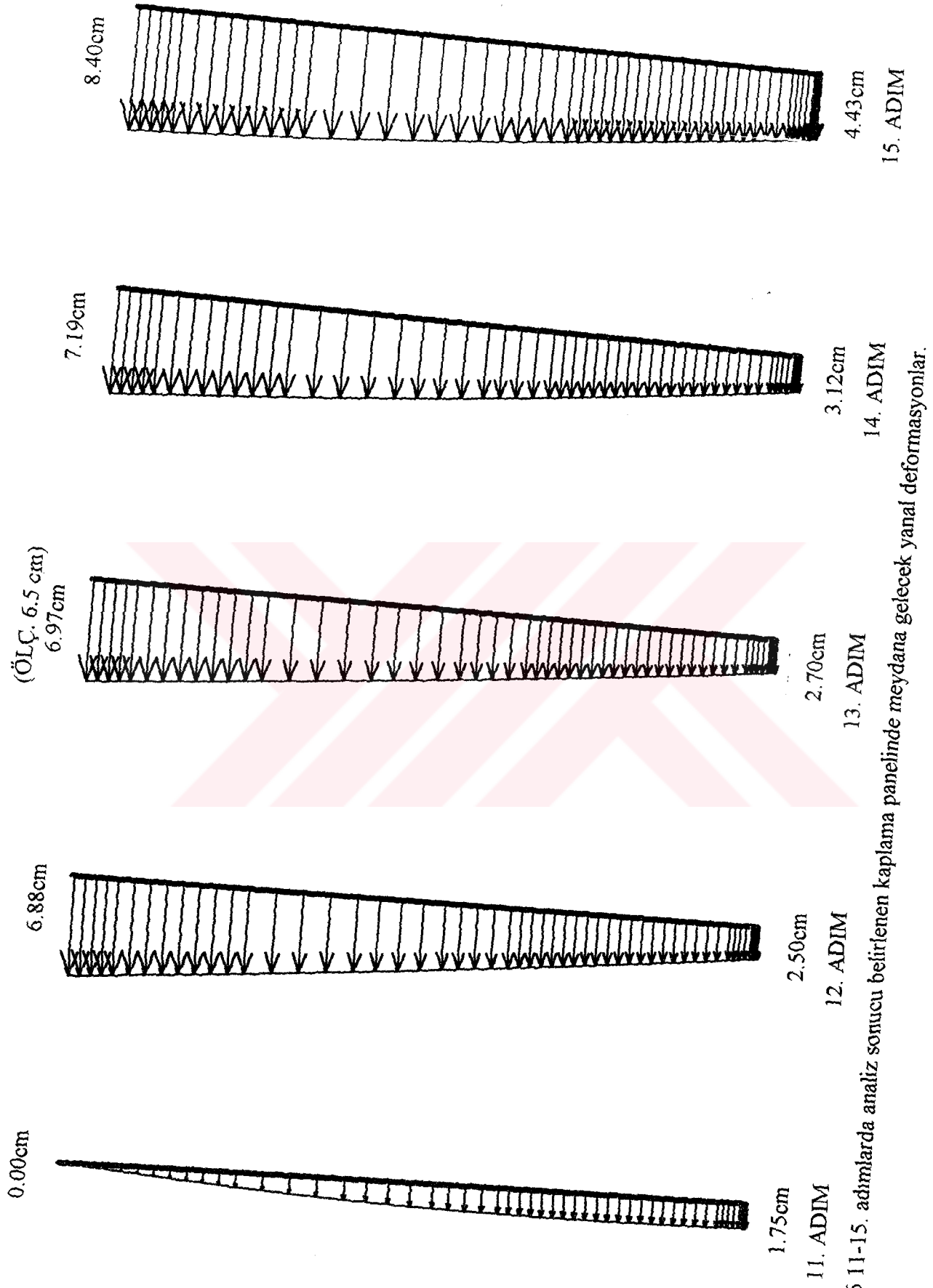
v: Poisson oranı

 c_k : Permeabilite değişimi ile ilgili katsayı

EA=300kN/m'dir. Sonlu elemanlar modelinde geogrid donatı ile kaplama paneli birleşim elemanları, sadece eksenel yönde kuvvet alabilen ve duvara mafsallı olarak bağlanmış, kısa çubuk elemanlar olarak modellenmiştir. Kaplama panellerinin temel betonu üzerine mafsallı olarak bağlandığı ve panelin üst noktasından yatay destek elemanları (strut) ile desteklendiği kabul edilmiştir. Donatılı yapının davranışını doğru olarak modelleyebilmek için inşaat adımlarının doğru olarak modellenmesi gerekmektedir. Bu nedenle analizlerde PLAXIS programındaki kademeli inşaat analiz yönteminden (staged construction) faydalanılmıştır. Donatılı yapının analizi 15 adımda tamamlanmıştır. Analizlerdeki adımlar şu şekilde özetlenebilir;

- Analizde ilk adımda kaplama panelleri altı temel betonun döküldüğü, panelin temel üzerine dıştan desteklenerek yerleştirildiği ve duvar arkası dolgu kotunun ilk geogridin serileceği kota kadar yükseltildiği kabul edilmiştir.
- 2. adımdan 11. adıma kadar olan analizlerde geodrid donatının serilmesi ve üzerine dolgu yapılması şeklinde dolgunun kademeli olarak inşa edilmesi modellenmiştir.
- 12. adımda dıştan destek kaldırılmıştır.
- 13. adımda duvar üzerine kaplama betonu dökülmesi modellenmiştir.
- 14. adımda ise inşaatın tamamlanmasının ardından donatılı duvar üzerine 12kN/m² sürşarj yükü (trafik yükü) uygulanmıştır.
- Son olarak PLAXIS'teki Phi-c azaltma analiz yöntemi ile analizler yapılarak donatılı yapının göçmeye karşı güvenliği ve yapıda göçmenin ne şekilde gerçekleşeceği belirlenmeye çalışılmıştır.

