

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**GRANÜLER ZEMİNİ DESTEKLEYEN KISA TEMELLİ KONSOL İSTİNAT
DUVARLARI İÇİN AKTİF TOPRAK İTKİSİ YÖNTEMİ**

DOKTORA TEZİ

İnş. Yük. Müh. Hakan Alper KAMILOĞLU

TEMMUZ 2017

TRABZON



KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

GRANÜLER ZEMİNİ DERSTEKLEYEN KISA TEMELLİ KOSOL İSTİNAT DUVARLARI
İÇİN AKTİF TOPRAK İTKİSİ YÖNTEMİ

İnş. Yük. Müh. Hakan Alper KAMILOĞLU

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünce

"DOKTOR (İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ)"

Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 02 / 06 / 2017

Tezin Savunma Tarihi : 17 / 07 / 2017

Tez Danışmanı : Doç. Dr. Erol ŞADOĞLU

Trabzon 2017

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında
Hakan Alper KAMILOĞLU Tarafından Hazırlanan

GRANÜLER ZEMİNİ DESTEKLEYEN KISA TEMELLİ KONSOL İSTİNAT
DUVARLARI İÇİN AKTİF TOPRAK İTKİSİ YÖNTEMİ

başlıklı bu çalışma, Enstitü Yönetim Kurulunun 20 /06/2017 gün ve 1707 sayılı
kararıyla oluşturulan jüri tarafından yapılan sınavda
DOKTORA TEZİ
olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

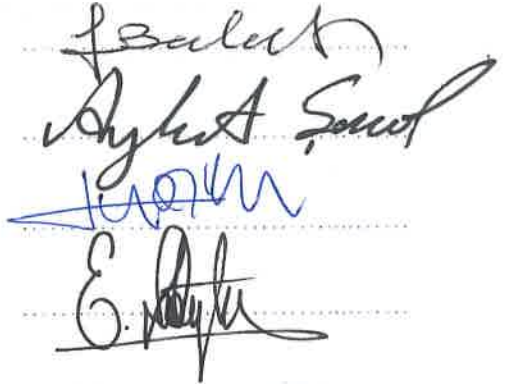
Başkan : Prof. Dr. Özcan TAN

Üye : Prof. Dr. Fikri BULUT

Üye : Doç. Dr. Aykut ŞENOL

Üye : Doç. Dr. Sabriye Banu İKİZLER

Üye : Doç. Dr. Erol ŞADOĞLU



Prof. Dr. Sadettin KORKMAZ

Enstitü Müdürü

ÖNSÖZ

Daneli dolguyu destekleyen kısa temelli dayanma duvarlarına etkiyen toprak itkisinin ve buna bağlı oluşan kırılma yüzeylerinin belirlenmesi konulu bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalında doktora tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Yaptığım doktora tez çalışmam süresince, danışmanlığımı üstlenerek çalışmalarımın yürütülmesi sırasında yönlendirmelerini ve desteğini benden hiçbir zaman esirgemeyen, sayın Doç. Dr. Erol ŞADOĞLU'na teşekkür eder, saygı ve minnetlerimi sunarım.

İhtiyaç duyduğumuz her noktada yardımlarını esirgemeyen Sayın Doç. Dr. S. Banu İKİZLER'e, Yrd. Doç. Dr. Bahadır YILMAZ 'a, deneysel çalışmalarda, malzeme temini ve hoş görülerinden ötürü Sayın Yrd. Doç. Dr. İlker TEKİN'e, teşekkür ederim.

Gerek deney öncesi hazırlık, gerekse deney esnasında yapılan çalışmalarda büyük emekleri olan sayın Özgür KARA, Serkan ÖZBEKTAŞ, Arş. Gör. Emin USLU, Arş. Gör. Bilal TAYFUR, Arş. Gör. Nurullah ÖKSÜZER, Arş. Gör. Erdal ÖNER ve Arş. Gör. Ahmet KUVAT'a teşekkür ve minnetlerimi sunarım.

Bu çalışmayı, 5246 proje numarasıyla BAP Temel Araştırma Projesi kapsamında destekleyen Karadeniz Teknik Üniversitesi BAP Birimine teşekkürlerimi sunarım.

Bu noktaya gelmemde büyük emekleri olan, hayatımın tüm dönemlerinde, maddi ve manevi destekçim olan, sevgili anne ve babama saygı, minnet ve şükranlarımı sunarım.

Akademik hayatım boyunca beni gönülden destekleyen eşim, Yrd. Doç. Dr. Aybike KAMILOĞLU'na ve oğlum Alp KAMILOĞLU'na anlayış ve sabırlarından ötürü teşekkür ederim.

Hakan Alper KAMILOĞLU
Trabzon 2017

TEZ ETİK BEYANNAMESİ

Doktora Tezi olarak sunduğum “Granüler Zemini Destekleyen Kısa Temelli Konsol İstinat Duvarları İçin Aktif Toprak İtkisi Yöntemi” başlıklı bu çalışmayı baştan sona kadar danışmanım Doç. Dr. Erol ŞADOĞLU’nun sorumluluğunda tamamladığımı, verileri/örnekleri kendim topladığımı, deneyleri/analizleri ilgili laboratuvarlarda yaptığımı/yaptırdığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdiğimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim. 17/07/2017

Hakan Alper KAMILOĞLU

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ.....	III
TEZ ETİK BEYANNAMESİ.....	IV
İÇİNDEKİLER.....	V
ÖZET	IX
SUMMARY	X
ŞEKİLLER DİZİNİ	XI
TABLolar DİZİNİ.....	XVI
SEMBOLLER DİZİNİ	XVII
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş	1
1.1.1 Denge.....	1
1.1.2 Uygunluk	2
1.1.3 Bünye Denklemleri.....	2
1.1.4 Sınır Koşullar.....	4
1.2. Geoteknik Analiz Yöntemleri.....	4
1.2.1. Kapalı Form Çözümler	4
1.2.2. Nümerik Analizler	5
1.2.2.1. Kiriş-Yay Yaklaşımı.....	5
1.2.2.2. Tam Nümerik Analizler.....	5
1.2.3. Klasik Analiz Yöntemleri.....	7
1.2.3.1. Limit Analiz Yöntemi.....	7
1.2.3.1.1. Üst Sınır Yaklaşımlar	8
1.2.3.1.2. Alt Sınır Yaklaşımlar	9
1.2.3.2. Gerilme Alanı Yöntemi	11
1.2.3.2. Limit Denge Yöntemi	12
1.3. Literatür Özeti.....	13
1.3.1. Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	13
1.3.1.1. Statik Durumda Yanal Toprak Basınç Belirleme Yöntemleri.....	13

1.3.1.1.1.	Limit Denge Yöntemi Kullanılarak Önerilmiş Toprak İtkisi Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	13
1.3.1.1.2.	Limit Analiz Metodu Kullanılarak Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	18
1.3.1.1.3.	Kayma Çizgisi Yöntemi Kullanılarak Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	21
1.3.1.1.4.	Sıfır Uzantı Çizgileri (ZEL) Yöntemi Kullanılarak Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	23
1.3.1.1.5.	Nümerik Yöntemler Kullanılarak Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	24
1.3.1.1.6.	Grafik Yöntemler Kullanılarak Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar	26
1.3.1.1.7.	DeneySEL Yanal Toprak Basıncı Belirleme Çalışmaları	27
1.3.1.2.	Dinamik Durumda Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	29
1.3.1.2.1.	Dinamik Durumda Limit Denge Yöntemiyle Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	29
1.3.1.2.2.	Dinamik Durumda Limit Analiz Yöntemiyle Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	34
1.3.1.2.3.	Dinamik Durumda Kayma Çizgisi Metodu ile Yanal Toprak Basıncı Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	36
1.3.1.2.4.	Dinamik Durumda Sıfır Uzantı Çizgileri Metodu ile Yanal Toprak Basıncı Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	37
1.3.1.2.5.	Dinamik Durumda Nümerik Metotlar ile Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	38
1.3.1.2.6.	Dinamik Durumda DeneySEL Olarak Yanal Toprak Basıncı Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	40
1.3.2.	Duvar Arkasında Oluşan Kırılma Yüzeylerinin Belirlenmesi.....	42
1.3.2.1.	Duvar Arkasında Oluşan Kırılma Yüzeylerinin Teorik Yaklaşımla Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	42
1.3.2.2.	Duvar Arkasında Oluşan Kırılma Yüzeylerinin DeneySEL Yöntemlerle Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar.....	44
1.4.	Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	47
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR.....	51
2.1.	Dayanma Duvarları Arkasında Oluşan Kırılma Yüzeylerinin Belirlenmesi.....	51
2.1.1.	DeneySEL Çalışma	52
2.1.1.1.	Deney Düzeni	53

2.1.1.2.	Deney Tankı.....	53
2.1.1.3.	Model Dayanma Duvarı	54
2.1.1.4.	Deneyde Kullanılan Kumun Özellikleri	55
2.1.1.4.1.	Elek Analizi	56
2.1.1.4.2.	Dane Birim Hacim Ağırlık Deneyi.....	56
2.1.1.4.3.	Maksimum-Minimum Sıkılık Deneyleri	57
2.1.1.4.4.	Kesme Kutusu ve Üç Eksenli Basınç Deneyleri.....	57
2.1.1.5.	Deneylerde Aktif Durum Oluşturmak İçin Kullanılan Deformasyon Tipleri	60
2.1.1.5.1.	Model Duvarın Zemin İtkisi ile Ötelenmesi.....	60
2.1.1.5.2.	Model Duvarın Çekme Etkisine Maruz Bırakılarak Ötelenmesi.....	62
2.1.2.	Tipik Bir Kırılma Yüzeyi Gözleminin Yapılışı.....	62
2.1.3.	DeneySEL Çalışma Sonucunda Elde Edilen Kırılma Yüzeyleri.....	65
2.2.	Kırılma Yüzeyi Gözlemlerine Göre Toprak İtki Katsayısının Analitik Olarak Belirlenmesi	70
2.2.1.	Statik Durumda, Düz Yüzeyli Dolguyu Destekleyen Duvar İçin Toprak İtki Katsayısının Türetilmesi	70
2.2.2.	Statik Durumda, Sürşarj Yüküne Maruz, Eğimli Dolguyu Destekleyen Duvar İçin Toprak İtki Katsayısının Türetilmesi.....	76
2.2.3.	Dinamik Durumda Düz Yüzeyli Dolguyu Destekleyen Duvar İçin Toprak İtki Katsayısının Türetilmesi.....	82
2.2.4.	Dinamik Durumda, Sürşarj Yüküne Maruz, Eğimli Dolguyu Destekleyen Duvar İçin Toprak İtki Katsayısının Türetilmesi.....	87
2.3.	Toprak İtki Katsayısının Maksimizasyonu	93
2.4.	Toprak İtkisinin Duvar Üzerindeki Etkime Noktaları	97
3.	BULGULAR VE TARTIŞMALAR.....	98
3.1.	Analitik Çalışma Bulguları ve İrdelenmesi	98
3.1.1.	Statik Durum.....	99
3.1.2.	Dinamik Durum	113
3.2.	DeneySEL Çalışma Bulguları ve İrdelenmesi.....	120
3.2.1.	Aktif Durumun Çekme Etkisi ile Oluşturulması	120
3.2.2.	Aktif Durumun Zemin İtkisi ile Oluşturulması	122
3.2.2.1.	Temel Genişlik Katsayısının (β) Değişiminin Kırılma Yüzeylerine Etkisi.	122
3.2.2.2.	İçsel Sürtünme Açısı Değişiminin Kırılma Yüzeylerine Etkisi.....	128
4.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	130

5.	KAYNAKLAR.....	134
6.	EKLER	148
ÖZGEÇMİŞ		



Doktora Tezi

ÖZET

GRANÜLER ZEMİNİ DESTEKLEYEN KISA TEMELLİ KONSOL İSTİNAT DUVARLARI İÇİN AKTİF TOPRAK İTKİSİ YÖNTEMİ

Hakan Alper KAMİLOĞLU

Karadeniz Teknik Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Doç. Dr. Erol ŞADOĞLU
2017, 147 Sayfa, 5 Ek Sayfa

Bu çalışmada, limit denge yönteminden yararlanılarak, taneli zemini destekleyen, kısa temelli konsol istinat duvarları için statik ve dinamik yükler etkisinde oluşan aktif toprak itkisi belirleme yöntemi önerilmiştir. Bu amaçla, deneysel ve analitik çalışmalar gerçekleştirilmiş, deneysel çalışma sonucu elde edilen veriler, analitik çalışmanın şekillenmesinde ve önerilen sayısal modelin doğrulanmasında kullanılmıştır. Deneysel çalışma kapsamında kırılma yüzeyi şeklinin elde edilmesinin yanında, temel genişliği, temel kalınlığı, sıklık ve aktif durum oluşturma şekillerinin kırılma yüzeylerine olan etkilerinin incelenmesi için küçük ölçekli laboratuvar deneyleri gerçekleştirilmiştir. Çalışmada, görüntü işleme yöntemi kullanılarak, kırılma yüzeyleri elde edilmiştir. Çalışmanın ikinci kısmında, deneysel olarak elde edilen kırılma yüzeyi şekli baz alınarak, dayanma duvarı üç farklı bölge ayrılmıştır. Her bölge için toprak itki katsayısı formülü, dolgu eğimi, sürşarj yükü, temel genişlik ve kalınlık katsayıları, içsel sürtünme açısı, zemin-duvar sürtünme açısı, kırılma yüzeyi açıları ve dinamik durum için yatay-düşey yer ivmesi gibi parametrelere bağlı olarak türetilmişlerdir. Kuvvet maksimizasyonunun yapılması için, elde edilen formüller kullanılarak bir algoritma oluşturulmuştur. Zemin ve duvar özelliklerinin girdi olarak verildiği sistemde, maksimum yatay toprak itkisi katsayısını veren kırılma yüzeyi açıları, her bölgeye ait itki katsayıları ve toplam yatay toprak itki katsayısı çıktı olarak elde edilmiştir. Deneysel çalışmanın sonucunda, kısa temelli dayanma duvarları arkasında literatürden farklı, karakteristik bir kırılma yüzeyi şeklinin oluştuğu görülmüştür. Bunun yanında kısa temelli duvar arkasında oluşan kırılma yüzeylerinin literatürde önerilen tanımlara uygun olduğu görülürken, uzun temelli duvarlar arkasında oluşan kırılma yüzeyinin doğrusal olmadığı, dağınık karakterde oldukları görülmüştür. Sayısal ve deneysel çalışmalar sonucunda kısa temel durumunun literatürde önerildiği gibi sadece temel genişliğine bağlı olmadığı, temel kalınlığı, içsel sürtünme açısı gibi parametrelerin de kısa temel durumu üzerinde etkili olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Aktif toprak itkisi, Kısa temel, Kırılma yüzeyi, Görüntü analizi

PhD. Thesis

SUMMARY

ACTIVE EARTH THRUST METHOD FOR GRANULAR BACKFILL ON A CANTILEVER RETAINING WALL WITH A SHORT HEEL

Hakan Alper KAMILOĞLU

Karadeniz Technical University
The Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil Engineering Graduate Program
Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Erol ŞADOĞLU
2017, 147 Pages, 5 Pages Appendix

In this study, the static and the dynamic active earth thrust determination method for the cantilever retaining walls with short heel that support granular soil is examined using limit equilibrium method. The experimental and the analytical studies were performed and the results obtained from the experimental study were used in the formation of the analytical study and in the verification of the proposed analytical model. As well as obtaining characteristic failure surface geometry, 1g small scale experiments were performed to examine the effect of heel length, foundation thickness, density and active state conditions on the failure surface geometry. In the experimental study, failure surfaces were determined using image analysis technique. In analytical part of the study, it is supposed that the earth thrusts acting on three different parts of the wall considering characteristic failure surface geometry, obtained from the experimental study. The earth thrust coefficient formulas were derived for each region based on backfill inclination, surcharge load, heel length and foundation thickness coefficient, internal friction angle, wall-backfill friction and failure surface inclination parameters and also horizontal and vertical seismic coefficients for dynamic case. In order to make thrust maximization, an algorithm was developed using the derived thrust formulation. Within the scope of the algorithm, backfill and wall dimension parameters were entered into the program as a constant and inclination of failure surfaces, earth thrust coefficients for each region and maximum lateral earth thrust coefficient were obtained as output. As a result of experimental study, it was seen that the failure surface geometry occurred behind the wall differs from the literature. Besides that, it was observed that the failure surfaces geometry occurred behind the wall with short heel is accordant with the suggestions in the literature. On the other hand, failure surface occur behind the wall with long heel is scattered. As a result of both numerical and experimental studies, it was determined that the short heel case depends on not only on heel length but also foundation thickness and internal friction angle parameters.

Key Words: Active earth thrust, Short heel, Failure surface, Image analysis,

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1. Dış yükler tarafından yapılan iş	8
Şekil 1.2. Kayma yüzeyleri boyunca iç gerilmeler tarafından yapılan iş.....	9
Şekil 1.3. Yüzeysel bir temel için dikey gerilme süreksizliklerindeki gerilme durumu.....	10
Şekil 1.4. (a) A ve B elemanlarına gelen gerilmelerin (b) C ve D elemanlarına gelen gerilmelerin Mohr dairesinde gösterimi.....	11
Şekil 1.5. Aktif durumda, konsol istinat duvarları arkasında oluşan kırılma yüzeyi; (a) Uzun temelli duvar, (b) Kısa temelli duvar.	48
Şekil 1.6. Kısa temelli konsol istinat duvarı arkasında oluşan kırılma yüzeyleri; (a) Geleneksel kabule göre kırılma yüzeyi şekli, (b) Kamiloğlu ve Şadoğlu (2014)'nın gözlemlerine göre kırılma yüzeyi şekli, (c) Kısa temelli, kayma dişli konsol istinat duvarı arkasında oluşması beklenen kırılma yüzeyi şekli.....	53
Şekil 2.1. PIV analiz ilkeleri	52
Şekil 2.2. Deney tankı boyutları.....	53
Şekil 2.3. Deneylerde kullanılan model istinat duvarları.....	54
Şekil 2.4. Farklı temel kalınlıklarındaki model istinat duvarları; (a) $\beta=0.5$, $\alpha=0.1$, (b) (c) $\beta=0.5$, $\alpha=0.2$, $\beta=0.5$, $\alpha=0.3$	55
Şekil 2.5. Farklı temel kalınlıklarının sağlanması için kullanılan ahşap plaklar	55
Şekil 2.6. Deneysel çalışmada kullanılan kumun tane dağılım eğrisi.....	56
Şekil 2.7. (a) Gevşek durum için duvar-zemin sürtünme açısı, (b) Orta sıkı durum için duvar-zemin sürtünme açısı, (c) Sıkı durum için duvar-zemin sürtünme açısı, (d) Kesme kutusu deneyleri sonrası sıklık-sürtünme açısı ilişkisi.....	57
Şekil 2.8. Gevşek durum için cam-zemin sürtünme açısı	58
Şekil 2.9. (a) Gevşek durum için içsel sürtünme açısı, (b) Orta sıkı durum için içsel sürtünme açısı, (c) Sıkı durum için içsel sürtünme açısı, (d) Deneyler sonrası sıklık- içsel sürtünme açısı ilişkisi	59
Şekil 2.10. (a) Model duvar parçaları, (b) Model duvar tabanına yerleştirilmiş kızaklar, (c) Raya oturtulmuş model duvar.	61
Şekil 2.11. Zemin itkisi ile duvar ötelenmesinde kullanılan mekanizma..	61

Şekil 2.12.	(a) Çekme etkisini oluşturan dişli piston düzeneği, (b) Aktif durumun çekme etkisi ile oluşturulmasında kullanılan mekanizma.	62
Şekil 2.13.	(a) Aktif durumun toprak itkisi ile olduğu durumda hazırlanan kırılma yüzeyi belirleme deneyi genel görünümü, (b) Aktif durumun çekme etkisi ile olduğu durumda hazırlanan kırılma yüzeyi belirleme deneyi genel görünümü..	64
Şekil 2.14.	$\beta=0.1$, $\alpha=0.1$ değeri için; (a) Zemin deformasyonlarının vektörel gösterimi, (b) Dayanma duvar arkasında oluşan dikey yönlü deformasyonlar, (c) Basit şekil değiştirme oranı.	66
Şekil 2.15.	Model duvara çekme etkisi uygulanarak elde edilen aktif şartlar altında farklı β değerlerinin kırılma yüzeyine etkisi; (a) $\beta=0.1$, $\alpha=0.1$, (b) $\beta=0.2$, $\alpha=0.1$, (c) $\beta=0.3$, $\alpha=0.1$, (d) $\beta=0.4$, $\alpha=0.1$, (e) $\beta=0.5$, $\alpha=0.1$	67
Şekil 2.16.	Zemin itkisi ile elde edilen aktif şartlar altında farklı β değerlerinin kırılma yüzeyine etkisi; (a) $\beta=0.1$, $\alpha=0.1$, (b) $\beta=0.2$, $\alpha=0.1$, (c) $\beta=0.3$, $\alpha=0.1$, (d) $\beta=0.4$, $\alpha=0.1$, (e) $\beta=0.5$, $\alpha=0.1$	68
Şekil 2.17.	Çekme etkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.2$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri; (a) $\beta=0.2$, $\alpha=0.1$, (b) $\beta=0.2$, $\alpha=0.2$, (c) $\beta=0.2$, $\alpha=0.3$	68
Şekil 2.18.	Zemin itkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.2$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri; (a) $\beta=0.2$, $\alpha=0.1$, (b) $\beta=0.2$, $\alpha=0.2$, (c) $\beta=0.2$, $\alpha=0.3$	69
Şekil 2.19.	Konsol istinat duvarı arkasında oluşan kuvvetler.....	70
Şekil 2.20.	(a) Aktif durumda model konsol duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyi şekli, (b) I. bölgede oluşan üçgen kamaya gelen yükler.....	71
Şekil 2.21.	III. bölgede oluşan üçgen kamaya gelen yükler... ..	72
Şekil 2.22.	Pa_{2s} itkisinin belirlenmesinde göz önünde bulundurulan itkiler ve zemin kamaları.....	74
Şekil 2.23.	Sürşarj yüküne maruz eğimli yüzeyli dolguyu destekleyen dayanma duvarının 1. Bölgesine etkiyen Pa_{1s} itkisi.....	76
Şekil 2.24.	Sürşarj yüküne maruz eğimli yüzeyli dolguyu destekleyen dayanma duvarının 3. Bölgesine etkiyen Pa_{3s} itkisi.....	79
Şekil 2.25.	Sürşarj yüküne maruz eğimli yüzeyli dolguyu destekleyen dayanma duvarının 2. Bölgesine etkiyen Pa_{2s} itkisi.....	80
Şekil 2.26.	Taneli zemini destekleyen kısa temelli ve kayma dişli konsol istinat duvarına gelen itkiler.	83
Şekil 2.27.	Birinci bölgede ABF üçgen kamasına gelen yükler.	84