Şekil 6.26'da 11-15. adımlarda arasında analizler sonucu belirlenen kaplama panelinde meydana gelecek yanal deformasyonlar görülmektedir. Şekilden de görüleceği üzere 11. adıma kadar kaplama paneli üstten desteklerle tutulmuş olduğundan panelin üst noktasında yanal deplasman meydana gelmezken alt kısımda 1.75cm'lik deplasman meydana gelmiştir. 12. adımda dış desteklerin kaldırılması ile birlikte panel ile temel betonu birleşim noktasında çok az deplasman meydana geldiği ancak panelin bu mafsallı birleşim noktası etrafında dışa doğru dönmeye zorlandığı ve bunun sonucunda panel üst noktasında 6.88cm'lik yanal deplasman meydana geldiği görülmektedir. 13. adımda duvar üzerine kaplama betonu dökülmesinin kaplama panelindeki yanal deplasmanları çok az etkilediği ve panelin üst ve alt noktalarında çok az deplasman artışlarının meydana geldiği görülmektedir. Duvar üzerine sürşarj yükü etki ettirilmesi ile birlikte yine 12. adımdakine benzer şekilde panelde az miktarda yanal deplasman artışı meydana geldiği görülmektedir. Burada kaplama betonundan gelen yüke oranla sürşarj yükü daha fazla olduğundan 12. adıma oranla bu adımda daha fazla



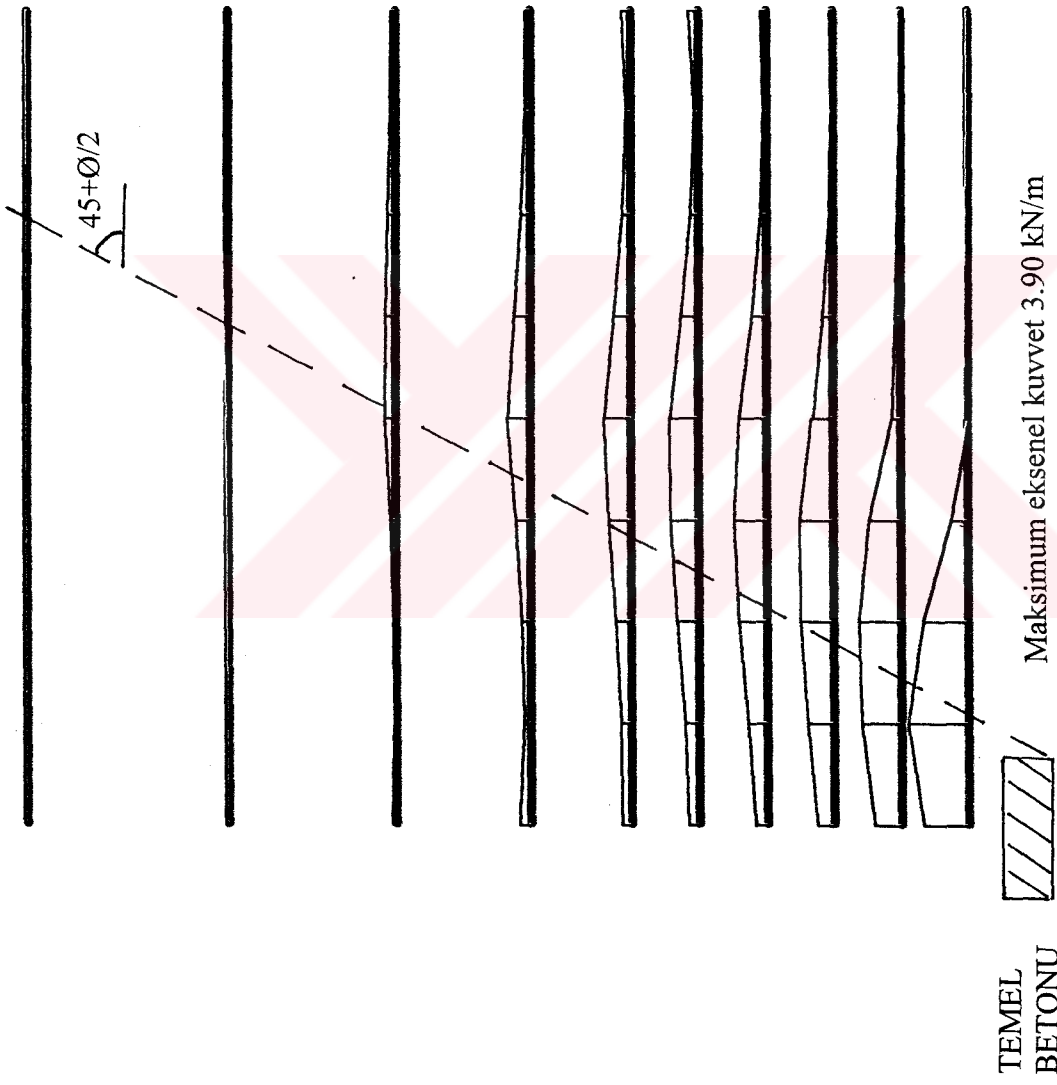
Şekil 6.26 11-15. adımlarda analiz sonucu belirlenen kaplama panelinde meydana gelecek yanıl deformasyonlar.

deplasman meydana gelmiştir. Phi-c azaltma analizleri yapılarak yapıda göçmenin meydana geldiği durumu modellemek amacıyla gerçekleştirilen 15. adımda ise göçme anında, 14. adıma oranla, panelin üst ve alt noktasında yaklaşık 1.20~1.30cm'lik deplasman meydana geldiği ve panelin temel betonu ile birlikte dışa doğru kaydığı görülmektedir. Şekil 6.27'de gösterilen göçme anında oluşan toplam deplasmanlar incelendiğinde donatılı duvardaki göçmenin, duvarın topuk noktası altındaki temel betonunun altından geçen ve alt kesimdeki donatılı kısım içinden geçerek donatısız kısma giren bir göçme yüzeyi boyunca meydana geldiği görülmektedir. 12. ve 15. adımlar arasında kaplama panelinde meydana gelen deplasmanlar karşılaştırıldığında, panelin sadece dış desteğin kaldırıldığı 12. adımda panel ile temel betonu birleşim noktası etrafında dönmeye zorlandığı, diğer adımlarda ise panelin temel betonu ile birlikte kaymaya zorlandığı görülmektedir. Donatılı yapıda göçmeninde bu şekilde panel ile temel betonun dışa doğru kayması sonucu meydana geldiği görülmektedir. Arazide, analizde 13. adıma karşılık gelen kaplama betonunun dökülmesi aşamasından hemen sonra yapılan ölçümlerde duvarın topuk noktasında az miktarda yanal deformasyon meydana geldiği, kaplama panelinin üst noktasında ise 6.5cm'lik deplasman meydana geldiği kaydedilmiştir. Analizlerde bu aşamada topuk noktasında 2.5cm, panel üst noktasında ise 6.97cm deplasman meydana gelmiştir. Buradan da görüleceği üzere araziden elde edilen ölçümlerle analizlerde hesaplanan değerler oldukça yakındır.