Şekil 2.28.	Dinamik durumda, kırılma yüzeyinin sürşarj alanına gelmediği durum için üçüncü bölgede CDG üçgen kamasına gelen yükler..	85
Şekil 2.29.	Dinamik durumda, Pa_2 itkisinin belirlenmesinde göz önünde bulundurulan itkiler ve zemin kamaları..	86
Şekil 2.30.	Dinamik durumda, Pa_{1d} itkisinin belirlenmesinde göz önünde bulundurulan itkiler..	88
Şekil 2.31.	Dinamik durumda, Pa_{3d} itkisinin belirlenmesinde göz önünde bulundurulan itkiler..	89
Şekil 2.32.	Dinamik durumda, Pa_{2d} itkisinin belirlenmesinde göz önünde bulundurulan itkiler..	90
Şekil 2.33.	Kısa temelli konsol bir istinat duvarında kırılma yüzeyinin ulaşabileceği maksimum nokta.....	95
Şekil 2.34.	Algoritmanın akış şeması..	96
Şekil 2.35.	Aktif şartlar altında oluşan toprak itkisinin etkiye noktaları	97
Şekil 3.1.	$\beta=0.1$ için, (a) $Ka_{1s}-\phi$ grafiği, (b) $Ka_{2s}-\phi$ grafiği, (c) $Ka_{3s}-\phi$ grafiği..	101
Şekil 3.2.	$\beta=0.2$ için, (a) $Ka_{1s}-\phi$ grafiği, (b) $Ka_{2s}-\phi$ grafiği, (c) $Ka_{3s}-\phi$ grafiği..	102
Şekil 3.3.	$\beta=0.3$ için, (a) $Ka_{1s}-\phi$ grafiği, (b) $Ka_{2s}-\phi$ grafiği, (c) $Ka_{3s}-\phi$ grafiği..	103
Şekil 3.4.	$\beta=0.4$ için (a) $Ka_{1s}-\phi$ grafiği, (b) $Ka_{2s}-\phi$ grafiği, (c) $Ka_{3s}-\phi$ grafiği..	104
Şekil 3.5.	$\beta=0.5$ için, (a) $Ka_{1s}-\phi$ grafiği, (b) $Ka_{2s}-\phi$ grafiği, (c) $Ka_{3s}-\phi$ grafiği..	105
Şekil 3.6.	$\alpha=0.1$ için (a) $Ka_{1s}-\beta$ grafiği, (b) $Ka_{2s}-\beta$ grafiği, (c) $Ka_{3s}-\beta$ grafiği, (d) $KA-\beta$ grafiği.....	106
Şekil 3.7.	$\beta=0.1$ için, (a) $Ka_{1s}-\beta$ grafiği, (b) $Ka_{2s}-\beta$ grafiği, (c) $Ka_{3s}-\beta$ grafiği, (d) $KA-\beta$ grafiği.....	107
Şekil 3.8.	$\beta=0.1$ için (a) $\psi-\phi$ grafiği, (b) $\theta-\phi$ grafiği.....	108
Şekil 3.9.	$\beta=0.2$ için (a) $\psi-\phi$ grafiği, (b) $\theta-\phi$ grafiği.....	108
Şekil 3.10.	$\beta=0.3$ için (a) $\psi-\phi$ grafiği (b) $\theta-\phi$ grafiği.....	109
Şekil 3.11.	$\beta=0.4$ için (a) $\psi-\phi$ grafiği, (b) $\theta-\phi$ grafiği.....	109
Şekil 3.12.	$\beta=0.5$ için (a) $\psi-\phi$ grafiği (b) $\theta-\phi$ grafiği.....	110
Şekil 3.13.	$\alpha=0.1$ için (a) $\phi=20^\circ$, $\psi-\beta$ grafiği, (b) $\phi=30^\circ$, $\psi-\beta$ grafiği, (c) $\phi=20^\circ$, $\theta-\beta$ grafiği, (d) $\phi=30^\circ$, $\theta-\beta$ grafiği.....	111

Şekil 3.14.	$\beta=0.1$ için (a) $\phi=20^\circ$, ψ - α grafiği, (b) $\phi=30^\circ$, ψ - α grafiği, (c) $\phi=20^\circ$, θ - α grafiği, (d) $\phi=30^\circ$, θ - α grafiği.....	114
Şekil 3.15.	$\beta=0.4$ için (a) $\phi=20^\circ$, ψ - α grafiği, (b) $\phi=30^\circ$, ψ - α grafiği, (c) $\phi=20^\circ$, θ - α grafiği, (d) $\phi=30^\circ$, θ - α grafiği.....	113
Şekil 3.16.	$\phi=20^\circ$, $\alpha=0.1$ ve $\beta=0.1$ için farklı k_h değerlerinde Kay- k_v ilişkisi.....	115
Şekil 3.17.	$\alpha=0.1$, $\beta=0.1$ için, (a) $\phi=20^\circ$, Ka_{1d} - k_h grafiği, (b) $\phi=30^\circ$, Ka_{2d} - k_h , (c) $\phi=30^\circ$, Ka_{3d} - k_h grafiği.....	115
Şekil 3.18.	$\phi=20^\circ$, $\beta=0.1$ için (a) $\alpha=0.1$, Ka_{1d} - k_h grafiği, (b) $\alpha=0.2$, Ka_{2d} - k_h , (c) $\alpha=0.3$, Ka_{3d} - k_h grafiği.....	116
Şekil 3.19.	$\alpha=0.1$, $\beta=0.1$ ve $\phi=20^\circ$ için, (a) Ka_{1d} - k_h grafiği, (b) Ka_{2d} - k_h grafiği, (c) Ka_{3d} - k_h grafiği.....	117
Şekil 3.20.	Farklı durumlarda kırılma yüzeyi açılarının, yer ivme katsayısı ile ilişkisi (a) $\beta=0.1$, $\phi=30^\circ$ için ψ - k_h grafiği, (b) $\alpha=0.1$, $\beta=0.1$ için ψ - k_h grafiği, (c) $\phi=30^\circ$, $\alpha=0.1$ için ψ - k_h grafiği.	118
Şekil 3.21.	Kırılma yüzeyi açılarının, yer ivme katsayısı ile ilişkisi (a) $\beta=0.1$, $\phi=30^\circ$ için θ - k_h grafiği (b) $\alpha=0.1$, $\beta=0.1$ için θ - k_h grafiği (c) $\phi=30^\circ$, $\alpha=0.1$ için θ - k_h grafiği.....	119
Şekil 3.22.	Aktif durumda farklı temel uzunluklarına sahip model dayanma duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.1$ $\alpha=0.1$ (b) $\beta=0.2$ $\alpha=0.1$ (c) $\beta=0.3$ $\alpha=0.1$ (d) $\beta=0.4$ $\alpha=0.1$ (e) $\beta=0.5$ $\alpha=0.1$	121
Şekil 3.23.	Aktif durumda farklı temel uzunluklarına sahip model dayanma duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri, (a) $\beta=0.1$ $\alpha=0.1$, (b) $\beta=0.2$ $\alpha=0.1$ (c) $\beta=0.3$ $\alpha=0.1$, (d) $\beta=0.4$ $\alpha=0.1$, (e) $\beta=0.5$ $\alpha=0.1$	122
Şekil 3.24.	Aktif durumda farklı temel uzunluklarına sahip model dayanma duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri, (a) $\beta=0.1$ $\alpha=0.2$, (b) $\beta=0.2$ $\alpha=0.2$, (c) $\beta=0.3$ $\alpha=0.2$, (d) $\beta=0.4$ $\alpha=0.2$, (e) $\beta=0.5$ $\alpha=0.2$	123
Şekil 3.25.	Aktif durumda farklı temel uzunluklarına sahip model dayanma duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri, (a) $\beta=0.1$ $\alpha=0.3$, (b) $\beta=0.2$ $\alpha=0.3$, (c) $\beta=0.3$ $\alpha=0.3$, (d) $\beta=0.4$ $\alpha=0.3$, (e) $\beta=0.5$ $\alpha=0.3$	124
Şekil 3.26.	Farklı yöntemler kullanılarak gözlemlenen ψ açılarının önerilen yöneme göre belirlenen ψ açılarıyla ilişkisi, (a) Aktif durumun zemin itkisi ile oluşturulduğu durum, (b) Aktif durumun çekme etkisi ile oluşturulduğu durum.....	126
Şekil 3.27.	Farklı içsel sürtünme açısı değerlerine sahip dolgularda aktif durumda oluşan kırılma yüzeyleri, (a) $\phi=36^\circ$ olan dolguda aktif durumda oluşan kırılma yüzeyi şekilleri, (b) $\phi=40^\circ$ olan zemin içerisinde aktif durumda oluşan kırılma yüzeyleri.	128

Ek Şekil 1.1.Çekme etkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.3$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.3, \alpha=0.1$ (b) $\beta=0.3, \alpha=0.2$ (c) $\beta=0.3, \alpha=0.3$	148
Ek Şekil 1.2.Çekme etkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.4$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.4, \alpha=0.1$ (b) $\beta=0.4, \alpha=0.2$ (c) $\beta=0.4, \alpha=0.3$	148
Ek Şekil 1.3.Çekme etkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.5$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.5, \alpha=0.1$ (b) $\beta=0.5, \alpha=0.2$ (c) $\beta=0.5, \alpha=0.3$	149
Ek Şekil 1.4.Zemin itkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.1$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.1, \alpha=0.1$ (b) $\beta=0.1, \alpha=0.2$ (c) $\beta=0.1, \alpha=0.3$	149
Ek Şekil 1.5. Zemin itkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.3$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.3, \alpha=0.1$ (b) $\beta=0.3, \alpha=0.2$ (c) $\beta=0.3, \alpha=0.3$	149
Ek Şekil 1.6. Zemin itkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.4$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.4, \alpha=0.1$ (b) $\beta=0.4, \alpha=0.2$ (c) $\beta=0.4, \alpha=0.3$	150
Ek Şekil 1.7. Zemin itkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.5$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.5, \alpha=0.1$ (b) $\beta=0.5, \alpha=0.2$ (c) $\beta=0.5, \alpha=0.3$	150

TABLolar DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1. Farklı analiz metotlarının sağladığı gereklilikler.	4
Tablo 2.1. Kum zeminin dane birim hacim ağırlık değeri	56
Tablo 2.2. Kırılma yüzeyi belirlemeye yönelik bilgiler	66
Tablo 3.1. Önerilen yönteme göre belirlenen yatay toprak itkisi katsayılarının farklı yöntemlerle karşılaştırılması	100
Tablo 3.2. Önerilen yönteme göre belirlenen toprak itki katsayılarının nümerik yöntemle karşılaştırılması	100
Tablo 3.3. Önerilen yönteme göre belirlenen dinamik yatay toprak itkisi katsayılarının farklı yöntemlerle karşılaştırılması	114
Tablo 3.4. Farklı temel kalınlık değeri için duvar temel uzunluğuna bağlı θ ve ψ açısı değişimleri	125
Tablo 3.5. ψ açısının analitik sonuç, deneysel sonuç ve Rankine (1857) yöntemi ile karşılaştırılması	127
Tablo 3.6. θ açısının analitik sonuç, deneysel sonuç ve Rankine (1857) yöntemi ile karşılaştırılması	127

SEMBOLLER DİZİNİ

A	: Korelasyon alanı
a	: Sorgu alanları arasındaki yer değiştirme vektörü
a_h	: Yatay deprem ivmesi
a_v	: Dikey deprem ivmesi
b	: Temel genişliği
C	: Elastik uygunluk tensörü
Dr	: Rölatif sıkılık
f	: Akma fonksiyonu
g	: Yerçekimi ivmesi
H	: Toplam duvar yüksekliği
H_1	: 1.Bölge yüksekliği
H_2	: 2.Bölge yüksekliği
H_3	: 3.Bölge yüksekliği
u	: Boşluk suyu basıncı
K_A	: Statik durumda, toplam yatay aktif toprak itki katsayısı
K_{ahd}	: Dinamik durumda, toplam yatay aktif toprak itki katsayısı
K_{a1d}	: Dinamik durumda, birinci bölgeye etkiyen aktif toprak itki katsayısı
K_{a2d}	: Dinamik durumda, ikinci bölgeye etkiyen aktif toprak itki katsayısı
K_{a3d}	: Dinamik durumda, üçüncü bölgeye etkiyen aktif toprak itki katsayısı
K_{a1s}	: Statik durumda, birinci bölgeye etkiyen aktif toprak itki katsayısı
K_{a2s}	: Statik durumda, ikinci bölgeye etkiyen aktif toprak itki katsayısı
K_{a3s}	: Statik durumda, üçüncü bölgeye etkiyen aktif toprak itki katsayısı
k_h	: Yatay deprem ivme katsayısı
k_v	: Dikey deprem ivme katsayısı
Pa_{1d}	: Dinamik durumda, birinci bölgeye etkiyen aktif toprak itkisi
Pa_{2d}	: Dinamik durumda, ikinci bölgeye etkiyen aktif toprak itkisi
Pa_{3d}	: Dinamik durumda, üçüncü bölgeye etkiyen aktif toprak itkisi
Pa_{1s}	: Statik durumda, birinci bölgeye etkiyen aktif toprak itkisi
Pa_{2s}	: Statik durumda, ikinci bölgeye etkiyen aktif toprak itkisi
Pa_{3s}	: Statik durumda, üçüncü bölgeye etkiyen aktif toprak itkisi

q	: Yayılı yük
q_L	: Dakika
R_{1d}	: Dinamik durumda 1.Bölgedeki bileşke kuvvet
R_{3d}	: Dinamik durumda 3. Bölgedeki bileşke kuvvet
R_d	: Dinamik durumda, çokgen kamaya etkiyen toplam bileşke kuvvet
R_{1s}	: Statik durumda 1.Bölgedeki bileşke kuvvet
R_{3s}	: Statik durumda 3. Bölgedeki bileşke kuvvet
R_s	: Statik durumda, kamaya etkiyen toplam bileşke kuvvet
SP	: Kötü derecenmiş kum
USCS	: Birleştirilmiş zemin sınıflandırması
X	: Sürşarj katsayısı
%P	: Elek altı malzeme yüzdesi
$[D]$	: Bünye matrisi
$[K_E]$	: Elemanın rijitlik matrisi
$[K_G]$	: Global rijitlik matrisi
α	: Temel kalınlık katsayısı
β	: Temel genişlik katsayısı
$\gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{xz}$	: Kayma şekil değiştirme bileşenleri
γ	: Zeminin birim hacim ağırlığı
δ	: Sürtünme açısı
δ_E	: Dış yüklerin yaptığı iş değişimi
δ_θ	: Asal gerilmelerin doğrultundaki dönme
δ_W	: İç yüklerin yaptığı iş
δ_w	: Kuvvet yönündeki yer değiştirme
$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$	: Uzama şekil değiştirme bileşenleri
ζ	: Plastik indikatör
θ	: Zemin ortamında oluşan kırılma yüzeyi açısı
ρ	: Toplam gerilme
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	: Kartezyen koordinat sisteminde normal gerilme bileşenleri
$\sigma^\bullet$	: Gerilme oranı
$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{xz}$	: Kartezyen koordinat sisteminde kayma gerilmesi bileşenleri
ϕ	: İçsel sürtünme açısı

- ψ : Duvar tarafında oluşan kırılma yüzeyi açısı
- $\{\Delta d_E\}$: Elemanın nodal yer değiştirme matrisi
- $\{\Delta d_G\}$: Global yer değiştirme matrisi
- $\{\Delta R_E\}$: Elemanın nodal yer kuvvet vektörü
- $\{\Delta R_G\}$: Global kuvvet vektörü



1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Oturma, taşıma gücü, yeraltı suyu ve şev problemleri geoteknik mühendisliğinde sıkça karşılaşılan sorunlar arasındadır. Söz konusu problemler, stabilite problemleri, gerilme-şekil değiştirme problemleri ve zemin içerisindeki su hareketi problemleri şeklinde sınıflandırılması mümkündür. Bir geoteknik probleminin tam manasıyla teorik çözümünün yapılabilmesi için denge, uygunluk, bünye ve sınır koşullarının sağlanması gerekmektedir. Söz konusu şartlar aşağıda detaylı bir şekilde açıklanmıştır.

1.1.1. Denge

Denge koşulu; zemin ortamına uygulanan dış yüklerin, zemin içerisinde oluşan iç gerilmeler tarafından karşılanacağı kabulüne dayanmaktadır. Dış yükler, zemin ortamına etkiyen yayılı ya da tekil kuvvetler olabileceği gibi zemin ağırlığı da dış yüklere dahil edilebilmektedir. Bu teorik gereklilik üç boyutlu ortamda her bir doğrultu için aşağıdaki gibi yazılmaktadır.

$$\sum F_x = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \gamma = 0 \quad (1.1)$$

$$\sum F_y = \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0 \quad (1.2)$$

$$\sum F_z = \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = 0 \quad (1.3)$$

Üç boyutlu ortamın herhangi bir noktasında iç gerilmeler dokuz skalerden oluşmaktadır. Bunlardan üç tanesi normal gerilmelerden, diğer altı tanesi ise kayma gerilmelerinden oluşmaktadır. Ancak, gerilme tensörünün simetrik olmasından ötürü $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{yz} = \tau_{zy}$, $\tau_{xz} = \tau_{zx}$ olur ve dokuz skaler altı skalere düşer.

1.1.2. Uygunluk

Uygunluk zemin ortamının yer değiştirmesi ile ilgili bir şarttır. Uygulanan kuvvetin zeminde kopma, ayrılmaya sebep olmadığı durumda oluşan yer değiştirmeler ve şekil değiştirmeler arasındaki ilişki uygunluk olarak tanımlanmaktadır. Uygunluk bağıntılarında, yer değiştirmeler kalıcı şekil değiştirmelerin belirlenmesi sonucu saptanırlar. Bu şekil değiştirmeler, zemin elemanlarının yer değiştirmelerinden hareketle aşağıdaki gibi belirlenirler.

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (1.4)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad (1.5)$$

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} \quad (1.6)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \quad (1.7)$$

$$\gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \quad (1.8)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \quad (1.9)$$

1.1.3. Bünye Denklemleri

Zemin davranışının yük-deformasyon karakteristikleri cinsinden belirlenmesine yönelik analizlerde bünye denklemleri kullanılır. Bir nokta civarında gerilme tensörü bileşenlerini şekil değiştirme tensörü bileşenlerine bağlayan lineer ve homojen bağıntılara bünye denklemleri denir.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{xz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ D_{21} & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ D_{31} & D_{32} & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ D_{41} & D_{42} & D_{43} & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ D_{51} & D_{52} & D_{53} & D_{54} & D_{55} & D_{56} \\ D_{61} & D_{62} & D_{63} & D_{64} & D_{65} & D_{66} \end{bmatrix} \bullet \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{Bmatrix} \quad (1.10)$$

Denge denklemleri ve uygunluk bağıntılarının değerlendirilmesi sonucunda on beş adet bilinmeyene (6 gerilme, 6 şekil değiştirme, 3 yer değiştirme) karşılık dokuz adet denklem (3 denge, 6 uygunluk) bulunduğu görülmektedir. Çözüm elde edilebilmesi için altı denkleme daha ihtiyaç duyulmaktadır. İhtiyaç duyulan bu denklemler de bünye denklemleri ile elde edilmektedir. Eşitlik (1.11)'de belirtilmiş olan $[D]$ matrisi gerilme $\{\sigma\}$ ve şekil değiştirme $\{\varepsilon\}$ vektörleri arasındaki bağlantıyı sağlamaktadır. Bünye matrisi, zemin özelliklerini (elastisite modülü, Poisson oranı, İçsel sürtünme açısı) temsil etmekte ve zemini temsil eden bünye modelinin ve zemin davranışlarının kompleksliğine bağlı olarak değişmektedir.

$$\{\sigma\} = [D] \bullet \{\varepsilon\} \quad (1.11)$$

Gerilme-şekil değiştirme ilişkisine bağlı olarak zemin; sünek, gevrek, pekleşen (strain hardening), yumuşayan (strain softening) gibi plastik malzeme modelleriyle de karakterize edilebilir. Bu tür plastik modellerde herhangi bir 't' anındaki şekil değiştirmeler, gerilme geçmişine bağlı olarak malzeme modelinin karakteristiklerini tanımlayan tensörler yardımıyla aşağıdaki denklem vasıtası ile genel olarak elde edilir. Söz konusu formülde, C ; elastik uygunluk tensörü, $\sigma^\bullet$; gerilme oranı, ζ ; plastik indikatör, f ; akma fonksiyonunu temsil etmektedir.

$$\varepsilon = \int_0^t C : \sigma^\bullet + \frac{\zeta}{\partial \sigma} \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} : \sigma^\bullet \right) \quad (1.12)$$

1.1.4. Sınır Koşullar

Bu koşullar zemin ortamının sınırlarında uygulanan denge, uygunluk ve bünye şartlarının aşılmamasını sağlayan ekstra sınırlamalardır.