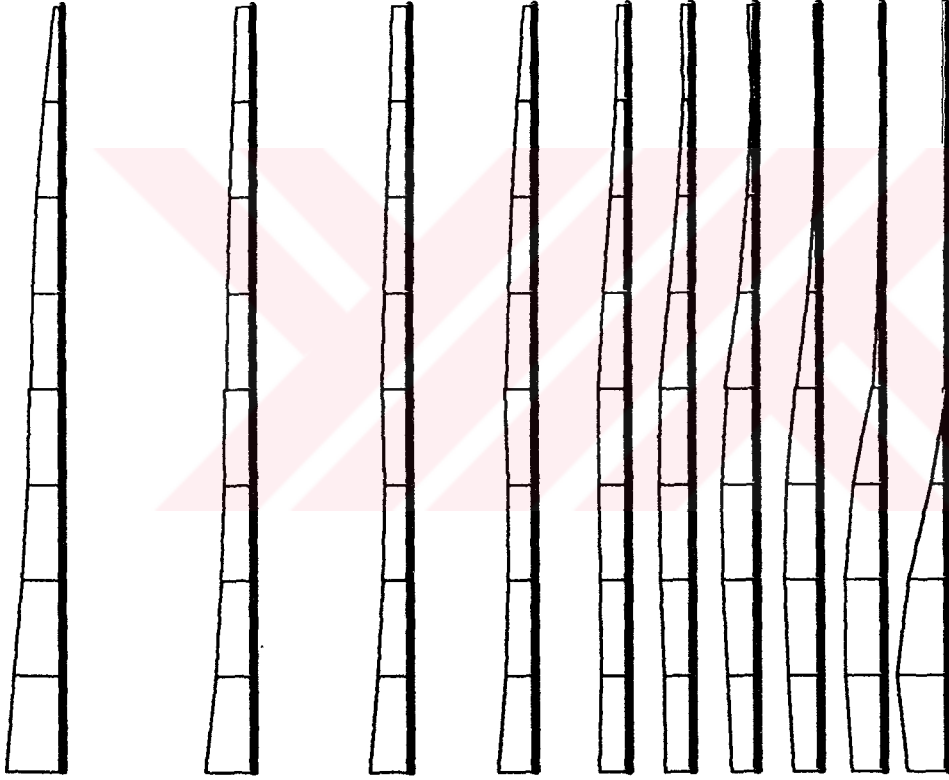
Şekil 6.28 dolgunun tamamlandığı ancak desteğin henüz kaldırılmadığı 11. adım için PLAXIS ile yapılan analizler sonucu bulunan geogrid donatılara etkiyen aksel kuvvetler görülmektedir. Şekilden de görüleceği üzere burada alt kesimdeki donatılarda daha yüksek aksel çekme kuvvetinin meydana geldiği ve üst kesimde yer alan donatılarda çok az aksel kuvvet meydana geldiği görülmektedir. Her donatı için maksimum aksel kuvvetin, temel betonu tabanı uç noktasından geçen ve yatayla $(45+\frac{\phi}{2})^\circ$ açı yapan bir düzlem boyunca meydana geldiği görülmektedir. Şekil 6.29'da 12. adımda dış desteğin kaldırılması ile birlikte geogrid donatılarda meydana gelen aksel kuvvetler görülmektedir. Bu aşamada kaplama panelinin üst kısımlarında yanal deformasyonların artması ile birlikte panele bağlı geogrid donatılardaki aksel kuvvetin mobilize olduğu görülmektedir. Şekilden de görüleceği üzere 11. adıma göre en alt donatıya gelen aksel kuvvetin az arttığı ancak daha üst kotlardaki donatılarda daha fazla artışın meydana geldiği ve maksimum çekme kuvvetinde, bir önceki aşamada çok az yük alan, en üstteki donatıda meydana geldiği görülmektedir. Şekil 6.30'da 13. adımda kaplama betonun yapılmasından sonra geogrid donatılarda meydana gelen aksel kuvvetler görülmektedir. Şekil 6.31'de ise 14. adımda sürşarj yükü uygulanmasından sonra geogrid donatılarda meydana gelen aksel kuvvetler görülmektedir. Her iki şekilde



Şekil 6.27 Göçme anının modellendiği 15. adım için PLAXIS programı ile yapılan analizler sonucu bulunan geogrid donatılı yapıda meydana gelen toplam deformasyonlar.