1.2. Geoteknik Analiz Yöntemleri

Daha önce de bahsedildiği gibi geoteknik problemlerin kesin çözümlerinin belirlenmesinde uygulanması gereken dört kıstas bulunmaktadır. Söz konusu kıstasların kullanımına bağlı olarak analiz metotlarını kabaca kapalı form çözümler, klasik ve nümerik analizler şeklinde sınıflandırmak mümkündür. Potts ve Zdravkovic (2012) analiz metotlarını temel kıstasları sağlama durumlarına göre Tablo 1.1'deki gibi sınıflandırmıştır.

Tablo 1.1. Farklı analiz metotlarının sağladığı gereklilikler (Potts ve Zdravkovic, 2012).

Analiz Metotları	Teorik Gereklilikler				
	Sınır Şartlar				
	Denge	Uygunluk	Bünye Davranışı	Kuvvet	Yer Değiştirme
Kapalı Form	✓	✓	Lineer elastik	✓	✓
Limit Denge	✓	×	Kırılma şartı, Rijit	✓	✓
Gerilim Alanı	✓	×	Kırılma şartı, Rijit	✓	×
Limit Alt Sınır	✓	×	Tam plastik	✓	×
Analiz Üst Sınır	×	✓	Tam plastik	×	✓
Kiriş-Yay Yaklaşımı	✓	✓	Yaylarla modellenmiş zemin	✓	✓
Tam Nümerik Analizler	✓	✓	Herhangi biri	✓	✓

1.2.1. Kapalı Form Çözümler

Birçok nihai analiz metotlarından bir tanesi de kapalı form çözümlerdir. Özel bir geoteknik yapı için yapılan çözümlerde malzeme davranışı ve ideal sınır şartları sağlayan, bunları denge denklemleri ve uygunluk bağıntıları ile bağdaştıran gerçekçi bir model kurmak mümkün olsaydı yukarıda değinilen şartların tümünü sağlayan kesin çözüm elde edilmiş olurdu. Ancak, zeminin son derece girift ve yükleme altında doğrusal olmayan davranış gösteren bir malzeme olmasından ötürü gerçek bir geoteknik problemin kapalı

form çözümü mümkün değildir. Kapalı form çözümlerinin aşağıda verilen kabullerin varsayılması halinde uygulanmaları mümkün olur.

- Zemin izotropik, lineer elastik bir malzemedir. Çözüm yapısal yükler ve harekete yöneliktir. Ancak, stabilite değerlendirilmesine yönelik değildir. Buna ilaveten, deformasyon tahminleri genelde gerçekçi çözüm vermemektedir.
- Hesaplamalar sonsuz uzunlukta elastik ortam kabulü ile yapılır. Hesaplamalarda, malzemeyi tek boyutta değerlendirmeye yetecek geometrik simetrisinin olması gereklidir.

1.2.2. Nümerik Analizler

1.2.2.1. Kiriş-Yay Yaklaşımı

Bu yaklaşım yapı-zemin etkileşiminin incelenmesinde kullanılmaktadır. Yanal ve eksenel yüklü kazıklar, radye temeller, ankastre dayanma yapıları ve tünel kaplamalarında bu yaklaşım kullanılarak çözüm yapılmaktadır. Bu yaklaşımda zemin davranışları iki farklı şekilde temsil edilmektedir. Bunlardan biri, zeminin birbirlerine bağlantısı olmayan dikey ve yatay yaylarla temsil edilmesi prensibidir (Borin, 1989). Diğerisi ise lineer elastik etkileşim faktörleri ile zeminin modellenmesidir (Pappin et al., 1985). Bu yöntemde, analizlerde yapılar tekil bloklar şeklinde ele alındığından bir defada sadece tek yapı elemanı analizi yapılmaktadır. Yukarıda belirtilen şekilde zemin modellemelerinin yapılması ve sınır değer probleminin tekil yapının davranışını belirlemesinde kullanılması sureti ile sorunun tam nümerik çözümü belirlenmektedir. Problemin karmaşık olmasından ötürü bu tip problemlerin çözümünde bilgisayar kullanılmaktadır. Yapı elemanı sonlu farklar ya da sonlu elemanlarla temsil edilir. Çözüm gereksinimlerini sağlayan sonuç iterasyonlar yardımı ile elde edilir. Burada dikkat edilmesi gereken nokta sonlu farklar ya da sonlu elemanlar yönteminin sadece yapı elemanına uygulandığıdır.

1.2.2.2. Tam Nümerik Analizler

Bu kategorideki analizler daha önce değinilmiş olan teorik gereklilikleri (gerçekçi zemin bünye modelleri ve zemin ortamının gerçek şekilde yansıtan sınır koşulları da dahil

olmak üzere) sağlamaktadır. Zeminlerin kompleks yapılarından ve davranışlarındaki doğrusal olmayan karakterden ötürü nümerik metotlar, diğer metotlara nazaran daha sağlıklı sonuçlar vermektedir. Nümerik analizlerden en çok kullanılanı sonlu farklar ve sonlu elemanlar metoduna dayalı yaklaşımlardır.

Tam nümerik analizlerin arazi durumunu tam olarak yansıtabilmesi aşağıdaki iki duruma bağlı olarak değişmektedir.

- Bünye modelinin (constitutive model) zemin davranışlarını temsil etme durumu
- Uygulanan sınır şartların doğruluğu

Tam nümerik analizlerin daha önce açıklanmış olan, diğer metotlarda yapılmak zorunda kalınan kısıtlamaların hiçbirine ihtiyaç duyulmadan, üç boyutlu problemlerin tamamını çözme kapasitesi vardır. Ancak, bilgisayarların donanımsal özelliklerine bağlı olarak daha hızlı sonuç alabilme adına günümüzde, üç boyutlu problemler iki boyutlu düzlem-deformasyon ya da aksisimetrik problemlere indirgenmektedir.

Bazı durumlarda tam nümerik analizlerin gerçekleştirilebilmesi için normal zemin araştırmalarında belirlenmeyen detaylı zemin özelliklerinin ve yapım aşamalarının bilinmesi gerekmektedir. Bu tip analizlerdeki önemli noktalardan biri, sınır şartlarının gerçeğe mümkün olduğunca yakın modellenmesidir. Tam nümerik analizlerde dikkat edilmesi gereken bir diğer nokta ise karmaşık yapılarından ötürü analizin alanında tecrübesi olan kişiler tarafından yapılması gerekliliğidir.

Sonlu elemanlar yöntemi ile çözüm aşağıdaki basamaklardan oluşmaktadır.

- Elemanlara Ayırma

Bu süreçte incelenecek olan problemin şekli sonlu elemanlar adı verilen küçük elemanlara ayrılması sürecidir. Ayırıştırma sonrasında elde edilen elemanların içerisine ya da sınırlarında çözümlemeye kullanılacak olan düğüm noktaları bulunmaktadır.

- Ana Değişken Yaklaşımı

Bu bölüm birincil değişkenin belirlendiği kısımdır. Geoteknik mühendisliğinde genellikle yer değiştirme ana değişken olarak belirlenir.

- Eleman Denklemleri

Bu kısımda eleman eşitliklerinin türetilmesi için uygun değişken şartları eşitlik (1.13)'de gösterilen şekilde belirlenir (Örneğin minimum potansiyel enerji). Burada dikkat edilmesi gereken nokta rijitlik matrisi olan $[K_E]$ 'nin bünye matrisinin $[D]$ türetilmiş formu olduğudur.

$$[K_E] \bullet \{\Delta d_E\} = \{\Delta R_E\} \quad (1.13)$$

- Global Denklemler: Daha önce çıkarılmış olan eleman denklemlerinin eşitlik (1.14)'e dönüştürülmüş halidir.

$$[K_G] \bullet \{\Delta d_G\} = \{\Delta R_G\} \quad (1.14)$$

- Sınır Koşullar: Sınır koşulları formülize edilir ve global denklemler buna göre tekrar şekillenir.
- Global Denklemlerin Çözümü: Global denklemler, çok sayıda ve eş zamanlı oluşturulmuş denklemlerdir. Bu denklemler tüm düğüm noktalarındaki yer değiştirme değerleri kullanılarak şekil değiştirme, gerilme gibi değerler belirlenir.

1.2.3. Klasik Analiz Yöntemleri

1.2.3.1. Limit Analiz Yöntemi

Önceki kısımlarda da belirtildiği gibi mekanikte bir problemin çözümü için sağlanması gereken bir takım şartlar bulunmaktadır. Ancak, çok basit yapılarda bile bu şartların göz önünde bulundurularak çözüm yapılması çok zordur. Bu nedenle stabilite analizlerinin denge, uygunluk, bünye şartlarından bazılarının göz ardı edilmesi sureti ile plastik çökme teoremlerinden bazıları kullanılabilir hale getirilir ve stabilite problemleri basitleştirilir.

Malzemenin tamamen plastik olduğu kabulüne göre yapılan hesaplamalarda denge şartının göz ardı edilmesi durumunda çökme yükü uygunluk ve malzeme özelliklerine bağlı olarak hesaplanır. Bu durumda yapılan hesaplamalara üst sınır yaklaşım adı verilir. Benzer olarak çökme yükü hesaplamalarında uygunluk şartlarını göz ardı eden çalışmalarda çözüm denge ve malzeme özelliklerine bağlı olarak yapılır. Bu şekilde yapılan hesaplamalara da alt sınır yaklaşım adı verilir.

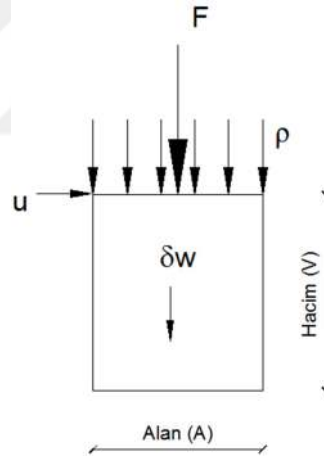
Çözümlerde yapılan kabullere bağlı olarak üst sınır yaklaşıma göre belirlenen sınır yük değeri gerçek göçme değerinden fazla sonuç verir. Alt sınır yaklaşımla yapılan çözümler de gerçek göçme değerinden daha az değerinde sonuç verir. Bu iki yaklaşımının

ortak özelliği iki yaklaşıma göre yapılan hesaplamalar da gerçek göçme yükünün tahmin edilememesidir.

1.2.3.1.1. Üst Sınır Yaklaşımlar

Üst sınır yaklaşımlarda denge şartı göz ardı edilerek uygunluk şartları ve malzeme özelliklerine göre çözüm yapılmaktadır. Buna göre kayma yüzeyleri boyunca oluşan yer değiştirmeler baz alınır. Dış yükler tarafından yapılan işin zemin içerisinde iç gerilmeler tarafından yapılan işe eşit olduğu kabulüne göre çözüm geliştirilir.

Üst sınır yaklaşımda, uygunluk mekanizmasının hareketi sırasında iç kuvvetler ve dış kuvvetler tarafından yapılan işin hesaplanması gerekmektedir. Dış yükler, temelden gelen tekil yükler olabileceği gibi dolgu kaynaklı yayılı yükler de olabilir. Şekil 1.1’de γ , birim hacim ağırlığında, ρ , basıncına ve F , yüküne maruz bir zemin elemanı görülmektedir.

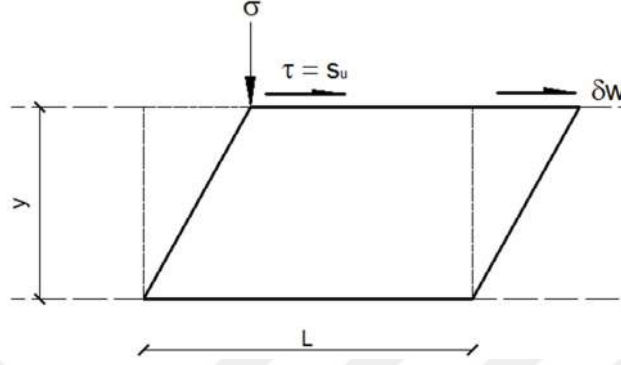


Şekil 1.1. Dış yükler tarafından yapılan iş

Drenajsız yükleme koşullarında dış yüklerin yaptığı iş aşağıdaki gibi belirlenir.

$$\delta_E = F\delta_w + \rho\delta_w + \gamma V\delta_w \quad (1.15)$$

Bu yaklaşımda iç gerilmeler tarafından yapılan iş, kırılma yüzeyleri boyunca plastik şekil değiştirmeler için yapılan iş ile açıklanır (Eşitlik 1.15). Bu durumdaki hesaplamalar Şekil 1.2’ de gösterildiği gibi açıklanır.



Şekil 1.2. Kayma yüzeyleri boyunca iç gerilmeler tarafından yapılan iş

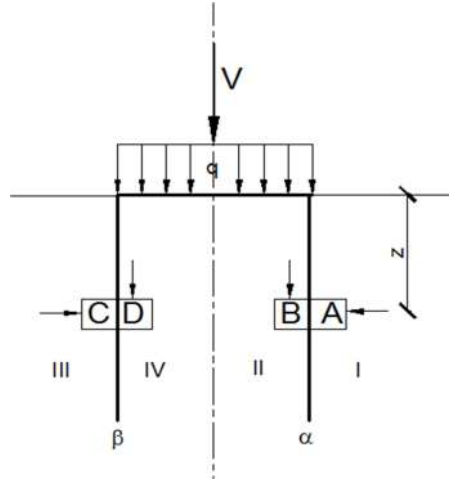
$$\delta w = \tau L \delta_w = s_u L \delta_w \quad (1.16)$$

Dış yüklerin yaptığı eşitlik (1.15)’de belirlenen iş, iç yüklerin yaptığı ve eşitlik (1.16)’de belirlenen işe eşitlenerek aşağıdaki gibi belirlenir.

$$\delta_E = \delta_w \quad (1.17)$$

1.2.3.1.2. Alt Sınır Yaklaşımlar

Alt sınır yaklaşımla hesaplamalarda uygunluk dikkate alınmaz ve ortamda kırılma olmadığı var sayılarak denge denklemleri ile analiz sonuçlandırılır. Alt sınır yaklaşımla yapılan çözüm Şekil 1.3’de gösterilen örnekle daha kolay açıklanabilir.



Şekil 1.3. Yüzeysel bir temel için dikey gerilme süreksizliklerindeki (α , β) gerilme durumu

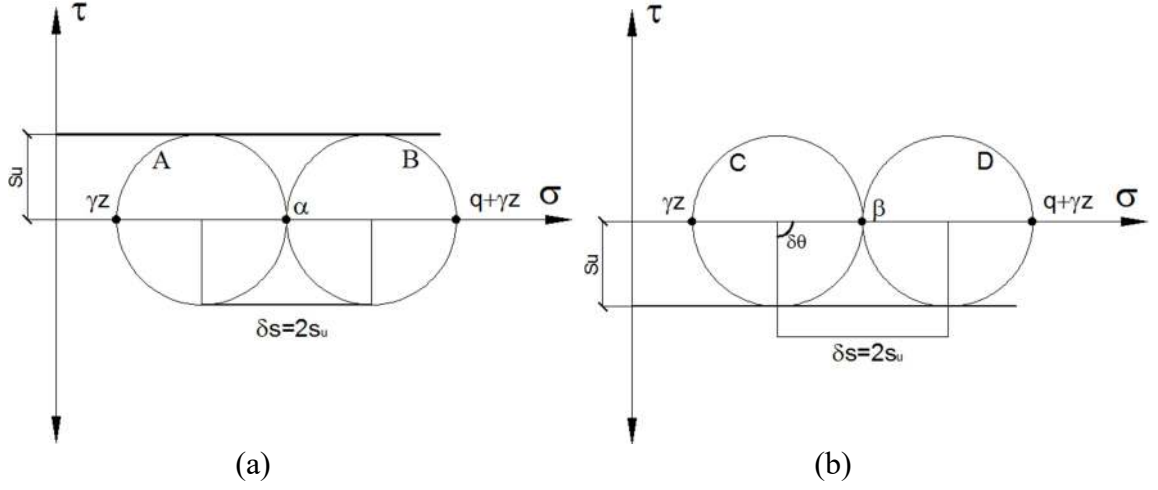
Şekil 1.3’de simetrik gerilme durumu için iki farklı gerilme süreksizliği görülmektedir. Dikey ve yatay düzlemlerde kayma gerilmeleri sıfırdır. A ve C zemin elemanına gelen dikey gerilmeler aşağıdaki gibi belirlenir.

$$\sigma_z = \gamma z \quad (1.18)$$

B ve D elemanlarına gelen dikey gerilme ise

$$\sigma_z = q_L + \gamma z \quad (1.19)$$

Alt sınır yaklaşımda ortamda göçme olmadan dış gerilmeler iç gerilmelere eşitlenmesi mantığına dayalı olmasından dolayı Şekil 1.3’ deki durum Mohr çemberi ile aşağıdaki gibi (Şekil 1.4) belirlenerek eşitlik (1.20) ve (1.21) belirlenir.



Şekil 1.4. (a) A ve B elemanlarına gelen gerilmelerin, (b) C ve D elemanlarına gelen gerilmelerin Mohr dairelerinde gösterimi

$$q_L + \gamma z = \gamma z + 4s_u \quad (1.20)$$

$$q_L = 4s_u \quad (1.21)$$

1.2.3.2. Gerilme Alanı Yöntemi

Tablo 1.1’den de anlaşılacağı gibi Gerilme Alanı Metodu için yapılan kabuller Limit Denge Metodu için yapılan kabullerle benzerlik göstermektedir. İki metot arasındaki en önemli fark kırılma yüzeyi kabulleridir. Limit Denge Metodunda kırılma zemin içerisinde tek bölgede tek yüzey boyunca olduğu var sayılırken Gerilme Alanı Metodunda zemin ortamının her noktasında kırılma olduğu var sayılır. Bu nedenle, Gerilme Alanı Metodunda denge denklemleri sonsuz küçük eleman için kısmi diferansiyel denklem formatında yazılır. Hesaplamalarda işin içerisine kırılma kriterinin de girmesi çözümde hiperbolik kısmi diferansiyel denklem takımının kullanımına sebep olur. Bu durumda da çözümün karmaşıklaşmasına sebep olmaktadır. Söz konusu denklemlerin analitik olarak çözülebilmesi için zemin ağırlıklarının göz ardı edilmesi gerekmektedir. Ağırlığı olmayan bir zemin için yapılan hesaplamaların gerçekçiliğinin tartışmalı olmasından ötürü bu metoda göre yapılan hesaplamalarda problem zemin ağırlığının etkisiz kalacağı duruma çevrilerek çözümleme yapılır. Gerilme alanı yaklaşımıyla yapılan en bilindik çalışmalardan biri Rankine (1857) tarafından aktif ve pasif durumlar için önerilen yanal toprak basınç belirleme metodudur.

1.2.3.3. Limit Denge Yöntemi

Geoteknik yapıların stabilite analizlerinde en yaygın kullanılan metot limit denge metodudur. Limit denge çözümlerinde üç basamak vardır ve bu basamaklar aşağıdaki gibi açıklanmıştır.

- Kırılma yüzeyleri kullanılarak kayma mekanizması çizilir. Bu yüzeyler düz, eğimli ya da eğimli yüzeylerin bir arada değerlendirildiği kombinasyonlar olabilir.
- Moment ya da kuvvet çözümlerinden mekanizmanın statik denge bileşenleri hesaplanır. Buradan hareketle zemin ortamındaki gerilme ya da dış kuvvetler belirlenir.
- Diğer mekanizmaların statik dengesi araştırılarak kritik mekanizma ortaya çıkarılır.
- Kırılma şartının kırılma yüzeyi boyunca sağlandığı kabul edilir. Yapılan hesaplamalarda dikkat edilmesi gereken noktalardan bir tanesi de drenajlı ve drenajsız yükleme koşullarıdır.

Limit denge metodu üst sınır ve alt sınır metotlarının özelliklerinin bazılarının karması şeklindedir. Bu metotta da üst sınır yaklaşımda olduğu gibi hesaplamalarda kırılma yüzeyleri kullanılmaktadır. Ancak, üst sınır yaklaşımından farklı olarak limit denge metodunda kırılma yüzeyinin uygunluk gerekliliklerinin tümünün sağlanması zorunluluğu bulunmamaktadır. Bunun yanında zemin bloğuna etkiyen kuvvet dengesi göz önünde bulundurulurken zemin bloğundaki lokal gerilmeler kapsam dışında tutulur. Limit denge yöntemine göre yapılan çözümlerin tam doğrulukta çözüm verdiğine dair net verilerin olmamasına karşın, deneysel çalışmalar göstermiştir ki söz konusu metotla yapılan çözümlerler gerçek göçme yüklerine oldukça yakın değerler vermektedir.

Daha önce de bahsedildiği gibi Limit Denge Metodu stabilite analizlerinde sıkça tercih edilen yöntemlerden biridir. Bu metodu kullanarak türetilen bilindik yöntemlerden bazılarını Coulomb kama analizi (1777), basit kayma dairesi yöntemi, Fellenius (1927, 1936), Bishop metodu (1955) ve Newmark (1965) kayan blok yaklaşımı örnek gösterilebilir. Farklı amaçlarla yapılan bu çalışmaların tümünde hesaplamalar, daha önce belirlenmiş olan bir kayma mekanizması kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Dolayısıyla kırılma yüzeyi tahminlerinin bu tip hesaplamalar üzerinde önemli etkisi olduğu açıktır.