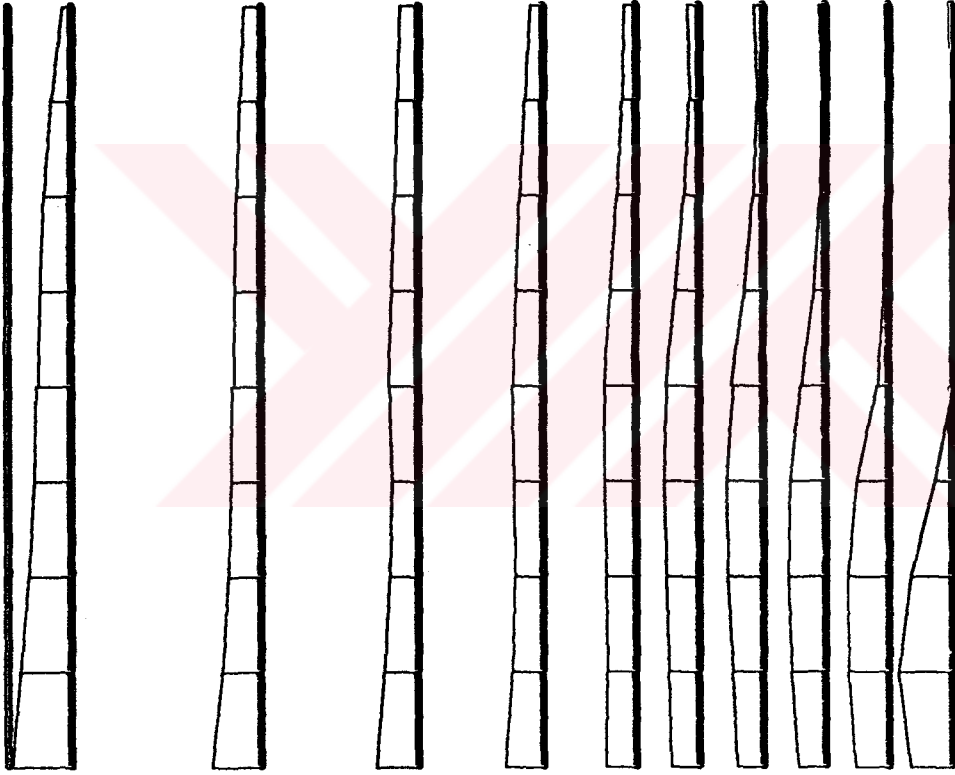


Şekil 6.28 Dolgunun tamamlanmadığı ancak desteğin henüz kaldırılmadığı 11. adım için PLAXIS ile yapılan analizler sonucu bulunan geogrid donatılara etkiyen aksenal kuvvetler.



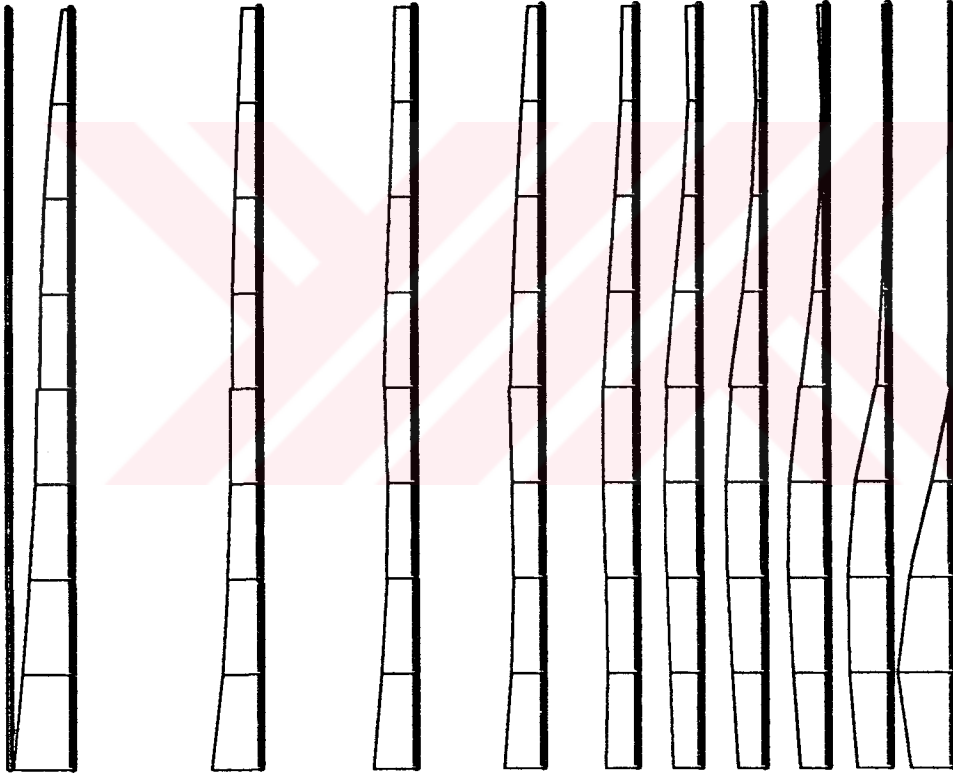
Maksimum aksenal kuvvet 5.79 kN/m

Şekil 6.29 Dış desteğin kaldırıldığı 12. adım için PLAXIS programı ile yapılan analizler sonucu bulunan geogrid donatılara etkiyen aksenal kuvvetler.



Maksimum aksenal kuvvet 5.76 kN/m

Şekil 6.30 Kaplama betonunun yapıldığı 13. adım için PLAXIS ile yapılan analizler sonucu bulunan geogrid donatılara etkiyen aksenal kuvvetler.

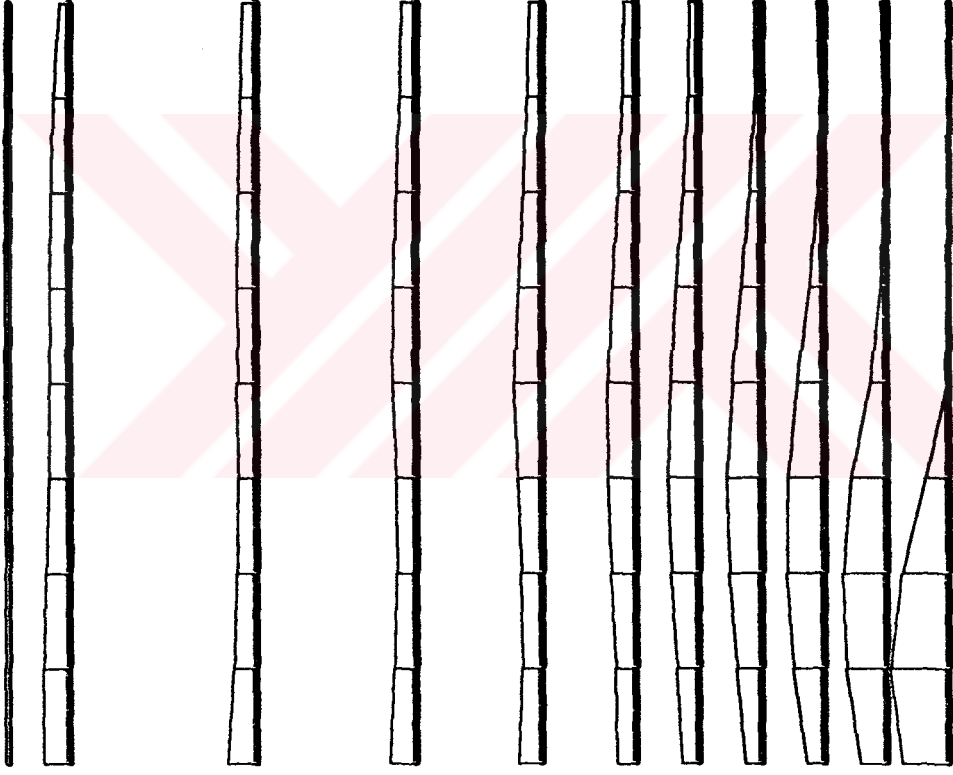


Maksimum aksenal kuvvet 5.70 kN/m

Şekil 6.31 Sürşarj yükü uygulandığı 14. adım için PLAXIS ile yapılan analizler sonucu bulunan geogrid donatılara etkiyen aksenal kuvvetler.

incelendiğinde, 13. adımda kaplama betonu yapılmasının ve 14. adımda sürşarj yükü uygulanmasının geotekstil donatılardaki eksenel kuvvetlerin dağılımını ve değerini çok az etkilediği görülmektedir. Ayrıca kaplama paneli yapılmadan önce serilen geogrid tabakasında çok az eksenel kuvvetin olduğu ve dolayısı ile bu donatının yapının stabilitesine bir katkı sağlamadığı görülmektedir. Göçme anının modellendiği 15. adımda, Şekil 6.27'den de görülebileceği üzere temel betonu altından geçen ve alt kesimdeki donatılı kısım içerisinde geçerek donatısız dolgu içerisine giren bir göçme yüzeyi oluşmaktadır. Şekil 6.32'den de görüleceği üzere göçme anında bu yüzey ile kesişen donatılarda eksenel kuvvetlerde önemli miktarda artış meydana gelmektedir. Diğer yandan göçme yüzeyi ile kesişmeyen üst kısımdaki donatılardaki eksenel kuvvetlerin pek değişmediği görülmektedir.

Burada ayrıca Bölüm 4'te ayrıntılı olarak anlatılan, geotekstil donatılı istinat yapılarının tasarımında kullanılan klasik limit denge analizi yöntemleri ile de analizler yapılmış ve elde edilen sonuçlar PLAXIS programından elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Tablo 6.6'da 12. 13. ve 14. analiz adımları için klasik yöntemlerle yapılan analizler sonucu belirlenen her bir donatıya etkileyen eksenel çekme kuvveti değerleri ile PLAXIS programında gerçekleştirilen sonlu elemanlar analizleri sonucu hesaplanan değerler verilmiştir. Tablodan da görülebileceği üzere klasik yöntemlerle hesaplanan eksenel kuvvet değerleri ile PLAXIS programından elde edilen değerler arasında fark vardır. Klasik yöntemlerle hesap yapıldığında en az kuvvet en üst donatıda meydana gelmektedir. Derinliğin artması ile birlikte donatılara gelen yüklerde artmaktadır ve en yüksek eksenel kuvvet en alt donatıya etkimektedir. PLAXIS programından elde edilen değerler incelendiğinde ise en yüksek eksenel kuvvetin en üstten ikinci donatıya etkilediği, duvarın orta kısmına inildikçe donatılara gelen kuvvetlerin azaldığı ancak orta kısımdan aşağıya inildikçe donatılara etkileyen kuvvetlerin yeniden arttığı ve en alttaki donatıya etkileyen kuvvetin maksimum kuvvetin olduğu üstten ikinci donatıya etkileyen kuvvete yakın olduğu görülmektedir. Buradan da görüleceği üzere geogrid donatılara gelen eksenel kuvvetler büyük oranda kaplama paneli deformasyonlarından etkilendiği görülmektedir. Geogrid donatılarda eksenel kuvvetler deformasyonlara bağlı olarak mobilize olmaktadır. Bu nedenle kaplama panelinde yüksek yanıl deformasyonların meydana geldiği üst noktalarda panellere bağlı geogrid donatılarda meydana gelen eksenel kuvvetler artmaktadır. Buradan da anlaşılacağı üzere klasik yöntemlerle yapılacak analizler, duvarın davranışını doğru olarak modelleyememektedir. Panel ile donatılar arasındaki bu etkileşimin en iyi sonlu elemanlar analizleri ile modellenebileceği açıktır. Burada dikkati çeken diğer bir nokta ise sürşarj yükündeki artış ile birlikte klasik yöntemlerle yapılan analizlerde geogrid donatılara etkileyen kuvvetler önemli oranda artmaktadır. Diğer yandan PLAXIS programı il



Maksimum aksenal kuvvet 9.17 kN/m

Şekil 6.32 Göçme anının modellendiği 15. adım için PLAXIS ile yapılan analizler sonucu bulunan geogrid donatılara etkiyen aksenal kuvvetler.

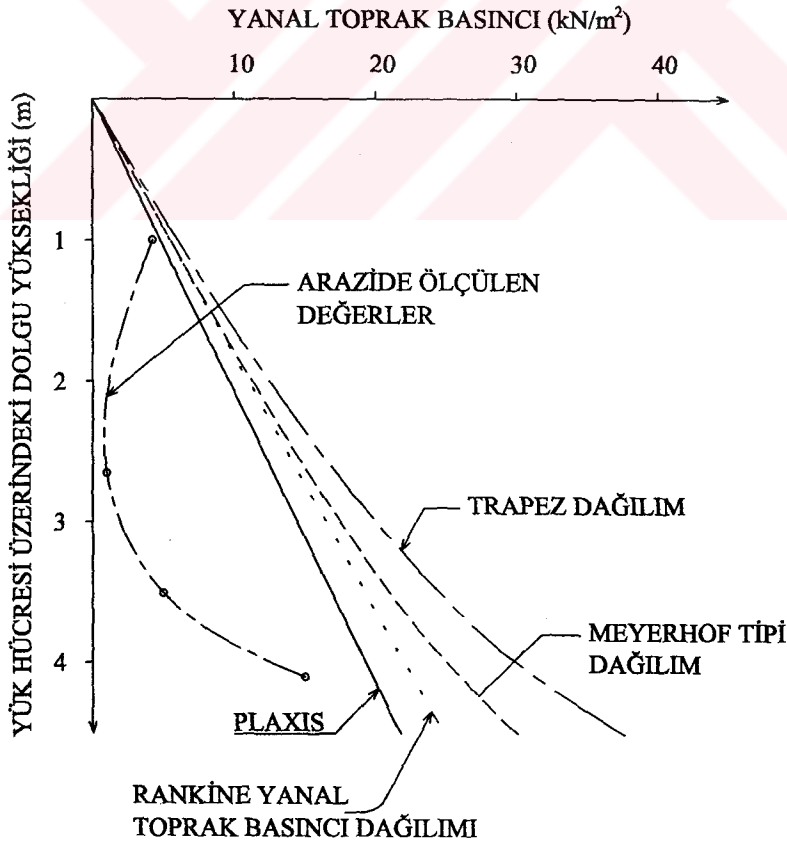
Tablo 6.6 Klasik yöntemlerle analiz ve PLAXIS programı ile yapılan sonlu elemanlar analizi sonucu hesaplanan donatılara etkiyen aksenal kuvvetler.