Limit denge yönteminin kullanıldığı çalışmalarda olduğu gibi, farklı yöntemler kullanılarak yapılan yanal toprak basıncı belirlemeye yönelik çalışmalarda da kırılma yüzeyi şeklinin belirlenmesi, analiz doğruluğu açısından önem arz etmektedir. Dayanma

yapıları arkasında oluşan kırılma yüzeylerinin teorik ya da deneysel olarak belirlenmesi mümkündür. Gerek teorik gerekse deneysel olarak kırılma yüzeylerinin belirlenmesine yönelik çok sayıda yöntem ve bu yöntemi konu alan çalışma mevcut olup söz konusu çalışmalara literatür özeti kısmında detaylı şekilde değinilecektir.

1.3. Literatür Özeti

Geoteknik mühendisliğinde önemli bir yeri bulunan dayanma yapılarının doğru şekilde tasarlanmasının gerekliliği açıktır. Geçmişten günümüze yapılan çalışmalarla yatay toprak basınç değerinin belirlenmesine yönelik çok sayıda yöntem ve araştırma literatüre kazandırılmıştır. Bu yöntemlerden en bilineni ve yaygın kullanılanı olan limit denge metodunda, kırılma yüzeyi şekli ile yatay toprak basınç değeri arasında kuvvetli bir ilişki vardır. Bu nedenle çalışmadaki literatür verileri, yanal toprak basınç belirleme yöntemleri ve kırılma yüzeyi belirleme metotları olmak üzere iki ana başlık altında aşağıdaki gibi özetlenmiştir.

1.3.1. Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

1.3.1.1. Statik Durumda Yanal Toprak Basınç Belirleme Yöntemleri

1.3.1.1.1. Limit Denge Yöntemi Kullanılarak Önerilmiş Toprak İtkisi Belirlemesiyle İlgili Çalışmalar

Dayanma yapılarına gelen toprak basıncı problemi ilk olarak Coulomb (1776) tarafından ortaya koyulmuştur. Hesaplamalarda dayanma yapısı arkasında üçgen kamanın olduğu varsayılmış ve bu kamanın dengesi göz önünde bulundurularak yatay toprak basınç katsayısı limit denge yöntemine göre belirlenmiştir. Coulomb'un çalışması zaman içinde birçok araştırmacı tarafından geliştirilmiştir. Woltmann (1794) ve Prony (1802), zeminin kayma mukavemetini $\tan\phi$ cinsinden tanımlamasından hareketle Coulomb (1776) metodunu basitleştirerek günümüzde bilinen trigonometrik şekle sokmuştur. Mayniel (1808), yatay toprak basıncı hesaplamalarına duvar sürtünme etkisini ekleyerek çalışmayı genişletmiştir. Müller (1906), kohezyonsuz zeminler için, Coulomb yaklaşımını duvar

pürüzlülüğü, dolgu eğimi ve duvar eğimi gibi parametreleri dikkate almak suretiyle geliştirmiştir.

Coulomb (1776) kadar bilinen ve hala geniş kullanım alanı olan yöntemlerden biri de Rankine (1857) tarafından önerilmiş yanal toprak basınç belirleme yöntemidir. Söz konusu metot, zemin ortamındaki tüm noktalarda gerilme durumunun hesaplanmasına müsaittir ve limit denge yöntemine benzer özellik gösteren gerilme alanı yöntemiyle belirlenmiştir.

Kötter (1892) yaptığı çalışmada, kohezyonsuz ortamda oluşan, eğimli kırılma yüzeyi boyunca oluşan gerilmeleri tanımlayan diferansiyel denklem elde etmiştir. Ancak, belirli sınır şartlar altında bu diferansiyel denklemin çözümünde karşılaşılan zorluklar, teorinin uygulanabilirliğini ciddi şekilde sınırlamıştır. Jaky (1936), Kötter (1892)'in yapmış olduğu çalışmanın kohezyonlu zeminlerde de uygulanabileceğini göstermiştir. Ohde (1938) ve Hansen (1953), Kötter (1892)'in önerdiği çalışmayı geliştirerek düz bir dayanma duvarına gelen yatay yük dağılımının belirleyen denklem takımı geliştirmişlerdir.

Limit denge yöntemi kullanılarak geliştirilen yanal toprak basınç yöntemlerinden biri de Terzaghi ve Peck (1941) tarafından pasif durum için önerilen metottur. Bu yönteme göre yapılan hesaplamalarda, Coulomb (1776) tarafından önerilen düzlemsel kırılma yüzeyleri yerine iki kademeli (kompozit) kırılma yüzeyleri kullanılmıştır. Terzaghi ve Peck (1941) duvar sürtünme etkisinden ötürü kırılma yüzeyinin eğrisel alt kısımdan ve doğrusal üst kısımdan oluştuğunu varsaymıştır.

Caquot ve Kerisel (1948), dayanma yapıları arkasında oluşan kırılma yüzeyi şekillerinin doğrusal şekilden ziyade eğrisel yapıda olduklarını öne sürmüşlerdir. Bu fikirden hareketle aktif ve pasif durumlar için duvar arkasında logaritmik spiral yüzeyler göz önünde bulundurularak yanal toprak basınç değeri önermişlerdir.

Janbu (1957), limit denge şartları altında, kohezyonsuz zeminler için aktif durumda yanal toprak basınç belirleme metodu önermiştir. Söz konusu metotta dilim yöntemi kullanılmış, zemin kütlesi hesaplamalarda göz önünde bulundurulmuştur.

Shields ve Tolunay (1973), Terzaghi (1943)'nin taneli zeminler için önermiş olduğu pasif toprak basınç belirleme metodunu modifiye etmişlerdir. Yaptıkları çalışmada dilim yöntemi kullanmış ve önerilen yöntem kullanılarak elde edilen sonuçlar, sıkı kumlar için yapılan deneysel çalışma sonuçları ve farklı çalışmalarla karşılaştırılmıştır.

Basudhar ve Madhav (1980), Shields ve Tolunay (1973)'in önermiş olduğu yönteme kohezyon ve boşluk suyu parametrelerini de ekleyerek benzer yaklaşımla yanal toprak basınç formülü türetmişlerdir.

Rahardjo ve Fredlund (1984), genel limit denge yöntemine uygun kabullerle yatay toprak itkisi belirleme metodu önermiştir. Önerilen metodun en önemli yanı değişken şekilli, gelişi güzel tabakalanmış zeminlerin bu yöntemle kolaylıkla analiz edilebilmesi ve kritik dönme merkezinin konumunun rahatça belirlenebilmesidir. Çalışmada, eğimli kırılma yüzeyi baz alınarak, aktif ve pasif durumlar için dilim yöntemine göre çözümler türetilmiştir. Elde edilen çözümler Coulomb yöntemi ve kompozit ya da eğimli kırılma yüzeyi kabullerine göre yapılan çalışmaların çözümleri ile karşılaştırılmıştır.

Motta (1994), Coulomb kırılma kaması yönteminden hareketle, dayanma yapısına belirli bir mesafeden etkiyen sürsaj yükü durumu için kapalı formda yatay toprak basınç belirleme metodu önermiştir. Yapılan hesaplamalarda kuru, homojen ve kohezyonsuz zemin şartları düşünülmüş, sürşarj yükünün kırılma yüzeyi ile zemin üzerinde kesişebileceği kadar geniş olduğu varsayılmıştır. Yapılan çalışma sonucunda elde edilen metod örnekler üzerinde grafik çözümlerle karşılaştırılmıştır.

Kumar ve Subba Rao (1997) limit denge yöntemine göre yaptıkları çalışmada kırılma yüzeylerini düzlemsel kayma ve logaritmik spiral olarak değerlendirmişlerdir. Pozitif ve negatif sürtünme açılarının hesaplamalara dahil edildiği çalışma sonucunda kritik kırılma yüzeyi pozisyonu ve pasif toprak basıncı veren tablolar elde edilmiştir.

Luan ve Nogami (1997) geleneksel limit denge yaklaşımı ile Lagrange belirsiz çarpan yöntemini birleştirerek genel limit denge metodunu varyasyonel teknikle geliştirmişlerdir. Söz konusu yöntemle elde edilen yanal toprak basınç değerleri geleneksel yöntemle elde edilen çözümlerle karşılaştırılmıştır.

Chen ve Li (1998), genelde şev stabilite analizlerinde kullanılan dilim metodunu genişleterek aktif durumda dayanma yapılarına gelen yatay toprak basınç belirleme metodu önermişlerdir. Yapılan çalışmada farklı optimizasyon metotları kullanılarak maksimum yatay toprak basınç değerinin elde edildiği kritik kayma yüzeyi belirlenmiştir. Ağırlık tipi dayanma duvarı için önerilen yöntem sonucunda elde edilen çözümlerin, Rankine (1857) metodu ile belirlenen çözümlerle aynı değerler verdiği görülmüştür.

Soubra vd. (1999), limit denge yöntemini varyasyonel yaklaşımla ele almış, kohezyonsuz zeminler için yeraltı su akımını da hesaplamalara dahil ederek pasif toprak basınç belirleme yöntemi önermişlerdir. Hesaplamalarda kırılma yüzeyi şekli logaritmik spiral olarak kabul edilmiş ve hesaplamaların bu yüzey boyunca oluşan gerilme dağılışımdan bağımsız olduğu gösterilmiştir.

Wang (2000), hesaplamalarda Coulomb (1776) teorisine benzer şekilde, duvar dibinden başlayan belirli bir eğim açısıyla zemin yüzeyine uzanan kırılma yüzeyini baz almıştır. Söz konusu kırılma yüzeyi ve duvar arasında oluşan kamanın duvara etkittiği basınç, diferansiyel denklemler kullanılarak birim kamanın dengesi göz önünde bulundurulması suretiyle belirlenmiştir. Bu sayede duvara etkiyen birim toprak basıncı teorik olarak elde edilmiş ve literatürdeki diğer çalışmalarla karşılaştırılmıştır.

Zhu ve Quian (2000), limit denge yöntemi kapsamında üçgen dilimler metodu kullanarak pasif toprak basınç katsayısı belirleme yöntemi önermişlerdir. Çalışmada potansiyel kayan zemin kütlesi dikey dilimler yerine üçgen şekilli değişken eğimli taban kenarlarına sahip dilimlere ayrılmıştır. Optimizasyon ölçütleri kullanılarak, dilim tabanlarının kritik eğimi, dilimler arası minimum kuvvet katsayısı ve pasif toprak basınç katsayısı değerleri belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar diğer kabul gören metotların çözümleri ile karşılaştırılmıştır.

Greco (2001), kısa temelli konsol istinat duvarlarına gelen toprak itkisini Coulomb yaklaşımını baz alarak limit denge yöntemi ile incelemiştir. Yapılan çalışma kapsamında Rankine yöntemiyle sağlıklı şekilde çözümlenemeyen, düzensiz şekilli, tekil ve yayılı yüke maruz dolgular için yatay toprak itkisi belirleme yöntemi önermiştir.

Wang vd. (2004), Coulomb yaklaşımıyla yapmış oldukları çalışmada, dayanma yapısının üst ucunda oluşan dönme sonucunda oluşan birim toprak basıncı, bileşke toprak itkisi ve toprak itkisinin etkiye noktasını teorik olarak belirlenmiştir. Elde edilen çözümler, yatay ötelenme, Coulomb (1776) teorisi ve deneysel çalışmalarla elde edilen verilerle karşılaştırılmıştır. Yapılan çalışma sonucunda, duvarın üst noktasındaki dönme durumu için belirlenen yatay toprak itkisi değerinin Coulomb (1776) metodu ve duvarın yatay ötelenmesi durumunda elde edilen çözümlerle benzer olduğu görülmüştür. Öte yandan, toprak basınç dağılımı ve toprak itkisinin etkiye noktası tahminlerinde farklılıklar olduğu belirlenmiştir.

Greco (2008), duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyinin dayanma yapısıyla çakışmalarından ötürü kısa temelli konsol istinat duvarları için yapılan aktif toprak basınç hesaplamalarında Rankine (1857) metodunun kullanılmasının uygun olmadığına değinmiştir. Yapılan çalışmada Coulomb (1776) yaklaşımından hareketle kısa temelli dayanma yapısına gelen aktif toprak basınç katsayısı belirleme yöntemi önerilmiştir. Yöntemde boşluk suyu basıncı göz ardı edilmiş, düzenli yüzey topografyasına sahip,

homojen dolgular için hesaplamalar yapılmıştır. Yapılan çalışma sonucunda yatay toprak basınç dağılışı ve bileşke toprak itkisinin etkiye noktasını veren metod geliştirilmiştir.

Chen vd. (2011), Coulomb (1776) yaklaşımı ile yaptığı çalışmada duvar arkasında oluşan toprak basınçlarını doğrusal olmayan yaklaşımla incelemiştir. Yapılan çalışmada duvar arkasında oluşan kamanın dengesinden hareketle iki adet temel diferansiyel denklem oluşturulmuştur. Elde edilen temel denklemlerin kullanılmasıyla aktif toprak basınç katsayılarının dağılımı elde edilmiştir. Yapılan çalışma sonrasında birim toprak basıncını ve bileşke kuvvetin etkiye noktasını veren eşitlikler elde edilmiştir. Sonuç olarak, aktif toprak itkisi katsayısının değişimine etki eden, içsel sürtünme açısı, duvar-zemin arasındaki sürtünme açısı, duvar eğimi gibi parametreler detaylı şekilde incelenmiştir.

Greco (2013) yapmış olduğu çalışmada istinat duvarı arkasındaki dolgunun dar olduğu durumlarda Coulomb (1776) ya da Rankine (1857) gibi toprak basınç belirleme yöntemlerinin uygun olmadığını belirtmiştir. Dar dolgu kütesini destekleyen ağırlık tipi dayanma duvarına gelen aktif toprak itkisini limit denge yöntemi kullanarak belirlemiştir. Yapılan çalışmanın sonucunda dar dolgular için aktif toprak basınç belirleme yönteminin yanı sıra duvara etkiye noktası veren yarı analitik çözüm yöntemi önerilmiştir.

Ouyang vd. (2013), farklı eğimlerdeki dayanma yapılarına gelen aktif toprak basıncının belirlenmesi konusunda, limit denge yöntemi kullanarak farklı bir çalışma ortaya koymuşlardır. Yaptıkları çalışmanın en belirgin özelliği; diğer limit denge metodlarından farklı olarak hesaplamalarda, önceden tanımlanmış kırılma yüzeylerinin kullanılmamasıdır. Çalışmada duvar arkasında rast gele bir kırılma yüzeyi şekli kullanılarak hesaplamalara başlanmış, kırılma yüzeyi dilimlere ayrılarak her bir dilimin dengesi göz önünde bulundurularak en ideal kırılma yüzeyi şekli araştırılmıştır. Elde edilen yönteme göre belirlenen çözümler deneysel metod, ayrık eleman ve diğer yöntemlerle karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda önerilen çalışmanın, yatay toprak basınç problemleri özelliklerinin değerlendirilmesinde avantajlı olduğu belirtilmiştir.

Reddy vd. (2013), dilim metodu kullanarak pasif durumda dayanma yapılarına gelen yatay toprak basınç değeri hesaplama yöntemi önermişlerdir. Yaptıkları çalışmada kırılma yüzeyi şekli logaritmik spiral olarak belirlenmiş, analizin statik olarak yapılabilmesi için duvar sürtünme etkisinin duvardan uzaklaştıkça lineer olarak azaldığı kabul edilmiştir. Dilimlere etkiyen kuvvetlerin statik denkleğinden hareketle duvara gelen pasif kuvvetler farklı duvar pürüzlülükleri ve içsel sürtünme açısı değeri için belirlenmiştir. Elde edilen çözümler literatürdeki diğer çalışmalarla karşılaştırılmıştır.

Chen (2014), duvarda ötelenme hareketini göz önünde bulundurarak, limit denge yöntemi ile aktif toprak basınç belirleme metodu önermiştir. Yapılan çalışmada, duvara etkiyen toprak basıncının duvarla kırılma yüzeyi arasında oluşan kama tarafından oluşturulduğu kabul edilmiştir. Temel eşitlikler, kamaya gelen kuvvetlerin dengesinden türetilmiştir. Yatay toprak basıncı, tüm kamanın moment dengesi göz önünde bulundurularak belirlenmiştir. Elde edilen yöntem, literatürdeki diğer çözümlerle karşılaştırılmıştır.

Patki vd. (2015a), eğimli yüzeyli, kohezyonsuz dolguların pasif durumda yatay toprak basınç değerlerinin belirlenmesine yönelik limit denge tabanlı çalışma yapmışlardır. Yaptıkları çalışmada kırılma yüzeyi şekli logaritmik spiral olarak belirlenmiştir. Çalışma sonucunda farklı içsel sürtünme açısı, duvar sürtünme açısı ve dolgu eğimi değerleri için önerilen yöntemle göre çözüm yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar literatürde farklı tipteki çalışmaların çözümleri ile karşılaştırılmıştır.

1.3.1.1.2. Limit Analiz Metodu Kullanılarak Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

Finn (1967), Drucker'ın önermiş olduğu Tam Plastik Teori'yi zeminler için geliştirmiştir. Yapılan çalışmada aktif-pasif toprak basıncı, şev stabilitesi ve temellerle ilgili problemlerin çözümü ile ilgili üst sınır ve alt sınır yaklaşımlarla çözüm yapılmıştır. Alt sınır yaklaşım çözümleri rastgele denklik durumu için yapılmış, üst sınır yaklaşımla yapılan kinematik analizlerde kullanılan hesaplamalarda kırılma sonrasında plastik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi kullanılmıştır. Yapılan çalışma sonucunda klasik kırılma yüzeyi kabulüne göre yapılan çalışmalarda elde edilen çözümlerin güvensiz olabileceği, üst sınır ya da alt sınır yaklaşımla elde edilen çözümlerin tasarımda faydalı olacağı bildirilmiştir.

Chen ve Scawthorn (1970), Limit denge metoduna göre yapılan çalışmaların zayıflığına vurgu yapmış ve bu zayıflığı zeminlerdeki gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin bu yöntemde göz ardı edilmiş olmasına bağlamıştır. Yapmış oldukları çalışmada Coulomb teorisinden hareketle kırılma yüzeyini düzlemsel olarak kabul etmişler ve basit süreksiz gerilme alanlarını hesaplamalarda kullanmışlardır. Sonuç olarak aktif ve pasif durumlar için yatay toprak basıncı üst sınır ve alt sınır yaklaşımlar kullanılarak belirlenmiş ve limit analiz yönteminin zemin durumunu yansıtabilme özelliği değerlendirilmiştir.

Chen ve Rosenfarb (1973), değişken pürüzlülüğe sahip, taneli zemini destekleyen rijit dayanma duvarlarına aktif ve pasif durumda gelen toprak basınçlarını üst sınır yaklaşımla değerlendirmiştir. Yapılan çalışmada, dolgu zeminin tam plastik olduğu ve Mohr-Coulomb kırılma hipotezine uygun davranış gösterdiği kabul edilmiştir. Farklı kırılma mekanizmalarının değerlendirildiği çalışmanın sonucunda, elde edilen çözümlerin kayma çizgisi metodunu da içerecek şekilde bilinen diğer çalışmalarla uyum içinde olduğu belirtilmiştir.

Parry (1995), alt sınır yaklaşım kullanarak dayanma yapısına gelen aktif-pasif toprak itkilerini belirlemiştir. Çalışmada hesaplamalar, drenajlı ve drenajsız durumlar için ele alınmıştır. Dayanma yapıları sürtünmeli ve sürtünmesiz olarak ayrı ayrı değerlendirilmiş, Mohr çemberleri kullanılarak dayanma yapısına aktif ve pasif durumlarda etkiyen yanal toprak basıncının belirlenmesi için yöntem önerilmiştir.

Soubra ve Regenass (2000), pasif toprak basıncı problemini üç boyutlu olarak üst sınır yaklaşımla irdilemişlerdir. Hesaplamalarda M1, Mn ve Mnt şeklinde isimlendirilen üç farklı kırılma mekanizması kullanılmıştır. M1 kırılma mekanizması, klasik iki boyutlu Coulomb kırılma mekanizmasının üç boyutlu hali iken, Mn mekanizması, M1 kırılma mekanizmasının seri bloklara ayrılmış şeklindedir. Mnt kırılma mekanizması ise Mn'nin daha detaylı halidir. Yapılan çalışmada söz konusu kırılma şekillerine göre çeşitli durumlar için pasif toprak basınç katsayısı hesabı yapılmış, elde edilen sonuçların hassasiyeti karşılaştırılmıştır. Buna göre Mnt kırılma mekanizmasına bağlı yapılan çözümlerin en hassas sonuçları verdiği görülmüştür.

Soubra ve Macuh (2002), değişken dolgu eğimini ve duvar eğimini göz önünde bulunduran, aktif ve pasif durumlar için toprak basınç katsayısı değeri veren yöntem önermişlerdir. Yapılan hesaplamalarda üst sınır yaklaşım kullanılmış ve kırılma mekanizması log-spiral olarak kabul edilmiştir. Çalışmada logaritmik spiral kırılma mekanizmasındaki enerji denge denklemi log-spiral merkezdeki moment dengesine eşitlenmiştir. Aktif ve pasif toprak basınç katsayılarının nümerik optimizasyonu 'spread sheet optimisation tool' kullanılarak yapılmış ve elde edilen sonuçlar farklı çalışmalarla karşılaştırılmıştır.