DONATI	DERİNLİK	Geotekstil donatılara etkiyen aksenal kuvvetler (kN/m)					
		12. ADIM		13. ADIM		14. ADIM	
		KLASİK	PLAXIS	KLASİK	PLAXIS	KLASİK	PLAXIS
1	0.0	0.00	0.00	0.25	0.01	0.75	0.02
2	0.3	1.25	5.79	2.02	5.76	4.05	5.70
3	1.2	5.49	4.92	6.89	4.92	9.68	4.87
4	1.95	7.28	4.25	8.44	4.25	10.73	4.22
5	2.55	7.42	3.86	8.31	3.86	10.09	3.83
6	3.0	6.23	3.16	6.87	3.21	8.14	3.27
7	3.3	5.49	3.24	5.99	3.42	7.01	3.50
8	3.6	5.99	3.55	6.49	3.58	7.51	3.68
9	3.9	6.48	3.71	6.99	3.76	8.01	3.87
10	4.2	6.98	4.01	7.58	4.06	8.59	4.23
11	4.5	7.48	5.16	7.99	5.21	9.01	5.40

NOT: Donatılar numaralandırılmasına en üsteki donatıdan başlanmıştır. Derinlikler 4.65m kotuna göre verilmiştir.

yapılan analizlerde sürşarj yükünün etkisinin çok az olduğu görülmektedir. Bunun nedeni sürşarj yükünün artması, panele etkiyen yanal yükleri artırmakla birlikte diğer yandan donatıların etrafındaki çevre basıncının artmasına neden olmaktadır. Çevre basıncının artması donatıda meydana gelecek uzamaları azaltmakta dolayısı ile donatılı yapıda meydana gelecek yanal deformasyonları da azaltmaktadır. Bu nedenle sürşarj yükünün artması ile birlikte geogrid donatılara gelecek kuvvetlerde çok az bir artış meydana gelmektedir.

Şekil 6.33'te arazide ölçülen ve farklı yöntemlerle belirlenen yanal toprak basınçlarının dağılımı verilmiştir. Şekilden de görüleceği üzere PLAXIS programı ile belirlenen değerler duvarın üst ve alt noktalarında arazide ölçülen değerlere oldukça yakındır. Arazide ölçülen değerlerle hesaplanan değerler arasındaki fark büyük olasılıkla ölçüm hücrelerinin yerine yerleştirilmesi ve dolgu malzemesinin sıkıştırılması esnasında yük ölçüm hücrelerinin zarar görmüş olmasından kaynaklanmaktadır. Ancak burada yine şekilden de görülebileceği üzere PLAXIS programı ile hesaplanan değerler diğer yöntemlerle belirlenenlere oranla arazideki durumu daha iyi modellemektedir.



Şekil 6.33 Kaplama paneline etkiyen yanal kuvvetler.

7. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Çalışmada ilk olarak seçilmiş granüler dolgu malzemesinin ve düşük kaliteli dolgu malzemesinin kullanıldığı, farklı yüzey eğimine sahip geotekstil donatılı dolgu şevlerinin PLAXIS programı ile sonlu elemanlar analizleri yapılmış ve elde edilen sonuçlar ENKASLOPE programı ile gerçekleştirilen limit denge analizleri sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırmalar, bu iki farklı yöntemle belirlenen potansiyel göçme yüzeylerinin yerleri ve geotekstil donatılara etkiyen eksenel kuvvetler arasında yapılmış ve geotekstil donatılı yapılarda göçmenin ne şekilde meydana geldiği belirlenmeye çalışılmıştır. Çalışmada üç farklı şev eğimi ve iki farklı dolgu malzemesi kullanılarak altı farklı model üzerinde analizler gerçekleştirilmiştir.

Yapılan analizler ve karşılaştırmalar sonucunda sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen göçme yüzeylerinin (PLAXIS), limit denge analizlerinden (ENKASLOPE) elde edilen göçme yüzeyleri ile uyumlu olduğu görülmüştür. Seçilmiş granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı şevlerde göçmenin orta kesimdeki donatıların sıyrılması sonucu meydana geldiği ve göçmenin gerçekleşmesi ile birlikte sıyrılmanın görüldüğü donatının altında kalan kısımdaki donatılarda gerilmelerin yeniden dağılımının gerçekleştiği ve donatılara etkiyen eksenel kuvvetlerde üniform dağılımın meydana geldiği görülmüştür. Sonlu elemanlar analizi sonuçlarının, bu durumu, limit denge analizlerine göre daha iyi modellediği anlaşılmıştır. Düşük kaliteli dolgu malzemesinin kullanıldığı şevlerde sıyrılmanın seçilmiş dolgu malzemesinin kullanıldığı şevlere oranla daha aşağıda gerçekleştiği ancak burada geotekstil donatılara etkiyen maksimum kuvvetlerin daha yüksek olduğu görülmüştür. Farklı yüzey eğimine sahip şevlerde donatılara etkiyen eksenel kuvvetler karşılaştırıldığında beklenildiği gibi donatılara etkiyen kuvvetlerin şev eğimindeki artışa paralel olarak arttığı görülmektedir. Analizlerde dikkat çeken bir diğer nokta ise özellikle göçme yüzeyi ile kesişen bohçalama kısımlarının yüksek eksenel kuvvet alması ve dolayısı ile stabiliteye katkı sağlamasıdır.