Şkrabl ve Macuh (2005), pasif toprak itkisinin üst sınır yaklaşımla belirlenmesi konusunda çalışma yapmışlardır. Önerilen yöntemde problem üç boyutlu olarak değerlendirilmiş ve hesaplamalarda hiperbolik kırılma yüzeyleri göz önünde bulundurulmuştur. Önerilen çalışmada yapılan hesaplamalar, logaritmik spiral şekilli

kırılma yüzeylerinin baz alındığı iki boyutlu stabilite analizleri ile benzer yapıdadır. Çalışma sonucunda elde edilen sonuçlar literatürdeki diğer çalışmaların verdiği çözümlerle karşılaştırılmış, önerilen yöntemle elde edilen çözümlerin diğer yöntemlerden daha az değer verdiği görülmüştür.

Yang (2007), yapmış olduğu çalışmada dolgu zeminin doğrusal olmayan kırılma şartına uygun olduğunu kabul ederek, statik ve sismik aktif toprak basıncının belirlenmesi için üst sınır yaklaşıma dayalı yöntem önermiştir. Hesaplamalarda direkt olarak doğrusal olmayan kırılma şartının kullanılması yerine doğrusal olmayan kırılma eğrisine teğet lineer kırılma Mohr-Coulomb kırılma kriteri baz alınmıştır. Hesaplamalarda ötelenme ve dönme sonucu oluşan kırılma yüzeyleri göz önünde bulundurulmuştur. Önerilen yöntem farklı sismik katsayılar ve parametreler için genişletilmiş Rankine (1857) çözümü sonucu belirlenen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Statik durum için önerilen çözümlerin düzlemsel ötelenme şartları altında genişletilmiş Rankine (1857) yaklaşımıyla aynı sonuçları verdiği görülmüştür. Dönme durumu göz önünde bulundurularak yapılan hesaplamalarda ise Rankine (1856) yönteminin önerilen metoda göre daha az sonuç verdiği değinmiştir.

Zhao vd. (2009), doymuş olmayan zeminlerin pasif toprak basınçlarını, doymuş olmayan zeminlerin kayma mukavemetlerine bağlı olarak, limit analiz yönteminin üst sınır yaklaşımı ile incelemişlerdir. Yapılan çalışmanın sonucunda, zeminlerde emme etkisinin pasif toprak basıncı dağılımı üzerinde önemli etkisinin olduğu belirlenmiştir.

Antão vd. (2011), pasif durumda dayanma yapısına gelen yatay toprak basıncını üç boyutlu olarak üst sınır yaklaşımla incelemişlerdir. Önerilen çalışmada üst sınır yaklaşım ve sonlu elemanlar yöntemi bir arada kullanılarak hesaplamalar yapılmıştır. Çalışmada genişlik-yükseklik oranı 7 den büyük olan değerler için, üç boyutlu pasif toprak basıncı değerini veren genişletme yöntemi önerilmiştir. Çalışmanın sonucunda önerilen yöntemle elde edilen yatay toprak basınç katsayıları diğer çözümlerle karşılaştırılmıştır. Üç boyutlu yatay pasif toprak itkilerinin, iki boyutlu yatay pasif toprak itkilerine oranları elde edilmiş ve duvar pürüzlülüğünün bu oranlara etkisi olmadığı gösterilmiştir.

Liu vd. (2013), kohezyonlu dolguyu destekleyen dayanma yapısına pasif durumda gelen toprak basıncının belirlenmesine yönelik çalışma yapmışlardır. Üst sınır yaklaşım kullanılarak yapılan çalışmada duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri düzlemsel olarak kabul edilmiştir. Önerilen yöntemde dayanma duvarlarının eğimi, pürüzlülüğü, kohezyon, içsel sürtünme açısı ve dolguya etkileyen üniform yük gibi parametreler hesaplamalarda göz önünde bulundurulmuştur. Yapılan çalışmanın sonunda, önerilen metod kullanılarak

yapılan hesaplamalarda duvar tasarımında değerlendirmeye müsait sonuçlar elde edildiğine değinilmiştir.

Yang (2013), Coulomb'un önerdiği toprak basınç yönteminden hareketle, kırılma yüzeyi boyunca kohezyon etkisi, zemin-dayanma duvarı arkasında oluşan adhezyon etkisi, üniform yük etkisi gibi parametreleri göz önünde bulundurarak aktif toprak basınç belirleme yöntemi önermiştir. Önerilen çalışma limit analiz yönteminin üst sınır yaklaşımı kullanılarak geliştirilmiştir.

Ou vd. (2016), aktif durumda dayanma yapısına gelen toprak basıncını belirlemeye yönelik yöntem geliştirmişlerdir. Yaptıkları çalışmada duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyinin üçgen şekilli olduğunu kabul ederek Mohr-Coulomb kırılma şartına bağlı, üst sınır yaklaşımla hesap yapmışlardır. Çalışmada duvar-zemin sürtünmesi, duvar eğimi, sürşarj, dolgu eğimi gibi etkenler hesaplamalarda göz önünde bulundurulmuştur. En riskli kayma yüzeyinin ve aktif toprak basıncının optimum çözümünün belirlenmesi için parçacık sürü algoritması kullanılmış, elde edilen üst sınır çözümler klasik Rankine metodu çözümleri ve model deneylerle karşılaştırılmıştır.

1.3.1.1.3. Kayma Çizgisi Yöntemi Kullanılarak Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

Sokolovski (1960), Kerisel ve Absi (1990) genel olarak kayma çizgisi yöntemi olarak bilinen karakteristikler metodu kullanarak, düzlem deformasyon şartlarda yatay toprak basıncı belirlenmesine yönelik çalışma yapan araştırmacılardandır. Çalışmada sonlu farklar çözümü kullanılarak konu, farklı bir bakış açısıyla irdelenmiştir. Houlsby ve Wroth (1982), yaptıkları çalışmada karakteristikler yönteminin aksi-simetri problemlerinde, homojen olmayan özellikli zeminlerde uygulanabilirliğini incelemişler ve örneklerle açıklamışlardır. Önerilen yöntemde, karakteristikler metodunun plastik deformasyon eşitliklerinde de kullanılabileceğine değinilmiştir.

Reece ve Hettiaratchi (1989), eğimli yüzeye etkiyen toprak itkisinin belirlenmesi amacıyla yeni bir hesap yöntemi önermişlerdir. Önerilen yöntemde, düzlem deformasyon koşullar altında pasif toprak itkisi hesabı yapılmıştır. Zemin, rijit-plastik, Mohr-Coulomb malzeme olarak kabul edilmiştir. Zeminle yükleme bölgesi arasındaki sürtünme etkisi, adhezyon, kohezyon etkisi ve sürşarj etkisi hesaplamalarda göz önünde bulundurulmuştur.

Yapılan çalışma sonucunda kayma çizgisi yöntemi kullanılarak kapalı formda yeni bir toprak itkisi belirleme yöntemi elde edilmiştir.

Cheng vd. (2007), aktif toprak itkisi problemini genel şartlar altında aksi-simetrik problem şeklinde formüle etmişler ve karakteristik denklemlerin iteratif sonlu farklar çözümü ile irdelemişlerdir. Çalışmada Haar-von Karman hipotezi yerine genel yatay gerilme katsayısı kullanılmış, bunun haricinde nümerik çalışma kapsamında yeterli deformasyonun olması durumunda Haar-von Karman hipotezindeki varsayımların makul olduğu anlaşılmıştır. Önerilen yöntemde kırılma yüzeyi şekli, aktif toprak basıncının derinlikle ve duvar pürüzlülüğü ile değişimi irdelenmiş, kemerlenmenin aktif toprak basıncı üzerindeki etkisi incelenmiştir.

Liu ve Wang (2008), aktif durumda, dairesel dayanma yapısına gelen aktif toprak basıncının belirlenmesinde kayma çizgisi yöntemini kullanmışlardır. Yapılan hesaplamalarda, dolgu yüzey eğimi, duvar pürüzlülüğü ve eğimi gibi parametreleri göz önünde bulundurmuşlardır. Çalışmada aktif toprak basıncının belirlenebilmesi adına iki farklı çözüm önerilmiş ve her biri için kod yazılmıştır. Parametrik çalışma sonrasında duvar eğimi başta olmak üzere, dolgu eğimi, duvar pürüzlülüğü gibi parametrelerin sonuçları etkilediği gözlemlenmiştir. Yapılan çalışmanın sonucunda genel durumda, aktif toprak basıncının belirlenmesinde kayma çizgisi yönteminin uygun sonuçlar verdiğine değinilmiştir.

Liu vd. (2008), kayma çizgisi yöntemi kullanarak eğimli, pürüzlü, eğimli yüzeye sahip dolguyu destekleyen dairesel dayanma duvarlarına gelen aktif toprak basınçlarını belirlenmesine yönelik bir çalışma yapmışlardır. Dayanma duvarı arkasında iki farklı kırılma tipi hesaplamalarda göz önünde bulundurulmuştur. Bu kırılma yüzeyleri boyunca diferansiyel denklemlerin çözümüyle aktif toprak basıncı değerleri elde etmiştir. Elde edilen analitik çözüm nümerik yöntemle karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda düşük pürüzlülük ve dolgu eğimi değerlerinde analitik çözümlerin nümerik çözümlere yakın değerler verdiği görülmüştür.

Liu vd. (2009), aksi-simetrik aktif toprak basıncı problemi ile ilgili çalışma yapmışlardır. Yapılan çalışmada Haar & von Karman hipotezi yerine genel teğet gerilme katsayıları kayma çizgisi yönteminde kullanılmış ve bunun toprak basınç değerine olan etkisi araştırılmıştır. Çalışma sonucunda, hipotezin, duvar arkasında tamamen kırılma oluşması durumunda kullanılmasının mantıklı olduğu görülmüş, duvar arkasında kırılma olduğunda hesaplamalarda toprak basınçlarının kullanılmasının pratikte daha iyi olduğuna

değnilmiştir. Çalışmada toprak basıncı toprak basınç katsayısı cinsinden ifade edilmiş, toprak basınç katsayıları da grafikler halinde pratik kullanım için sunulmuştur.

Peng ve Chen (2013), yaptıkları çalışmada çeşitli faktörleri göz önünde bulundurarak, kayma çizgisi yöntemiyle statik durumda dayanma yapılarına etkiyen aktif toprak basıncı değerlerini belirlemeye yönelik yöntem önermişlerdir. Çalışmada, geleneksel çekme çatlaklarının yerine elastik zeminin kullanımını önermişlerdir. Bunun yanında, '*stress singularity*' adında yeni bir kavram ve onun gerilme sınır şartları açıklanmış, limit denge problemi için statik olarak belirli ve çözülebilir matematik model, zeminde gerilme-deformasyon ilişkileri göz önünde bulundurulmadan oluşturulmuştur. Dolgunun plastik bölgesinde kayma çizgisi gerilme alanı, kayma çizgisi yöntemiyle çözülmüş, dayanma yapısına gelen aktif toprak itkisi ve kayma yüzeyindeki zemin tepkisi belirlenmiştir. Yapılan çalışma sonucunda kayma çizgisi yöntemi ile elde edilen sonuçların Coulomb yönteminden büyük ya da ona eşit olduğu belirtilmiş, Rankine teorisiyle elde edilen sonuçların uyum içinde olduğu belirtilmiştir.

Vo ve Russell (2014), kayma çizgisi yöntemini doymuş olmayan zeminlere uyarlayarak, topraktan dönme etkisine maruz kalan, doymuş olmayan zemini destekleyen istinat duvarları için bu yöntemi kullanmışlardır. Çalışmada emme etkisi, efektif gerilme kavramı kullanılarak tanıtılmış, zemin-duvar ara yüz sürtünmesi hesaplamalarda göz önünde bulundurulmuştur. Emmenin, pasif toprak basıncına olan etkisi durağan filtre ve buharlaşma etkisindeki iki farklı zemin göz önünde bulundurularak incelenmiştir. Dayanma yapısındaki artan dönmeye bağlı olarak dolgu zeminindeki deformasyonlar incelenmiştir. Çalışma sonucunda emme etkisinin pasif toprak basıncı değerinde atışa neden olduğu belirlenmiştir.

1.3.1.1.4. Sıfır Uzantı Çizgileri (ZEL) Yöntemi Kullanılarak Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

Sıfır uzantı çizgisi (Zero Extension Line) alanı ilk olarak Rosco (1970) tarafından uygulanmış ve söz konusu yöntem, James ve Bransby (1971) tarafından, dayanma duvarları arkasında oluşan deformasyon şeklinin belirlenmesinde kullanılmıştır. Jahanandish (2003), söz konusu yöntemin karakteristikler metodundan geliştiğini ancak sıfır uzantı çizgileri yönteminin tamamen farklı bir yöntem olarak değerlendirilebileceğini belirtmiştir.

Habibagah ve Ghahramani (1979), yaptıkları çalışmada kumlu zeminler için sıfır uzantı çizgisi metodu kullanarak, toprak basınç belirleme yöntemi önermişlerdir. Çalışmada, farklı duvar pürüzlülüğü değerleri için toprak basınç değeri hesaplanmasında kullanılan grafikler ve eşitlikler verilmiştir. Bunun haricinde pürüzsüz duvarlar için kullanılabilen basınç katsayıları da elde edilmiştir. Elde edilen toprak basınç katsayıları, Sokolovskii (1965), Coulomb (1776) ve Rankine (1857) 'nin önermiş olduğu çözümlerle karşılaştırılmıştır.

Keshavarz ve Pooresmaeil (2016a), $c-\phi$ zemini destekleyen, eğimli istinat duvarlarına statik ve sismik durumlarda etkiyen aktif toprak basıncını sıfır uzantı çizgisi (ZEL) yöntemi kullanarak incelemişlerdir. Çalışmada, sıfır uzantı çizgileri boyunca denge denklemleri sonlu farklar yöntemi kullanılarak çözülmüştür. Dayama yapısının analizinde, ZEL ağını hesaplamak, duvar arkasındaki aktif toprak basınç dağılımını belirlemek için bilgisayar programı hazırlanmıştır. Kohezyon, sürşarj, zemin birim hacim ağırlığı gibi parametreler göz önünde bulundurularak, toplam aktif toprak itkisi aktif toprak basınç katsayısı ile tanımlanmıştır. Dolgu eğiminin, duvar eğiminin, içsel sürtünme açısının, duvar-zemin arasındaki adhezyonun, yatay ve dikey pseudo-statik deprem katsayılarının değişimine bağlı aktif toprak basınç katsayısındaki değişim incelenmiştir. Çalışma sonucunda elde edilen çözümler diğer metotlarla karşılaştırılmış ve ZEL metodunun yatay toprak basıncının değerlendirilmesinde rahatlıkla kullanılabileceğine değinilmiştir.

1.3.1.1.5. Nümerik Yöntemler Kullanılarak Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

Potts ve Fourie (1986), yanal toprak basınç katsayısı tahminlerinde limit denge ya da gerilme alanları yöntemlerinin kullanıldığını, bu yöntemlerin yaklaşık yöntemler olduğu, duvar hareket modlarının bu yöntemlerde dikkate alınmadığı ve kırılma öncesi ile ilgili bilgi vermediklerini belirtmişlerdir. Çalışmada, pürüzlü ve pürüzsüz yüzeyler için, duvar hareket şekillerinin toprak basınç değerine olan etkileri sonlu elemanlar yöntemiyle incelenmiştir. Çalışmada toprak basınç değerinin duvar hareket şekillerine etki ettiği belirtilmiştir.

Day ve Potts (1998), dayanma duvarı ve desteklediği deforme olan zemin arasında ara yüz özelliklerinin incelenmesi için sonlu elemanlar analizleri yapmışlardır. Rijit duvar ve zemin arasındaki ara yüz, sıfır kalınlıklı ara yüz elemanı ile sembolize edilmiştir.

Duvara üniform ötelenme hareketi uygulanmış, yapılan analiz sonucunda hesaplanan aktif ve pasif toprak basınçları duvar sürtünme açısına bağlı olarak değiştiği anlaşılmıştır. Elde edilen sonuçlar diğer çalışmalarla karşılaştırılmış ve makul değerler elde edilmiştir. Duvara etkiyen maksimum basıncın, rijitlik ve genişimden bağımsız olduğu belirlenmiştir. Buna ek olarak, ara yüzdeki genişim özelliklerinin duvar çevresindeki zeminin deformasyonu üzerinde önemli etkisi olduğu belirlenmiştir.

Fenton vd. (2005), zemin numunelerinin alındıkları zemin kütlelerini ne kadar temsil edebildiği, zemin özelliklerinin konumsal olarak değişen zemin özelliklerinin meydana getirdiği toprak basınç değeri klasik toprak basınç tahminlerinden farklılık gösterip göstermeyeceği sorularından hareketle nümerik yöntemler kullanarak araştırma yapmıştır. Çalışmada, drenajlı ortamda, kohezyonsuz dolgu destekleyen sürtünmesiz dayanma duvarları göz önünde bulundurulmuştur. Hesaplamalarda kullanılan sürtünme açısı ve birim hacim ağırlık değerleri rastgele alanlar yöntemi ile belirlenmiş ve Monte Carlo simülasyonu kullanılarak, güvenlik faktörünün zemin kütlesi içerisindeki dağılımı ortaya çıkarılmıştır.

Shiau ve Smith (2006), yatay toprak basınç hesaplamalarında FLAC programı kullanılarak sonlu farklar yöntemiyle incelemişlerdir. Çalışmada rijit ağırlık dayanma duvar kullanılmış, ara yüz elemanı olarak sıfır kalınlıklı ara yüz modeli kullanılmış, dolgu zeminin modellenmesinde ise Mohr-Coulomb zemin modeli kullanılmıştır. Modelde dayanma yapısı dolgu tarafına doğru deforme edilmiş, kırılma için gerekli olan nihai yük hesaplanmıştır. Çalışmanın sonucunda nümerik çözümler diğer çalışmalarla karşılaştırılmıştır.

Shiau vd. (2008), çalışmada, klasik pasif toprak dayanımını limit analiz yönteminin sınır teoremleri ve doğrusal olmayan programlama teknikleri kullanılarak geliştirilen nümerik yaklaşımla ele alınmışlardır. Çalışmada zemin-duvar arasındaki sürtünme, zemin ağırlığı duvar eğimi ve dolgu yüzey şekli gibi parametreler de göz önünde bulundurulmuştur. Önceki çalışmalara katkı amacıyla üst sınır ve alt sınırları kullanarak çözüm yapılmıştır.

Benmeddour vd. (2012), dayanma yapılarına etkiyen aktif ve pasif toprak basınçlarının bir çok parametreye bağlı olduklarına değinmişlerdir. Yapılan çalışmada aktif ve pasif toprak basınç katsayılarının belirlenmesi amacıyla, dayanma yapısı tarafından desteklenen zeminin farklı mekanik ve geometrik özellikleri için FLAC yardımıyla iki boyutlu sonlu farklar analizleri yapılmıştır. Dolgu zemin eğiminin, zemin-duvar sürtünme

açısının, dolgu eğiminin duvara uzaklığı gibi parametrelerin toprak basınç katsayısına olan etkileri araştırılmıştır. Çalışma sonucunda elde edilen veriler literatürdeki diğer çalışmalarla karşılaştırılmıştır. Diğer çalışmalardan farklı olarak dolgu eğimi ile duvar arasındaki mesafenin yanal toprak basınç katsayısına etkisi olduğu belirlenmiştir.

Sadrekarimi ve Damavandinejad (2013), sukünet ve aktif durum için, derin seviyedeki dolguların kemerlenme etkisinin yatay toprak basıncına olan etkilerini araştırmışlardır. Çalışmada nümerik simülasyonlar üç boyutlu ABAQUS sonlu elemanlar programı kullanılmıştır. Aktif durumla, duvar deformasyonun, duvar-zemin etkileşimi, alt zemin tabakaları- duvar, alt zemin tabakaları- dolgu etkileşimi, içsel sürtünme açısı ilişkisi irdelenmiştir. Simulasyon sonucunda, duvara etkileyen zemin basıncının doğrusal olmayan olduğu, duvar ötelenmesine ve dolgu-alt zemin sürtünmesine bağlı olarak zeminde kemerlenmenin arttığı buna karşın, dolgu-duvar ya da alt zemin-duvar arasındaki sürtünmenin kemerlenmeye etkisi olmadığı belirlenmiştir. Çalışma sonucunda elde edilen sonuçlar model deneylerle karşılaştırılmıştır.

1.3.1.1.6. Grafik Yöntemler Kullanılarak Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

Poncelet (1840), toprak basıncının belirlenmesi amacıyla grafik esaslı yöntem önermiştir. Önerilen çalışmada, toprak basıncının pürüzlü duvara etkideği, dolgunun homojen ve kohezyonsuz olduğu, dolgu zeminin yüzeyinin ise eğimli olduğu kabulleri yapılmıştır. Çalışma sonucunda aktif ve pasif durumlar için grafiksel toprak basınç belirleme metodu önermiştir.

Cullman (1866), Coulomb (1776) kama teorisinden hareketle yatay toprak basıncı tahmini için farklı grafiksel çözüm yöntemi önermiştir. Yöntemde, değişken zemin yüzey profili, zemin yüzeyine etkileyen farklı tipte yükler göz önünde bulundurulur. Yöntem, grafiksel olarak toprak basıncını büyüklüğünün, Coulomb kama teorisine göre en tehlikeli kırılma yüzeyi bölgesinin belirlenmesine olanak tanımaktadır.

Wang ve Que (2003), yaptıkları çalışmada Culmann (1866)'nın grafik çözümünü geliştirmişlerdir. Kayma çizgileri ve kama şekli fiziksel yaklaşımla birleştirilmiş, aktif toprak basınç katsayısı formülasyonu grafiksel yöntem kullanılarak elde edilmiştir. Önerilen çalışma Culmann (1866) yöntemi ile karşılaştırıldığında, sunulan yöntemin daha az hesap gerektirdiği ve daha yüksek kesinlikte, hassas çözüm verdiği görülmüştür. Örnek

üzerinde yapılan hesaplamalar sonucunda önerilen metodun Coulomb yöntemine yakın sonuçlar verdiği anlaşılmıştır.

Lu ve Yuan (2011), Coulomb toprak basıncı teorisinin kayma düzlemi hipotezine dayalı kohezyonlu zeminlerin pasif toprak basıncını belirlemeye yönelik yöntemi Culmann (1866) grafik çözümü kullanarak geliştirmişlerdir. Çalışmada kohezyon, adhezyon kuvvetleri ve dolgu yüzeyi, gibi parametreler hesaplamalarda göz önünde bulundurulmuştur. Çalışma kapsamında pasif toprak basıncı ve kırılma yüzeyi açısı değerlerinin belirlenmesi için kırılma yüzeyleri kabulüne dayalı VB.NET programlama dili kullanılarak bilgisayar kodu yazılmıştır. Önerilen yöntem sonucunda elde edilen sonuçlar Coulomb ve Rankine çözümleri ile karşılaştırılmıştır.

1.3.1.1.7. Deneysel Yanal Toprak Basıncı Belirleme Çalışmaları

Terzaghi (1936), duvar hareketlerinin toprak basıncı üzerine etkilerinin belirlenmesi amacıyla deneyler yapmış, sükunet durumundan aktif duruma ya da pasif duruma geçerken oluşan deformasyonlar duvar hareketinin bir fonksiyonu olduğunu belirtmiştir. Buna ilaveten kemerlenme etkisinin tanımını yaparak, kırılma yüzeyleri şekillerinin kemerlenme etkisinden dolayı parabolik şekilli olduğunu belirlemiştir.

Fang ve Ishibashi (1986), kum zemini destekleyen dayanma yapılarına gelen aktif toprak basıncı değerlerini farklı duvar hareket modları için deneysel olarak incelemişlerdir. Deneysel çalışma sonrasında basınç dağılımının kemerlenme etkisinden ötürü doğrusal olmayan karakterde olduğu, duvar üst kısmındaki gerilme değerlerinin sükunet durumundan fazla olduğu belirlenmiştir. Bu gözlemler ışığında duvar arkasına etkiyen bileşke toprak basınç etkisinin duvara $1/3H$ 'dan daha yukarıdan etkidiği belirlenmiştir. Kemerlenme etkisinin artan yoğunluk değeri ile arttığını belirlemişlerdir. Duvarın üst noktasındaki dönme etkisi, Duvar gövdesinin dönmesi, duvar ötelenmesi ile oluşan aktif toprak basınç değerleri karşılaştırılmıştır.

Fang vd. (1997), eğimli yüzeyli, kum zemini destekleyen dayanma duvarlarını dolgu zeminine doğru ve ters yöne doğru öteleme etkisine maruz bırakmış, duvara etkiyen toprak basınç değerlerini deneysel olarak incelemişlerdir. Yapılan deneysel çalışma neticesinde, her deformasyon kademesinde duvara etkiyen basınç dağılımının lineer olduğuna değinilmiştir. Artan dolgu yüzey eğiminin aktif durumun ve pasif durumun oluşması için gerekli olan deformasyon değerinde artışa sebebiyet verdiği görülmüştür. Çalışmanın

sonunda elde edilen deneysel veriler Coulomb (1776) metodu ile karşılaştırılmış, gözlemlenen toprak basınç katsayılarının Coulomb (1776) yöntemi ile hesaplanan katsayılarla benzer değerlerde olduğu görülmüştür.

Bentler ve Labuz (2006), konsol dayanma yapıları arkasında oluşan basınç dağılımını deneysel olarak incelemişlerdir. Bu amaçla 7.90 m (26 ft) yüksekliğinde panel dayanma duvarları üzerine toprak basınç hücreleri, tiltmetreler ve şekil değiştirme ölçerler yerleştirilmiştir. Bunun dışında duvar hareketinin ölçülmesi için total station kullanılmıştır. Yapılan çalışmada duvara kademeli dolgu yapılmış, belirli sıklık değerine kadar sıkıştırılmış ve belirli aralıklarla toprak basınç okumaları alınmıştır. Elde edilen yatay toprak basınç değerlerinin yorumlanmasıyla duvar gövdesine gelen toprak itkisi ve bileşke kuvvetin etkiye noktaları deneysel olarak belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar teorik çalışmalarla elde edilen yatay toprak itkileri ile karşılaştırılmıştır. Buna göre ölçülen değerlerle teorik olarak hesaplanan değerleri arasında önemli farklar olsa da ölçülen maksimum yatay toprak basınçlarının teorik hesaplamalarla yakın değerlerde oldukları görülmüştür.

Shubhra ve Patra (2008), yaptıkları çalışmada yatay ötelenme etkisindeki dayanma duvarlarında kemerlenme etkisinden dolayı toprak basınç dağılımının üçgen dağılım yerine doğrusal olmayan basınç dağılımının olduğunu belirtmişlerdir. Yapılan deneysel çalışmada kohezyonsuz dolguyu destekleyen rijit dayanma duvarlarına gelen aktif toprak basınç değerlerinin belirlenmesi için çeşitli kritik kırılma yüzeyi şekilleri incelenmiştir. Deneysel çalışmalardan elde edilen veriler teorik olarak elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda aktif toprak basınç katsayıları ve yatay toprak basınçlarının etkiye yükseklikleri tablolar halinde sunulmuştur.

Khosravi vd. (2013), yatay ötelenme etkisine maruz, taneli zemini destekleyen dayanma duvarları üzerinde model deneyler yapmışlardır. Parçacık görüntü hız tekniği ve minyatür basınç hücreleri kullanılarak, taneli zemin dolgusunun davranışları deneysel olarak incelenmiştir. Aktif ötelenme modu için yatay toprak basınç değerlerinin tahmininde, deneysel sonuçlar ve kemerlenme etkisine dayanan teoriler arasında uyum olduğu belirlenmiştir.

Lee vd. (2014), pasif toprak basınç katsayısının ölçülmesi, analizi ve silt içeriğine bağlı olarak kayma mukavemeti özelliklerinin söz konusu katsayı değerine etkilerini belirlemek amacıyla deneysel çalışma yapmışlardır. Çalışmada K_0 değerinin belirlenmesi deney malzemesinin özelliklerinin belirlenmesi amacıyla odömetre, üç eksenli basınç ve

diğer zemin özellikleri belirleme deneyleri yapılmıştır. Yapılan çalışma sonucunda dolgu malzemesinde silt içeriğinin ve rölatif sıkılık değerinin azalmasıyla K_0 katsayısının arttığı belirlenmiştir. Düşük rölatif sıkılık değerlerinde Jaky'nin (1936) önermiş olduğu K_0 belirleme yönteminin yüksek değer verdiği, yüksek rölatif sıkılık değerlerinde is önerilen sayısal yöntemin deneysel yöntemlerle örtüştüğü belirlenmiştir.

1.3.1.2. Dinamik Durumda Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

1.3.1.2.1. Dinamik Durumda Limit Denge Yöntemiyle Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

Sismik durumda dayanma yapısına gelen toprak itkilerinin belirlenmesi ile ilgili ilk çalışmalar, Mononobe ve Matsuo (1929) ve Okabe (1926) tarafından yapılmıştır. Günümüzde hala geniş kullanım alanı olan ve dayanma yapılarına gelen toprak basınç dağılımı ve büyüklüğünün belirlendiği Mononobe-Okabe yöntemi bu çalışmalardan ortaya çıkmıştır. Söz konusu yöntem, sismik durumda oluşan zemin kaması üzerine gelen atalet kuvvetlerini göz önünde bulundurarak klasik Coulomb yaklaşımıyla elde edilmiştir.

Arango (1969), sismik toprak basınç katsayısının Coulomb yöntemi ile elde edilmiş olan statik toprak basınç katsayısı çizelgelerinden elde edilebileceğini göstermiştir. Yapmış olduğu çalışmada Coulomb ve Mononobe-Okabe yöntemleri ile elde edilen K_a ve K_{ae} bileşenlerini kullanarak değişken duvar eğimi, dolgu eğimi, içsel sürtünme açısı, duvar pürüzlülüğü ve deprem ivmeleri parametreleri için genel çözüm üretmiştir.

Madhav ve Rao (1969), pseudo-statik yaklaşımla dinamik toprak basıncı üzerine çalışma yapmışlardır. Yaptıkları çalışma kapsamında kohezyon, içsel sürtünme açısı, sismik katsayı, duvar pürüzlülüğü, dayanma duvarının dolgu tarafındaki eğimi, dolgu yüzey eğiminin fonksiyonu olan tasarım eğrilerinin kullanımını öne sürmüştür. Çalışma kapsamında ayrıca atalet kuvvetlerinin yönü maksimum kuvvetin belirlenmesi amacıyla optimize edilmiştir.

Prakash ve Basavanna (1969), Mononobe-Okabe yönteminden hareket ederek dinamik durumda toprak basınç dağılışının belirlenmesine yönelik ampirik formül önermişlerdir. Basavanna (1970), Prakash ve Basavanna (1969)'ın yapmış olduğu çalışmayı genişletmiştir. Çalışmada, kütle kuvvetlerinin zemin yüzeyine dik ve paralel

etkidiği durumları da göz önünde bulundurarak hareketin sürtünmeli kırılma yüzeyi boyunca oluştuğunu kabul etmiştir.

Prakash (1981), yaptığı çalışmada sismik durumdaki aktif toprak basınç artışlarını, pik yer hızı ile ilişkilendirmiş ve Mononobe-Okabe yönteminde kullanılacak sismik katsayı için hesap metodu önermiştir. Bunun yanında çalışmada, dinamik kuvvetin etkiye noktasının belirlenmesi konusu detaylı şekilde incelenmiştir. Rijit dayanma yapılarında deformasyon değerleri veren yöntemler ve bu yöntemlerin kısıtları incelenmiştir.

Steedman ve Zeng (1990), pseudo-dinamik yaklaşımla dayanma duvarlarına gelen toprak itkisini incelemişlerdir. Yapılan çalışmada duvar tabanına etki eden ivmenin genliği harmonik olarak değerlendirilmiştir. Çalışmanın basitleştirilmesi adına duvar eğimi, dolgu eğimi ve dikey yer ivmesi çalışmalarda göz ardı edilmiştir. Yapılan çalışmada duvara etkiyen sismik yükler ve bileşke toprak itkisinin etkiye noktası, kayma dalgası hızı, açısız frekans, zaman parametreleri de hesaba katılarak belirlenmiştir. Önerilen yöntemde zemin kütlesi bünyesindeki üniform olmayan ivme hesaplamalarda kullanılırken, dinamik büyütme göz ardı edilmiştir.

Greco (2001), sismik durumda Mononobe-Okabe yaklaşımıyla duvara etkiyen toprak basıncı belirleme yöntemi önermiştir. Önerilen yöntem kapsamında kaymaya karşı güvenlik faktörünün minimizasyonundan hareketle kırılma yüzeyi açısı ve sismik toprak itkisinin dikey bileşeninin minimizasyonu yapılarak toprak basınçları belirlenmiştir. Yöntemin ana probleminin, kırılma yüzeylerinin Coulomb yöntemindeki gibi düzlemsel olduğu kabulüdür.

Kumar (2001), yaptığı çalışmada sismik durumda kohezyonsuz zemini destekleyen eğimli duvara gelen pasif kuvvetleri pseudo-statik yaklaşımla incelenmiştir. Limit denge yöntemi kullanılarak yapılan çalışmada kırılma yüzeyi logaritmik spiral ve doğrusal olacak şekilde iki parçalı olarak değerlendirilmiştir. Çalışmada sismik kuvvetlerin pasif toprak direncinde dikkate değer şekilde azalmaya sebep olduğu bildirilmiş, bu azalma miktarının özellikle gevşek kumlarda artan deprem ivmesine bağlı olarak artış gösterdiğine değinilmiştir. Çalışma sonucunda elde edilen sonuçlar, literatürde kırılma yüzeylerini eğimli olarak değerlendiren çalışmalarla benzer olduğu bildirilmiştir. Öte yandan, kırılma yüzeyini doğrusal olarak kabul edildiği çalışmalar sonucunda elde edilen çözümlerin önerilen yöntemden daha büyük değerler verdiği görülmüştür.

Dewaikar ve Halkude (2002), pasif ve aktif durumlar için dayanma yapısına gelen sismik kuvvetleri incelemişlerdir. Yapılan çalışma kapsamında çalışma kapsamında

kırılma yüzeyine gelen basınç dağılımı Kötter eşitlikleri kullanılarak belirlenmiştir. Analizde baz alınan geometrik kabuller Mononobe-Okabe yöntemi ile benzerdir. Yapılan çalışma sonucunda limit denge yöntemi kullanılarak dayanma yapısına gelen toprak itkisi ve etkiye noktası değeri analitik olarak belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlar diğer sayısal ve deneysel çalışmalarla karşılaştırılmıştır.

Greco (2003), dayanma yapısına gelen sismik toprak itkisini Mueller – Breslau’nun önermiş olduğu yaklaşımla geliştirilmiştir. Yapılan çalışmada pseudo-statik yaklaşım kullanılarak içsel sürtünme açısı, duvar pürüzlülüğü ve zemin kamasının ağırlığı cinsinden formüller geliştirilmiştir.

Choudhury ve Nimbalkar (2005), sismik durumda pasif ve aktif deformasyon koşulları altında duvara gelen yatay toprak itkilerini pseudo-dinamik yaklaşımla incelemiştir. Steedman ve Zeng (1990)’ın yapmış oldukları çalışmadan farklı olarak yatay deprem ivmesinin yanında dikey deprem ivmesini de hesaplamalara dahil etmişlerdir. Önerilen yöntemde duvar sürtünme açısı, zeminin içsel sürtünme açısı, yatay ve dikey sismik katsayılar, kayma dalgası hızı, birincil dalga hızı gibi parametreler kullanılmıştır olup, hesaplamaların basitleştirilmesi adına yatayla α açısı yapan düzlemsel kırılma yüzeyleri analizlerde kullanılmıştır. Çalışma sonucunda pseudo-statik ve pseudo-dinamik yöntemle belirlenen pasif toprak basıncı değerleri karşılaştırılmış, pseudo-dinamik yöntem sonucunda elde edilen basınç dağılımının yüksek derecede doğrusal olmadığı görülmüştür.

Azad vd. (2008), yatay dilim yöntemi ve limit denge yöntemi tabanlı pseudo-dinamik yöntemin birleştirilmesi suretiyle sismik durumda aktif yatay toprak basınç değeri ve bileşke kuvvetin etkiye noktasının belirlenmesine yönelik çalışma yapmışlardır. Önerilen yöntem sonucunda hesaplanan aktif yatay toprak basınç değerinin doğruluğunun belirlenmesi adına sonuçlar Mononobe-Okabe yönteminin verdiği sonuçlar karşılaştırılmıştır. Önerilen bileşke kuvvet etkiye noktası belirleme yöntemi de Seed ve Whitman’nın (1970) yapmış olduğu deneysel çalışmalar karşılaştırılmıştır. Buna göre elde edilen toprak basınç belirleme yöntemi Mononobe-Okabe yöntemi ile yakın değerler aldığı, kuvvet etkiye noktası belirleme metodunun da Seed ve Whitman’la (1970) yakın değerler aldığı belirtilmiştir. Yapılan çalışma sonucunda total aktif toprak basınç değerinin dayanma yapısı tasarımında yeterli olmadığı, doğru aktif toprak basınç hesaplamaları için zaman tanımının (time history) gerekliliği belirtilmiştir.

Shukla vd. (2009), yatay ve dikey sismik katsayıları dikkate alarak, c- ϕ zeminler için dayanma duvarına etkiyen aktif toprak basıncı değerini veren analitik bir çalışma yapmışlardır. Önerilen yöntemle elde edilen sonuçlar, daha önce c- ϕ zeminler için önerilen çözümlerle karşılaştırılmış, önerilen yöntemin literatürle yakın sonuçlar verdiği bildirilmiştir. Yapılan çalışma sonucunda artan sismik katsayıların, kırılma yüzeyi açısında azalmalara sebep olduğu belirtilmiştir. Yatay sismik katsayılardaki artışlara bağlı olarak duvara etkiyen aktif kuvvetin arttığı, artan dikey sismik katsayıların da bileşke kuvveti azalttığı bildirilmiştir. Pratik kullanım için, farklı sismik katsayı kombinasyonları, kohezyon değeri ve içsel sürtünme açısı değeri için aktif toprak itkisini veren tasarım tabloları verilmiştir.

Ghosh (2010), sismik şartlar altında geniş kullanım alanına sahip olan Mononobe-Okabe yönteminin verdiği toprak basınç dağılımının lineer olduğunu belirtmiştir. Pseudo-dinamik yaklaşımla, primer ve kayma dalgası hızlarını göz önünde bulunduran farklı bir sismik aktif toprak basınç belirleme yöntemi önermiştir. Çalışmada, düzlemsel kırılma yüzeyleri baz alınmıştır. Dayanma yapısının eğimi, dolgu eğimi, içsel sürtünme açısı, duvar pürüzlülüğü, yatay ve dikey yer ivmelerinin sismik aktif toprak basıncına olan etkileri incelenmiştir.

Ghanbari ve Ahmadabadi (2010), limit denge yaklaşımıyla aktif durumda statik ve sismik koşullar altında aktif toprak basıncının, kırılma yüzeyi açısının ve bileşke kuvvetin etkiye noktasının belirlenmesi üzerine çalışma yapmışlardır. Çalışmada yatay dilim metodu kullanılarak c- ϕ zeminleri destekleyen eğimli dayanma yapılarına gelen yüklerin belirlenmesi için yöntem önerilmiştir. Mevcut analiz sonucunda elde edilen veriler diğer çalışmalarla karşılaştırılıp geçerliliği değerlendirilmiştir.

Santolo ve Evangelista (2011), duvar tabanının uzun olarak kabul edildiği durumu açıklamış, bu durumda Limit Rankine şartlarının geçerli olduğunu belirtmişlerdir. Çalışmada yatay toprak itkisinin eğiminin sabit olduğu kabul edilmiş ve dolgu eğimi ve toprak itkisinin eğimi, içsel sürtünme açısına bağlı olarak tanımlanmıştır. Önerilen yöntemde sismik durumda aktif toprak basıncı katsayısı NSPPS (New Stress Pseudostatic Plasticity Solution) yöntemi kullanılarak hesaplanmıştır. İki farklı duvar-zemin sisteminin kullanıldığı çalışmada düzensiz yüzey topografyasına sahip taneli zeminler göz önünde bulundurulmuştur. Çalışma sonucunda elde edilen çözüm nümerik yöntemlerle karşılaştırılmıştır.

Debabrata (2011), kuru durumda kohezyonsuz dolguyu destekleyen rijit dayanma duvarına gelen sismik toprak basınç dağılışının pseudo-dinamik yöntemle belirlenmesine yönelik yöntem önerilmiştir. Analizlerde düzlemsel kırılma yüzeyleri kullanılmıştır. Duvar sürtünme açısı, dolgu içsel sürtünme açısı, kayma dalgası hızı, primer dalga hızı, yatay ve dikey sismik yer ivmeleri gibi parametrelerin sismik toprak basınç değeri üzerine etkisi incelenmiştir. Elde edilen boyutsuz sonuçlar, grafik ve çizelgeler halinde verilmiştir.

Shukla ve Bathurst (2012), pseudo-statik yaklaşımla, $c-\phi$ zemini destekleyen dayanma yapılarına gelen dinamik aktif toprak itkilerini veren, duvar sürtünmesi ve adhezyon etkilerini de göz önünde bulunduran analitik formül önermişlerdir. Önerilen yöntemde zemin içerisindeki gerilme çatlakları, dolgu üzerine etkiyen üniform sürşarj, yatay ve dikey deprem ivmeleri göz önünde bulundurulmuştur.

Shamsabadi vd. (2013), sismik etkiden dolayı oluşan toprak basınç değeri belirleme yöntemini dilim metodu kullanarak önermiştir. Yöntemde limit denge yaklaşımı kullanılarak, hesaplamalarda Mohr-Coulomb kırılma hipotezine uygun, kompozit kırılma yüzeyleri baz alınmıştır. Çalışma kapsamında önerilen modelde, deprem ivmesinin büyüklüğü, duvar yüksekliği, dolgu zemininin özellikleri, duvar-zemin arasındaki mobilize sürtünme etkileri göz önünde bulundurulmuştur. Hesaplamalarda kohezyonun dahil edilmesi ve eğimli kırılma yüzeylerinin kullanımı çalışmayı önceki çalışmalardan ayırmaktadır.

Ismeik ve Shaqour (2015), limit denge yönteminden hareketle, sismik yüke maruz kalan dayanma yapılarına gelen yatay toprak basınç dağılımının ve büyüklüğünün belirlenmesine yönelik analitik yöntem geliştirmişlerdir. Önerilen yöntemde, kırılma yüzeyi eğimi, birim ağırlık, dolgunun içsel sürtünme açısı, duvar pürüzlülüğü, yatay-dikey sismik yer ivmeleri, hesaplamalarda kullanılmıştır. Yapılan çalışma sonucunda yatay yer ivmesindeki artışların yatay toprak basınç değerini arttırdığına, dikey yer ivmesindeki artışların yatay toprak basınç değerini azalttığına değinilmiştir. Klasik yöntemlerle karşılaştırıldığında bileşke kuvvetin etkime noktasının daha yüksek değerde olduğu ve bunun stabilite ve ekonomi açısından önemli olduğu belirtilmiştir.