Seçme granüler dolgu malzemesinin kullanıldığı şevlerde, donatı sıyrılmasının görüldüğü şevin orta kısmındaki donatıların uç noktalarında ve şev topuğunda kayma deformasyonlarında artış meydana geldiği görülmüştür. Kayma deformasyonlarının şevin orta kısmından şev topuğuna ve şev yüzeyine, topuk noktasından ise şevin orta kısmına doğru ilerlediği görülmüştür. Bu nedenle geotekstil donatılı şevlerde göçmenin şevin orta kısmından ve şev topuğundan olmak üzere iki ayrı noktadan başladığı düşünülmüştür. Düşük kaliteli dolgu malzemesinin kullanıldığı şevlerde de göçme benzer şekilde gerçekleştiği ancak burada

şev içerisindeki göçmenin seçilmiş dolgu malzemesinin kullanıldığı şevlerde görülenden daha aşağıda bir noktada başladığı görülmüştür.

İkinci çalışma olarak yumuşak kil temel zemini üzerine inşa edilen bir test dolgusunun sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Burada inşaatın tamamlanmasına kadar olan durum için kısa süreli drenajsız durum analizleri yapılmıştır. İnşaatın tamamlanmasından 8 ay sonraki durumu modellemek için ise konsolidasyon analizleri yapılmıştır. Yapılan analizler sonucunda PLAXIS programı ile gerçekleştirilen sonlu elemanlar analizleri sonuçlarının, arazide gözlenen durumla uyumlu olduğu ve geotekstil donatılı yapının performansının temel zemini davranışından büyük oranda etkilendiği görülmüştür. Bu nedenle bu tür yapıların analizinde temel zemini ile donatılı yapı arasındaki etkileşimin muhakkak göz önünde bulundurulması gerektiği ve bununda en iyi sonlu elemanlar analiz yöntemleri ile gerçekleştirilebileceği görülmüştür.

Çalışmada son olarak geogrid donatılarının ve kaplama panellerinin kullanıldığı Tucson duvarının PLAXIS programı ile ve klasik yöntemlerle analizi yapılmıştır. Analizlerde kaplama panelinde belirlenen yanal deformasyonlar ve toprak basınçları arazide ölçülen değerlerle karşılaştırılmıştır. Yapılan analizler sonucunda donatılı yapının performansının inşaat adımlarından ve buna bağlı olarak oluşan kaplama panelinin deformasyonlarından önemli oranda etkilendiği görülmüştür. Geotekstil donatılar esnek yapıda olmaları ve geotekstil donatılarda aksel kuvvetlerin deformasyonlara bağlı olarak oluşması nedeniyle, klasik analiz yöntemleri hesaplanacak aksel donatı kuvvetlerinin, gerçek durumu yansıtmadığı ve buradaki durumun en iyi sonlu elemanlar analizleri ile modellenebileceği görülmüştür.

Yapılan tüm analizler sonucunda esnek yapıdaki geotekstil donatı ile zeminin oluşturduğu kompozit yapının davranışının en iyi sonlu elemanlar analizleri ile açıklanabileceği anlaşılmıştır. Analizlerde kullanılan PLAXIS sonlu elemanlar programının ise geotekstil donatılı yapıların performansını incelemek için ihtiyaç duyulan özelliklerin pek çoğuna sahip olduğu, ancak analizlerde kullanılacak parametrelerin doğru olarak belirlenmesinin analiz sonuçları üzerine çok etkili olduğu görülmüştür. Özellikle zemin ile geotekstil arasındaki etkileşimi belirleyen ara yüzey katsayısının sonuçlar üzerinde etkili olduğu ve bu katsayının belirlenmesi için laboratuvar modellerine ihtiyaç olduğu görülmektedir.

KAYNAKLAR

“ Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik”, İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi Yayın No:25.

Alfaro, M.C., Hayashi, S., Miura, N., Bergado, D.T., (1997), “Deformation Of Reinforced Soil- Wall – Embankment System On Soft Clay Foundation”, Soils And Foundations, 37 (4), 33-46.

Asaoka, A., Kodaka, T., Pokharel, G., (1994), “Stablity Analysis Of Reinforced Soil Structures Using Rigid Plastic Finite Element Method”, Soils And Foundations, 34 (1), 107-118.

Barret, B., Ruckman A., Richardson G., (1998), “ Geotextile-Reinforced Retaining Walls Using Granular Backfiils”, Geotechnical Fabrics Report, March, 1998.

Berilgen, M.M., (1996), “ Ankrajlı Perdelerde Zemin Yapı Etkileşiminin İncelenmesi”, Doktora Tezi, YTÜ., Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Bery, R.R., Bonaparte, R., Anderson, R.P., Choverly, V.E., (1986), “Design, Construction And Performance Of The Geogrid Reinforced Soil Retaining Walls”, Third İnternational Conference on Geotextiles, 1986,Vienna, 401-406.

Cai, Z., Bathurst, R.J., (1996), “ Seismic-Induced Permanent Displacement of Geosynthetic- Reinforced Segmental Retaining Walls”, Canadian Geotechnical Journal, 33, 937-955.

Carrol, R.F., Richardson, G.N., (1986), “Geosynthetic Reinforced Retaining Walls”, Third International Conference on Geotextiles, 1986,Vienna, 389-394.

Chai, J., Bergado, D.T., (1993), “ Performance of Reeinforced Embankment on Muar Clay Deposit”, Soils and Foundation, 33(4), 1-17.

Choukeir, M., Juran, I., Hanna, S., (1997), “ Seismic Design of Reinforced- Earth and Soil Nailed Structures”, Ground Improvement, 1, 223-238.

Duncon, J.M., Chang, C.Y., (1970), “ Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils”, Soils and Foundation, 96(SM5), 1629-1653.

Durukan, Z.S., Tezcan, S.S., “ Reinforced Soil Retaining Walls”.

Edirisinghe, J., Yagi, N., Enoki, M., Yatabe, R., Ohasaghi, G., (1996), “ Reinforcing Mechanisms and Stability Analysis Method For Reinforced Earth Structures” , Soils And Foundations, 36 (3), 21-30.

Genske, D.D., Adachi, T., Sugito, M., (1991), “Reliability Analysis of Reinforced Earth Retaining Structures Subjected to Earthquake Loading”, Soils and Foundation, 31(4), 48-60.