Lin vd. (2015), Sismik durumda yatay toprak itkisinin belirlenmesinde Mononobe-Okabe yönteminin geniş kullanım alanı olduğunu belirtmiş, ancak, söz konusu yöntemin kohezyon ve doğrusal olmayan dağılım gösteren sismik toprak basıncı gibi etkileri dikkate almadığına değinmiştir. Yapılan çalışma kapsamında $c-\phi$ zeminler için dilim yöntemi kullanılarak sismik durumda aktif toprak basınç dağılımının belirlenmesine yönelik

analitik çözüm önermişlerdir. Önerilen yöntemde farklı şartlar altında kritik kırılma yüzeyi açısının belirlenmesine ve gerilme çatlakları derinliklerinin iteratif olarak hesabına değinilmiştir. Hesaplamalarda yatay ve dikey sismik katsayılar, duvar eğim açısı, dolgu yüzey eğimi, dolgunun içsel sürtünme açısı, duvar-zemin sürtünme açısı, zeminin kohezyonu ve adhezyonu, üniform sürşarj yükü gibi parametreler göz önünde bulundurulmuştur.

Patki (2015b), kohezyonsuz dolguyu destekleyen, eğimli, rijit dayanma duvarına gelen pasif toprak basınç katsayısını veren yöntem önermişlerdir. Çalışmada kompozit kırılma yüzeyleri kullanılarak limit denge yaklaşımıyla Kötter eşitlikleri kullanılarak kırılma yüzeyi tanımı yapılmıştır. Duvara etkiyen pasif itkinin büyüklüğü ve etkime noktası kuvvet ve moment dengesi göz önünde bulundurularak belirlenmiştir. Çalışma sonucunda farklı içsel sürtünme açısı, duvar pürüzlülüğü ve duvar eğimi için pasif toprak basınç katsayısı değerleri belirlenmiş ve diğer çalışmalarla karşılaştırılmıştır.

1.3.1.2.2. Dinamik Durumda Limit Analiz Yöntemiyle Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

Chang (1981), Chen ve Rosenfarb (1973)'ın statik durum için yaptığı çalışmadan hareketle sismik durumda dayanma yapısına gelen toprak basınç yöntemi geliştirmiştir. Çalışmada, ϕ -spiral log-sandwich kırılma mekanizması göz önünde bulundurularak artan dış yüklerin yaptığı iş, artan iç kuvvetlerin harcadığı işe eşitlenmiştir. Çalışma sonucunda, zemin itkisinin eşdeğer sismik toprak basınç katsayıları cinsinden verildiği çalışmada, sismik aktif ve sismik pasif toprak basınç formülleri verilmiştir.

Lancelotta (2007), mevcut sismik toprak basınç belirleme yöntemlerinin büyük bölümünün Coulomb (1776) yönteminin genişletilmesi ya da Mononobe-Okabe yönteminden hareketle türetildiğini belirtmişlerdir. Yapılan çalışmada, sismik etki altında, plastisite teorisinin alt sınır yaklaşımı kullanılarak pasif durum için yatay toprak basınç belirleme yöntemi önerilmiştir. Önerilen yöntemin farklı yanı, eksenlerin dönüştürülmesi sayesinde statik durumda yapılan gerilme alanı denklemlerinin sismik pasif toprak itkisi hesabında kullanılabilmesidir.

Mylonakis vd. (2007), süreksiz gerilme alanı teorisine dayalı, sismik durumda duvara gelen aktif-pasif toprak basınçlarının belirlenmesi ile ilgili yöntem önermişlerdir. Önerilen metotta zemin ağırlığı, içsel sürtünme açısı, duvar eğimi, dolgu eğimi, duvar pürüzlülüğü,

sürşarj yükü, yatay ve dikey sismik ivmeler göz önünde bulundurulmuştur. Çalışma sonucunda elde edilen veriler grafikler ve tablolar halinde sunulmuş ve literatürdeki diğer çalışmalarla karşılaştırılmıştır. Önerilen yöntem sonucunda elde edilen çözümler Chen ve Liu (1990), Sokolovskii (1965)'nin yapmış olduğu nümerik çalışmalarla yakın sonuçlar verdiği belirtilmiştir. Öte yanda önerilen yöntemin, Mononobe-Okabe yönteminden daha basit olduğu, daha hassas çözüm sunduğu ve daha güvenli olduğu belirtilmiştir.

Li vd. (2010), ağırlık tipi dayanma yapılarının sismik dengesini üst sınır yaklaşım kullanarak incelemişlerdir. Çalışmada dayanma yapısı ve dolgu zemini tek bir sistem olarak değerlendirilmiştir. Yapılan çalışmada deformasyon yüzeyleri kullanılarak kırılma ivmesini ve kırılma yüzeyi eğim açısını veren yöntem geliştirilmiştir. Önerilen yöntemin vermiş olduğu çözümler limit denge metodu ile karşılaştırılmış, elde edilen çözümlerin birbirine yakın oldukları belirlenmiştir. Ayrıca önerilen yöntemde duvar pürüzlülüğünün kırılma ivmesi üzerinde önemli etkisi olduğu belirtilmiştir.

Askari vd. (2011), yaptıkları çalışmada sismik şartlar altında dayanma yapılarına gelen aktif toprak basıncı hesap algoritması önermişlerdir. Çalışmada, uygun gerilme alanları belirlenmiş, gerilme süreksizlikleri göz önünde bulundurularak limit analiz metodunun alt sınır yaklaşımıyla hesap algoritması oluşturulmuştur. Önerilen yöntemde kohezyon, içsel sürtünme açısı, duvar-zemin arasındaki sürtünme ve kohezyon parametreleri algoritmada kullanılmıştır. Önerilen yöntem sonucunda elde edilen sonuçlar, diğer yöntemlerin çözümleri ile karşılaştırılmış, bu suretle hesap algoritması kontrolü yapılmıştır.

Santolo vd. (2012), pseudo-statik yaklaşımla dayanma yapılarına sismik durumda etkiyen aktif toprak basıncını üst sınır yaklaşım ve alt sınır yaklaşımla irdelemişlerdir. Çalışmada uzun temelli dayanma duvarları göz önünde bulundurulmuş, kırılma yüzeyinin duvarla kesişmediği kabulü yapılmıştır. Üst sınır ve alt sınır yaklaşımla statik ve dinamik hesaplamalar yapılmış, iki yaklaşım arasındaki farklılıklar incelenmiştir.

Totonchi vd. (2012), üst sınır yaklaşımla dayanma yapılarına sismik durumda yatay toprak basınç belirleme yöntemi önermişlerdir. Çalışmada, önerilen yöntem kullanılarak elde edilen sonuçlar farklı yaklaşımlar kullanılarak elde edilen çözümlerle karşılaştırılmış ve yakın sonuçlar elde edildiği görülmüş, sismik toprak itkisine etki eden parametreler incelenmiştir. Çalışma sonucunda, makul hassasiyetli, sismik aktif toprak basıncını veren grafikler elde edilmiştir.

Aminpour ve Ghanbari (2014), sürşarjın aktif toprak basıncı üzerinde etkisinin olmasının yanında deformasyon üzerinde de etkisinin olduğunu belirtmişlerdir. Yapılan çalışmada sürşarj etkisine maruz dayanma yapılarının yer nihai değıştirme değeri, devrilme ve kayma mekanizmaları için üst sınır yaklaşımı kullanılarak incelenmiş, kritik kırılma yüzeyi, duvarın nihai deformasyonunun belirlenmesine yönelik formüller önerilmiştir. Bunun haricinde, sismik deformasyonlar üzerine sürşarj etkisi, yükün etkiye noktasının, duvar yüksekliğinin, içsel sürtünme açısının etkisi irdelenmiştir. Çalışmanın sonucunda akma ivme katsayısı ve kırılma yüzeyi eğimi değeri veren grafikler sunulmuştur.

1.3.1.2.3. Dinamik Durumda Kayma Çizgisi Metodu ile Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

Kumar ve Chitikela (2002), kohezyonsuz dolgu destekleyen eğimli istinat duvarlarına gelen pasif toprak basınç değeri karakteristikler yöntemi (kayma çizgisi) kullanarak irdemişlerdir. Çalışmada, deprem etkilerinden dolayı oluşan yatay kütle kuvvetleri pseudo-statik olarak değerlendirilmiştir. Pasif toprak basınç değeri, yatay deprem ivme katsayısına bağlı değışimi irdelenmiş, kapalı formda yatay sismik pasif toprak basıncı katsayısı formülü türetilmiştir. Çalışma sonucunda artan yatay deprem ivmesinin pasif toprak direncini büyük ölçüde azalttığı görülmüştür. Önerilen yöntemle göre elde edilen pasif toprak basınç katsayısı değeri literatürdeki diğer yöntemlerden daha düşük değeri verdiği belirlenmiştir.

Cheng (2003), yapmış olduğu çalışmada sismik yük altında yatay toprak basıncının belirlenmesi için kayma çizgisi eşitlikleri çözümünde eksenlerin döndürülmesi esasına dayalı bir yöntem önermiştir. Çalışmada aktif durum ve pasif durum $c-\phi$ zemin için ayrı ayrı değerlendirilmiş, pasif ve aktif durum için kütle, kohezyon ve sürşarj basınç katsayıları tanımlanmıştır. Yapılan çalışma sonucunda pasif durum için, K_{pc} katsayısının K_{py} katsayısından daha büyük değeri aldığı görülmüştür. Sismik durum için pasif toprak basınç katsayılarının aktif durumdan daha küçük değeri aldıkları belirlenmiştir. Pasif toprak basıncının belirlenmesinde iteratif analizlerin önemli olduğu, aktif toprak basınç değeri belirlenmesinde ise iteratif analizlerin gerekli olmadığı belirtilmiştir.

Keshavarz ve Pooresmaeil (2016a), statik ve sismik durumda dayanma yapılarına gelen aktif toprak basıncı değeri gerilme karakteristikleri (kayma çizgisi) yöntemiyle

irdelemişlerdir. Statik durumda, sürşarj, birim hacim ağırlık, kohezyon etkisinden dolayı oluşan yatay toprak basınç katsayısı değerleri irdelenmiştir. Karakteristik yüzeyler boyunca denge denklemleri sonlu farklar yöntemiyle çözülmüştür. Analizlerde zemin eğimi, duvar eğimi, duvar zemin arasında adhezyon ve sürtünme etkisi gibi parametreler de göz önünde bulundurulmuştur. Yapılan çalışma sonucunda elde edilen çözümlerin diğer çalışmalarla uyumlu olduğu gözlemlenmiştir. Duvar şeklinin, zemin, zemin-duvar ara yüz parametrelerinin değerlendirildiği çalışmada aktif toprak basınç katsayısının pratik şekilde belirlenmesi için grafikler oluşturulmuştur.

Keshavarz ve Pooresmeil (2016b), c- ϕ zeminler için kritik plastik derinliği, (çekme çatlağı derinliği) gerilme karakteristiği ya da kayma gerilmesi yöntemiyle, sismik durum göz önünde bulundurarak incelemiştir. Çalışmada kritik derinlik yatay ve dikey pseudo-statik deprem katsayıları kullanılarak belirlenmiştir. Önerilen çözüm yönteminde gerilme-karakteristikleri ağındaki süreksizlik hattı göz önünde bulundurulmuştur. Analizde dolgu eğimi, duvar eğimi, zeminin içsel sürtünme açısı, adhezyon ve duvar-zemin arasındaki sürtünme etkileri de değerlendirilmiştir. Bunun yanında, pseudo-statik katsayıların, duvar ve dolgu şeklinin, zeminin mekanik özelliklerinin plastik derinliğe etkileri incelenmiştir. Çalışma sonucunda önerilen kritik plastik derinliğin diğer çalışmalardan daha küçük olduğu, değiştirilmiş M-O yöntemiyle ise yakın değerler aldığı belirtilmiştir.

1.3.1.2.4. Dinamik Durumda Sıfır Uzantı Çizgileri Metodu ile Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

Ghahramani ve Clemence (1980), kum zeminler için basitleştirilmiş sıfır uzantı çizgileri yöntemine dayalı dinamik pasif toprak basıncı belirleme yöntemi önermişlerdir. Çalışmada, değişken duvar pürüzlülüğü değerleri için dinamik toprak basınç katsayılarının hesaplanması amacıyla grafikler ve eşitlikler önerilmiştir. Önerilen metod, gevşek ya da sıkı kumlu zeminlerde düzlemsel ötelenme, duvar ucundaki dönme ve duvar tabanındaki dönme durumları için dinamik toprak basınç değeri vermektedir. Çalışma sonucunda elde edilen sonuçlar diğer yöntemlerle karşılaştırılmış, genel olarak daha büyük değerlerin elde edildiğine değinilmiştir.

Anvar ve Ghahramani (1997), geomekanik problemlerde uygun yer değiştirme alanlarının (ZEL ağı) kullanımının daha pratik olduğuna değinmişler ve sıfır uzantı çizgilerindeki denge denklemlerinin geoteknik mühendisliğinde önemli olduğunu

bildirmişlerdir. Yapılan çalışmada denge denklemleri sıfır uzantı çizgileri üzerinden türetilmiştir. Bunun yanında killerin taşıma gücü, killi zeminlerin dinamik taşıma kapasitesi ve dayanma yapılarına gelen dinamik toprak basıncı gibi problemlerin çözümü için denge denklemlerinin ZEL üzerinde uygulanışına değinmişlerdir.

Anvar ve Ghahramani (1995), yaptıkları çalışmada gerilme karakteristiği boyunca denge denklemleri sıfır uzantı çizgisi yöntemi (ZEL) kullanılarak irdelenmiştir. Duvar arkasında oluşturulan dinamik denge denklemleri basit ZEL alanlarına uygulanmıştır. Göz önünde bulundurulan sınır alanlar boyunca diferansiyel denklemler entegre edilmiş, sonuç olarak, statik aktif (K_{ast}) ve dinamik aktif (K_{ady}) toprak basınç katsayıları sürtünme açısı, dilatansi açısı fonksiyonu olarak elde edilmiştir. Statik ve dinamik aktif toprak basınç katsayılarının nümerik değerlendirilmesi sonucunda, dolgu malzemelerinin sürtünme açılarının 35° ve 45° arasında olduğu durumlarda bu katsayıların duvar sürtünmesinden etkilenmediği anlaşılmıştır.

Ghahramani ve Anvar (2004), sıfır uzantı çizgileri yöntemi kullanarak, yatay dinamik kuvvet etkisine maruz, kum zemini destekleyen, pürüzsüz dayanma duvarına gelen aktif toprak basıncı değeri ile ilgili çalışma yapmışlardır. Duvar elemanına statik ve dinamik durumda etkiyen basınç, duvar elemanının dönme etkisi cinsinden ifade edilmiştir. Çalışmada statik ve dinamik yüklemelerden dolayı oluşan gerilme tek serbestlik dereceli sistemde simule edilmiş, bu tek serbestlik dereceli sistemin kütle ve rijitlik karakteristikleri incelenmiştir. Önerilen yöntemde, zeminin içsel sürtünme açısı kayma şekil değiştirmelerinin fonksiyonu olarak belirlenmiş, tek serbestlik dereceli sistemin parametreleri ise duvar elemanının dönme değerinin bir fonksiyonu olarak tanımlanmıştır.

1.3.1.2.5. Dinamik Durumda Nümerik Metotlar ile Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

Al-Homoud ve Whitman (1999), iki boyutlu sonlu elemanlar analiz metoduna dayalı FLEX, kullanarak, dinamik durumda, kum zemini destekleyen ağırlık dayanma yapısını nümerik olarak incelemişlerdir. Modellenen zeminin deformasyon ve dayanım özellikleri ‘viscous cap constitutive’ model kullanarak modellenmiştir. Model, kırılma yüzeyi ve ilgili akma kuralı ile katılaştırılmış üst kısımdan oluşmaktadır. Katılaştırılmış yüzey, dayanma yapısının salınımı sırasında zeminin sıkışmasının temsili için sadece duvar altında kullanılmıştır. Analiz sonucunda, dinamik sarsılma sırasında hakim hareket modunun,

dolgunun dışı doğru eğimli olduğu durum olduğu belirlenmiştir. Bunun haricinde Seed ve Whitman'nın (1970) önermiş olduğu basitleştirilmiş denklemin maksimum dinamik toprak basıncının $0.6 H'$ den yüksek olduğu durumlarda konservatif değerler aldığına değinilmiştir.

Green ve Ebeling (2003), kuru, orta sıkılıktaki kum zemini destekleyen konsol dayanma duvarının gövdesine dinamik durumda gelen toprak basıncının belirlenmesi konusunda çalışma yapmışlardır. Çalışmada FLAC sonlu farklar yazılımı kullanılarak nümerik model geliştirilmiştir. Geliştirilen modelde toplam bileşke kuvvet, dinamik toprak itkisi ve etkiye noktası gibi parametreler de irdelenmiştir. Elde edilen nihai deformasyon ve dinamik toprak basıncı değerleri, basitleştirilmiş tekniklerle karşılaştırılmıştır.

Psarropoulos vd. (2005), dinamik durumda rijit ve esnek dayanma yapılarına gelen dinamik toprak basıncının belirlenmesi konusunda genel sonlu elemanlar çözümleri kullanarak araştırma yapmışlardır. Çalışmada homojen ve homojen olmayan zemin tipleri göz önünde bulundurulmuş, ikinci zemin tabakası ise dayanma sisteminin temeli olarak düşünülmüştür. Analiz sonrasında elde edilen sonuçların yapısal ve dönel olarak esnek duvarlar için Mononobe-Okabe ve elastik bazlı çözümlerle yakın sonuçlar elde edilmiştir.

Gazetas vd. (2004), çeşitli dayanma duvarları üzerinde sonlu elemanlar modellemesi yaparak, dinamik toprak basınç dağılımı ve büyüklüğünü incelemişlerdir. Modellemede tabana uygulanan tahkiklerin düşük ya da yüksek baskın frekanslı, pik zemin ivmesinin $0,4 g$ olduğu, düşük süreli deprem hareketlerinden meydana geldiği düşünülmüştür. Çalışmada kuru zemin şartları altında lineer davranış yanında doğrusal olmayan zemin davranışları da araştırılmıştır. Çalışmanın sonucunda, analizlerdeki gerçekçilik derecesinin artmasından dolayı, yüksek sismik sarsıntı altında incelenen dayanma yapılarının yeterli performansı verdikleri gözlemlenmiştir.

Bigdeli ve El-Emam (2014) yapmış oldukları çalışmada, sismik durumda malzeme tasarım parametrelerinin dayanma yapılarına etkilerini incelemek amacıyla nümerik model geliştirmişler, hassas deney modelleri ile analizlerin doğruluklarını kontrol etmişlerdir. Nümerik model FLAC programı kullanılarak geliştirilmiş, modelde kullanılan malzeme özellikleri de deneysel çalışmalar sonucunda belirlenmiştir. Çalışmada, dolgu sürtünme açısı, duvarın elastisite modülü, dolgunun sıkışma derecesi gibi parametrelerin duvarın yatay ötelenmesine, toprak basınç büyüklüğüne ve dağılımına, alt ve üst sınırlardaki dikey - yatay toprak itkilerine olan etkisi incelenmiştir.

Lee vd. (2015), konsol dayanma duvarlarına gelen sismik etkileri üç boyutlu nümerik analiz yöntemi kullanarak irdemişlerdir. Dinamik santrifüj deneyleri ile elde edilen veriler kullanılarak nümerik analiz modeli oluşturulmuş ve elde edilen sonuçlar deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Dayanma yapısına etkiyen dinamik toprak basıncının oluşum mekanizması irdelenmiştir. Çalışma sonucunda, toprak basınç katsayısındaki değişimlere sebep olan ana etkenlerin duvar deplasmanı ve dolgu malzemesindeki oturmalar olduğu belirlenmiştir. Duvar gövdesinde sarsma sırasında momentlerin oluştuğu, sarsma sonrasında da etkinin devam ettiği belirlenmiştir. Çalışmada momentlerden kaynaklı maksimum ve nihai yer değiştirmelerin Mononobe-Okabe yöntemi tabanlı hesaplamalarda dikkate alınmadığı belirlenmiştir.

1.3.1.2.6. Dinamik Durumda Deneysel Olarak Yanal Toprak Basıncının Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

Sherif vd. (1982), taneli zeminleri göz önünde bulundurarak yaptıkları deneysel çalışmada, sukünet ve aktif deformasyon şartları altında, statik ve dinamik toprak basınçlarını, toprak itkilerinin etkiye noktalarını deneysel olarak incelemişlerdir. Çalışmada statik ve dinamik şartlar altında duvar arkasında aktif durumun oluşması için gerekli olan deformasyon miktarını belirlemişler ve bu mesafenin duvar yüksekliğinin artmasına bağlı olarak büyüdüğünü, dolgu dayanımının düşmesine bağlı olarak kısaldığını saptamışlardır.

Ortiz vd. (1983), esnek istinat duvarları üzerinde sarsma tablası deneyleri uygulamışlardır. Yaptıkları çalışmada Mononobe-Okabe yöntemi sonucunda belirlenen toplam bileşke kuvvet değerinin makul olduğunu belirlemişlerdir. Ancak, M-O yönteminin önermiş olduğu moment değerinin farklı olduğuna değinmişlerdir. Bunun yanında, sarsma tablası deneyinden önceki parametrelerin deney sonrası gözlemlenenlerden daha büyük olduğunu belirlemişlerdir.