Gurung, N., Iwao, Y., (1999), “ Numerical Solution of Pullout Response for Planar Soil Reinforcements”, Canadian Geotechnical Journal, 36, 455-466.

Higuchi, T., Ishiara, K., Tsukomoto, Y., Masuo,T., (1998), “ Deformation and Strength of Geogrid- Reinforced Granular Soil at Plane Strain Conditions”, Soils and Foundation, 38(1), 221-227.

Indraratna, B., Balasubramaniam, A.S., Balachandran, S., (1992), "Performance of Test Embankment Constructed To Failure On Soft Marine Clay", *Journal Of Geotechnical Engineering*, 118(1), 12-33.

John, N.W.M., (1986), "Geotextile Reinforced Soil Walls In a Tidal Environment", *Third International Conference On Geotextiles*, Vienna, 1986, 331-336.

Juran, I., Christopher, B., (1989), "Reinforced Soil Retaining Walls", *Journal Of Geotechnical Engineering*, 115(7), 905-925.

Kılıç, H., (2000), "Yumuşak Zeminler Üzerine Oturan Dolgu Brajlarda Deformasyonların Nümerik ve deneysel Yöntemlerle Belirlenmesi", *Doktora Tezi*, YTÜ., Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Koerner, R.M., (1986), *Designing With Geosynthetics*. Prentice- Hall : Eaglewood Cliffs, N.J.

Kotake, N., Tatsuoka, F., Tanaka, T., Siddiquee, M.S.A., Yamauchi, H., (1999), "An Insight into The Failure of Reinforced Sand in Plane Strain Compression by FEM Simulation", *Soils and Foundation*, 39(5), 103-130.

Leschinsky, D., (2000), "Discussion: Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes at Failure", *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, March 2000, 281-283.

Ling, H.I., Leschinsky, D., Perry, E.B., (1997), "Seismic Design and Performance of Geosynthetic- Reinforced Soil Structures", *Geotechnique*, 47(5), 933-952.

Ling, H.I., Leschinsky, D., (1998), "Effects of Acceleration on Seismic Design of Geosynthetic Reinforced Soil Structures", *Geotechnique*, 48(3), 347-373.

Low, B.K., Wilson, H.T., (1997), "Reliability Analysis of Reinforced Embankments on Soft Ground", *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 672-685.

Plaxis 7.12, *Finite Element Code for Soil Rock Analyses*, User Manual, 2000.

Porbaha, A., (1998), "Traces Of Slip Surfaces In Reinforced Retaining Structures", *Soils And Foundations*, 38(1), 89-95.

Porbaha, A., Goodings, D.J., (1996), "Centrifuge Modeling Of Geotextile Reinforced Cohesive Soil Retaining Walls", *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, 122(10), 840-848.

Porbaha, A., Goodings, D.J., (1996), "Centrifuge Modelling Of Geotextile- Reinforced Steep Clay Slopes", *Canadian Geotechnical Journal*, 33, 696-704.

Radaslow, L., Michalowski., (1997), "Stability of Uniformly Reinforced Slopes", *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, 123(6), 546-556.

Radaslow, L., Michalowski., (1997), "Displacements of Reinforced Slopes Subjected to Seismic Loads", *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, 126(8), 685-694.

Reinforced Earth Company Catalogue, 1986.

Richard, A.J.M.A.,(1990), “ Application of the Revised Design Charts For Steep Reinforced Slopes”, Akzo Industrial Systems bv, report No. Ouel 1796789, Soil Mechanics Report No. 096/89.Arnhem, Holland.

Robert, L.S., Dai-Wer,X., (1992), “ Short Term Stability of Reinforced Embankment on Soft Clay: Modelling Of Strain Softening And Reinforcement Extensibility”, Soils And Foundations, 32 (1), 189-204.

Roessing, L.N., Sitar, N., (1998), “Centrifuge Studies Of The Seismic Response Of Reinforced Soil Slopes”, Third Geotechnical Engineering And Soil Dynamics Conference, Geotechnical Special Publication, ASCE, 75, 458-468.

Rowe, R.K., Mylleeville, B.L.J., (1996), “ A Geogrid Reinforced Embankment On Peat Over Organic Silt : A Case History”, Canadian Geotechnical Journal, 33, 106-122.

Rowe, R.K., Gnanendran, C.T., Landva, A.O., Valsangkar, A.J., (1995), “Construction and Performance Of A Full-Scale geotextile Reinforced Test Embankment”, Canadian Geotechnical Journal, 32, 512-534.

Son, K., Leschinsky, D., Matsui, T., (1994), “ Geosynthetic Reinforced Slopes: Limit Equilibrium And Finite Element Analyses”, Soils And Foundations, 34 (2), 79-85.

Springman S.M., Balachandran, S., Jommic, C., (1997), “Modelling Pre-Failure Deformation Behaviour Of Reinforced Soil Walls”, Geotechnique, 47(3), 653-663.

Tatsuoaka, F., Andoh, Iwosaki, K., Nakamura, K., (1986), “Performance of Clay Test Embankments Reinforced With A Non – Woven Geotextile”, Third International Conference on Geotextiles, Vienna, 1986, 355-360.

Wasti, Y., (1991), Geotekstillerin Kullanım Ve Seçim Esasları, Vateks A.Ş Yayınları.

Zornberg, J.G., Sitar, N., Mitchell, J.K., (1998), “ Limit Equilibrium As Basis For Design Of Geosynthetic Reinforced Slopes”, Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering ,124(8), 674-698.

Zornberg, J.G., Sitar, N., Mitchell, J.K., (1998), “ Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes At Failure”, Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering ,124(8), 670-683.

ÖZGEÇMİŞ

Doğum Tarihi	13.04.1976	
Doğum Yeri	Lefkoşa	
Lise	1987-1993	Lefkoşa Türk Maarif Koleji
Lisans	1993-1997	Yıldız Teknik Üniversitesi
Yüksek Lisans	1998-2001	Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Lisansüstü Öğretim Programı
Çalıştığı Kurumlar	1997-1998 1999-Devam Ediyor	Gürbüz İnşaat A.Ş (Şantiye Şefi) İz İnşaat A.Ş (Proje Mühendisi)