Fishman vd. (1995), kum zeminin sismik tepkilerinin belirlenmesi amacıyla laboratuvar deneyleri ve nümerik çalışma yapılmıştır. Nümerik çalışma sonrasında duvara etkiyen toprak basıncı, duvar deplasmanı ve kayma gerilmeleri gibi değerleri rijit ve esnek istinat duvarları için belirlenmiştir. Yapılan sayısal çalışmalar, deneysel olarak kontrol edilmiş ve sayısal çalışmalar sonrasında belirlenen duvar deformasyon yönünün, toprak

basıncının, duvar deformasyonlarının ve kayma gerilmelerinin deneysel verilerle uyumlu olduğu görülmüştür.

Shinya (2006), yaptığı çalışmada Mononobe-Okabe yönteminin sık kullanılan sismik toprak basınç katsayısı belirleme yöntemi olduğuna değinmiş, Hyogoken-Nambu (1995) depreminin çeşitli mühendislik yapılarının sismik tasarım metotlarının yeniden gözden geçirilmesi zorunluluğunu ortaya çıkardığını belirtmiştir. Yapılan çalışmada dayanma duvarlarının sismik durumdaki tasarım yöntemlerinin değerlendirilmesi için santrifüj kullanılarak, ağırlık duvarları üzerine deneyler uygulanmıştır. Yüksek hassasiyetli ve yüksek hızlı kameralar kullanılarak, dayanma duvarlarının, dolgu zeminlerinin deformasyonları ve eş zamanlı olarak dayanma yapısı ve dolgu zeminlerinin ivme ve deformasyonları belirlenmiştir. Çalışma sonucunda Mononobe-Okabe yönteminin varsayımsal yapısından ötürü söz konusu formülün sismik durumda dayanma yapısı ve dolgu davranışlarını tam manasıyla yansıtamadığına değinilmiştir.

Al Atik ve Sitar (2010), konsol istinat duvarına gelen dinamik basınç ve basınç dağılışının incelenmesi adına santrifüj sarsma tablası deneyleri yapmışlardır. Yapılan doğrusal olmayan sonlu elemanlar analizleri ve deneysel çalışmalar sonrasında, birçok çalışmada değinilen üçgen basınç dağılımının makul olduğu belirlenmiştir. Bunun yanında dinamik toprak basıncının ve atalet kuvvetlerinin eş zamanlı olarak etkilediklerini belirtmişlerdir.

Jo vd. (2014), pseudo-statik yaklaşımlı kesin deneylerin olmadığına, yapılan deneysel çalışmalar sonucunda Mononobe-Okabe yönteminin konservatif sonuçlar verdiğinin belirlendiğine ve varsayılan şartlarla, deprem sırasında oluşan gerçek sismik davranış arasında çelişkilerin bulunduğu değinmişlerdir. Yapılan çalışmada Mononobe-Okabe yönteminin tekrar incelenmesi ve kuru, orta sıkılıktaki kum zemini destekleyen konsol dayanma duvarına gelen yatay toprak basıncının belirlenmesi amacıyla iki dinamik santrifüj deneyi yapılmıştır. Deneyler sonucunda atalet kuvvetlerinin sismik davranış üzerinde önemli etkisi olduğu belirlenmiştir. Maksimum momentin olduğu andaki dinamik toprak basıncı değerinin sıfıra yakın olduğu ve bu ikilinin senkronize olmadıkları belirlenmiştir. Yapılan çalışmanın sonucunda statik güvenlik faktörleri kullanılarak tasarlanmış duvarların 0.3g - 0.4g'ye kadar olan sismik yüklere dayanabileceği belirlenmiştir.

1.3.2. Duvar Arkasında Oluşan Kırılma Yüzeylerinin Belirlenmesi

1.3.2.1. Duvar Arkasında Oluşan Kırılma Yüzeylerinin Teorik Yaklaşımla Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

Literatürde, farklı kırılma yüzeyi kabullerini baz alarak toprak basıncı hesaplaması yapan çok sayıda çalışma mevcuttur. Bunlardan bazıları kırılma yüzeylerini lineer (Chen ve Scowthorn, 1970; Wang, 2000; Greco, 2001, 2008), logaritmik spiral (Caquot ve Kerisel, 1948; Soubra vd.,1999; Reddy, 2013), kompozit (Terzaghi, 1941; Kumar ve Subba Rao, 1997; Kumar, 2001) olarak kabul eden çalışmalardır. Bu kısımda kırılma yüzeyi kabullerinden ziyade, kırılma yüzeylerinin oluşumunu matematiksel olarak belirleyen çalışmalara değinilmiştir.

Leśniewska ve Mróz (2000, 2001) esnek dayanma duvarları arkasında aktif durumda oluşan kırılma yüzeyi şekillerini, dilatasyon açısını dikkate almadan nümerik olarak incelemiştir. Çalışmalarda, Milligan (1974)'ın yapmış olduğu, kademeli kazı sonucunda esnek dayanma duvarları arkasındaki zeminde oluşan kayma yüzeylerinin gözlemleri konulu çalışma baz alınmıştır. Çalışmalardan ilkinde Leśniewska ve Mróz (2000), Coulomb kama yönteminden hareketle limit denge yöntemi kullanarak kırılma yüzeyi şekli, kırılma yüzeylerinin oluşum sırası ve birbirleri ile olan mesafelerini analitik olarak incelemiştir.

Tejchman (2002), sonlu elemanlar yöntemi kullanarak duvar arkasında oluşan kırılma yüzeylerini incelemiştir. Çalışmada, dolgu zeminin boşluk oranının üniform dağılışı gösterdiği kabul edilerek dayanma duvarının tabandan dönme yaptığı durum için analizler yapılmıştır. Yapılan hesaplama sonucunda pasif ve aktif durumlar için belirlenen deformasyon alanlarının Brandsby (1968) ve Smith (1972)'nin yapmış olduğu deneysel çalışmalar sonucu belirlenmiş kırılma yüzeyi şekillerinden farklı olduğu belirlenmiştir. Bunun yanında yapılan çalışma sonucunda kayma yüzeylerinin zemin tane çapından ve boşluk oranından etkilendiği belirlenmiştir.

Tejchman (2004), düzlem deformasyon koşullar altında granüler zeminlerde oluşan kayma alanlarını aktif ve pasif durumlar için sonlu elemanlar yöntemi kullanarak incelemiştir. Yapılan hesaplamalar düzlemsel ötelenme, topuktan ve duvar üst noktasından dönme etkisine maruz rijit, pürüzlü dayanma duvarları için yapılmıştır. Nümerik çalışmada kum zemin kutupsal hipoplastik malzeme modeli ile tanımlanmıştır. Duvar hareket modlarının kayma yüzeylerine olan etkisinin araştırıldığı çalışmada boşluk

oranının üniform dağılım göstermediği kabul edilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi ile belirlenen kayma yer değiştirmeleri deneysel sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Çalışma sonucunda kullanılan uygunluk modelinin kırılma yüzeylerinin belirlenmesinde yeterli olduğu belirtilmiştir. Bunun yanında duvar deformasyon modlarının kayma yüzeyi şekilleri üzerinde etkili olduğu belirtilmiştir.

Tejchman vd. (2007), yaptıkları çalışmada boşluk oranının dayanma duvarı arkasında oluşan kırılma yüzeyi şekli ve pasif toprak basıncı oluşumuna etkilerini nümerik olarak araştırmışlardır. Sayısal modellemede, rijit ve pürüzlü dayanma yapısına yatay dolguya doğru yatay ötelenme hareketi tanımlanmıştır. Çalışmada rastgele homojen boşluk oranı kullanılarak, orta sıklıkta ve gevşek kum zeminler için analiz yapılmış belirlenen kayma yüzeyi şekilleri laboratuvar deneyleri ile karşılaştırılmıştır.

Widuliński vd. (2011), sıkı kum zeminlerde oluşan kayma alanlarının şekillerini ayırık elemanlar yöntemi (DEM) kullanarak modellemişlerdir. Ayırık elemanlar hesaplamalarında rijit, sürtünmeli dayanma duvarlarına aktif ve pasif durumlar için ötelenme, tepeden ve topuktan dönme etkileri uygulanmıştır. Hesaplamalar sonrasında belirlenen kırılma yüzeyleri X-ray ve DIC tekniği kullanılarak yapılan deneysel çalışmalarla ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak belirlenen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Yapılan çalışmanın sonucunda yapılan modellemenin deneysel yöntemler ve sonlu elemanlar metodu ile uyumlu olduğu görülmüştür.

Loukidis ve Salgado (2012), dayanma yapılarına gelen aktif toprak basıncı hesabında içsel sürtünme açısının önemli bir rol oynadığını belirtmişler, aktif durumda deformasyon süreci içerisinde içsel sürtünme açısının değiştiğine değinmişlerdir. Yaptıkları çalışmada sonlu elemanlar yöntemi kullanarak temel zemini ya da dolgu zemini içerisinde oluşan kırılma yüzeylerini ve toprak basınç oluşumunu incelemişlerdir. Analizler kritik durumda , ‘two-surface plasticity’ malzeme modeli baz alınarak gerçekleştirilmiştir.

Benmeddour vd. (2012), yaptıkları çalışmada pasif ve aktif durumlar için dayanma yapılarına gelen toprak basınç dağılımını, dolgu zemininde oluşan kırılma yüzeyi şekillerini ve bunlara etki eden parametreleri sonlu farklar yöntemi ile incelemişlerdir. Çalışmada düz dayanma duvarı ve dolgu zemini FLAC programı yardımı ile modellenmiş, pasif ve aktif durumlarda kırılma yüzeyi şekline, dolgu yüzey eğimi (β/h), duvar sürtünmesi (δ/ϕ) ve yüzey eğiminin dayanma duvarına olan mesafesi (s/h) gibi parametrelerin etkisi incelenmiştir. Yaptıkları çalışma sonucunda aktif durumda (δ/ϕ) oranındaki değişimlerden kırılma yüzeyi şekillerinin etkilenmediği ve Rankine kabullerine

benzer durum ortaya çıktığı belirtilmiş, pasif durumda ise (δ/ϕ) değerindeki değişimlerden kırılma yüzeyi açılarının etkilendiği bildirilmiştir. Bunun yanında (s/h) , (β/h) değerlerindeki değişimin pasif durumda kayma yüzeyi açısına etkileri olduğunu belirlemişlerdir.

Nadukuru ve Michalowski (2012), taneli zemini destekleyen dayanma duvarları arkasındaki farklı duvar deformasyon modlarıyla (düzlem deformasyon, duvar uç kısmında dönme ve duvar alt kısmında dönme) kemerlenme etkisini (DEM) ayrık elemanlar yöntemi kullanarak irdelemişlerdir. Yapılan çalışmanın sonunda duvardaki dönme modlarına bağlı olarak kırılma yüzeylerindeki şekil değiştirme değerlerinin değiştiği belirlenmiştir.

1.3.2.2. Duvar Arkasında Oluşan Kırılma Yüzeylerinin Deneysel Yöntemlerle Belirlenmesiyle İlgili Çalışmalar

Dayanma duvarlarına gelen yatay toprak basıncı değerinin belirlenmesinde kırılma yüzeylerinin etkili olduğuna dair yapılan en eski çalışmalardan biri Darwin (1883) tarafından yapılmıştır. Darwin (1883), konu ile ilgili teorik çalışmalara atıfta bulunmuş, ancak bu çalışmalara mesnet teşkil eden sebeplerin deneysel olarak irdelenmediğine vurgu yapmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda yatay toprak basıncını oluşturan granüler kütle davranışının belirlenmesinde kayma yer değiştirmeleri ve dolgu etkisinin göz ardı edilmemesi gerektiği belirtilmiştir.

Tejchman (2004), 1962-1976 yılları arasında Cambridge Üniversitesinde, kum zeminlerdeki yatay toprak basıncının belirlenmesine dair çok sayıda deneysel çalışma yapıldığını bildirmiştir. Bunun yanında, bu dönemde Arthur (1962), James (1965), Lucia (1966), May (1967), Bransby (1968), Adeosun (1968), Lord (1969), Smith (1972) ve Milligan (1974) gibi araştırmacıların da düzlem deformasyon koşullar altında kuru kum zemin içerisinde aktif ve pasif durumda oluşan kırılma yüzeyleri ile ilgili deneysel çalışmalar yaptıklarını belirtmiştir. Yapılan bu çalışmalarda Lucia (1966), pasif şartlarda duvarın yatay ötelenmesi durumunda, Lord (1969), aktif şartlarda duvarın dip noktasından dönme yapması durumunda, Bransby (1968) ve Adeosun (1968) pasif şartlarda duvar alt noktasında dönme olması durumunda duvar arkasında dolgu zemininde oluşan kırılma yüzeylerini gözlemlemişlerdir. Bunun yanında, James (1965) farklı duvar yükseklikleri ve farklı sıklıktaki dolgu zeminin, Milligan (1974), duvar pürüzlülüğünün, duvar esnekliğinin kırılma yüzeylerine olan etkilerini incelemişlerdir.

Bransby ve Milligan (1975), küçük ölçekli laboratuvar deneyleri sonrasında kuru kum zemini destekleyen esnek istinat duvarları arkasında oluşan deformasyonları incelemişlerdir. Çalışmada kum zeminde oluşan kırılma yüzeyleri, duvar ve zemin deformasyonları x ışını tekniği ile ölçülmüştür. Yapılan deneysel çalışmalar gevşek ve sıkı kum zeminde pürüzlü, pürüzsüz ve farklı esneklikteki dayanma duvarları için gerçekleştirilmiştir. Çalışmanın sonucunda zemin deformasyonları ve duvar deformasyonları ile ilgili analitik yöntem önerilmiş ve metodun deneysel sonuçlarla uyumlu olduğu belirlenmiştir.

Nübel ve Weitbrecht (2002), düzlem deformasyon koşullar altında, Parçacık Görüntülü Hız Ölçüm (PIV) yöntemi kullanarak zemin içerisinde kırılma yüzeyleri gözlemi yapmışlardır. Yapılan çalışmanın sonucunda yoğunluk değişimlerinin x ışını tekniğine nazaran daha iyi şekilde gözlemlendiği belirtilmiştir.

Toyosawa vd. (2006), duvar deformasyonuna bağlı oluşan yatay toprak basınç dağılımlarını santrifüj deneyleri ile irdelemişlerdir. Çalışmada dolgu zemini olarak kuru Toyoura kumu ($D_{50}=0,16$ mm) kullanılmıştır. Dolgu zemininde oluşan deformasyonların gözlenmesi için görüntü işleme yöntemi olan ‘sub-tracking’ tekniği kullanılmıştır. Yapılan çalışma sonrasında kırılma yüzeylerinin her zaman düzlemsel olmadığı, deformasyon modlarına göre kırılma yüzeyi şekillerinde değişikliklerin olduğu belirlenmiştir.

Leśniewska ve Wood (2011), zemin ortamında oluşan gerilme deformasyon alanlarını karşılaştırmak amacıyla model deney yapmışlardır. Çalışmada, kalınlığı 20 mm olan cam yüzeylerden imal edilmiş 23,5 x 16 cm boyutlarındaki kutu içerisinde deneyler yapılmıştır. Deneylerde zemin içerisindeki gerilme alanlarının belirlenmesinde fotoelastik yöntem kullanılmış, PIV tekniği ile granüler ortamdaki deformasyonlar belirlenmiştir. Zemin ortamındaki gerilme alanlarının gözlemlenmesi için granüler malzemeyi temsilen cam kürecikler kullanılmıştır. Yapılan çalışmanın sonucunda, fotoelastik ve PIV tekniğiyle elde edilen görüntülerden gerilme ve şekil değiştirme artış alanlarının elde edilebileceğine değinmişlerdir.

Niedostatkiewicz vd. (2011), kohezyonsuz kum zemini destekleyen istinat duvarları arkasında oluşan kayma bölgelerini tahribatsız deney yöntemi olan parçacık görüntülü hız ölçüm yöntemi kullanarak deneysel olarak incelemişlerdir. Çalışmada, aktif ve pasif durumlar için yatay ötelenme, duvar üst noktasından dönme ve duvar alt noktasından dönme etkilerine maruz model duvar arkasında oluşan kayma yüzeyleri küçük ölçekli laboratuvar deneyleri ile belirlenmiştir. Kumun sıkılık değerinin hacimsel ve deviatorik

şekil değiştirme dağılışına olan etkisi irdelenmiştir. Yapılan çalışma sonucunda sıkı kum zeminler için elde edilen sonuçlar Cambridge Üniversitesinde yapılan deneyler sonrasında belirlenen değerlerle karşılaştırılmıştır.

Leśniewska vd. (2012), deforme olan granüler malzemelerde oluşan kayma yüzeylerinin karakteristik özelliklerini PIV yöntemi ile incelemiştir. Bunun yanında fotoelastik yöntem kullanarak taneli zemin içerisinde oluşan gerilme alanlarını belirlemiştir. Çalışmada 17,5 x 36,2 cm ebatlarında şeffaf kutu içerisine yerleştirilmiş model dayanma duvarı yatay ötelenme etkisine maruz bırakılmış ve aktif durum şartları oluşturulmuştur. Çalışmada iki farklı tipte (kum zemin ve cam küreler) dolgu zemini kullanılmış olup, içsel sıkılığın, tane iriliğinin ve duvar yer değiştirme miktarının kayma yüzeylerine olan etkilerine, şekil değiştirme alanları ve bu alanların gerilme alanlarındaki yapılarla olan şekilsel ilişkilerine değinilmiştir.

Zhuangve Kim (2013) farklı dane boyutlarındaki dolgu zemininin, dayanma yapıları arkasında oluşan kayma bantları üzerine etkisini incelemiştir. Yapılan çalışma sonucunda dane çapı ve dane şeklinin kayma yüzeyinin yatayla yaptığı açı değeri ve kayma bandı genişliğine doğrudan etki ettiği belirlenmiş olup, duvar hareket modunun kayma bandı şekline ciddi şekilde etki ettiği belirlenmiştir.

Khosravi vd. (2013), yapmış oldukları çalışmada şeffaf konteyner (400x400x200 mm³) içerisinde kuru kum zemini destekleyen dayanma duvarına düzlemsel ötelenme yaptırarak aktif durum koşullarını meydana getirmiştir. Deformasyon süreci boyunca dolgu zemininde oluşan deformasyonlar Parçacık Görüntülü Hız Ölçüm (PIV) yöntemi kullanılarak belirlenmiştir. Yapılan çalışma sonrasında artan deformasyonlarla birlikte kırılma yüzeyi şekillerinin de değişime uğradığı görülmüştür.

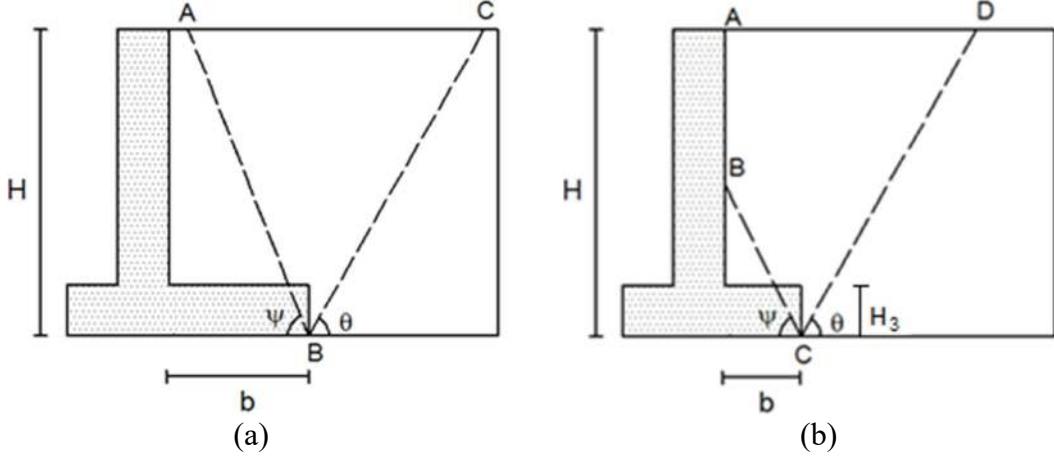
Altunbaş (2015), taneli zeminlerde oluşan göçme yüzeylerini tanımlayabilme amacıyla küçük ölçekli laboratuvar deneyleri gerçekleştirmiştir. Yapılan çalışmada model duvar arkasında farklı genleşim açılarına sahip dolgular oluşturmak suretiyle genleşim açıları ile göçme yüzeyi şekli, şekil değiştirme dağılımları arasındaki ilişkiyi PIV yönteminden yararlanarak incelemiştir. Aktif ve pasif durumlar için yapılan deneyler sonucunda kırılma yüzeylerinin genleşim açısı değerinden etkilendikleri belirlenmiş, aktif göçme durumunda meydana gelen göçme yüzeyini genleşim açısını göz önüne alarak hesaplayabilen bir eşitlik önerilmiştir.

1.4. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Literatür çalışmasından da anlaşılacağı üzere gerek aktif, gerekse pasif durumlarda dayanma duvarları arkasında oluşan kırılma yüzeyleri şeklinin incelendiği çok sayıda deneysel ve teorik çalışma bulunmaktadır. Ancak, ters T şekilli konsol istinat duvarlarının arkasında oluşan kırılma yüzeyleri şekillerine dair yapılmış çalışmaların çok az olduğu görülmektedir. Söz konusu duvarın geometrik şeklindeki değişimlerin kırılma yüzeyleri üzerinde ne gibi etkilere neden olacağı hakkında literatürde yapılmış olan çalışma bulunmamaktadır.

Yanal toprak basınçlarını konu alan çalışmaların araştırılması sonucunda, konsol istinat duvarları arkasında oluşan kırılma yüzeylerinin iki farklı yaklaşımla incelendiği görülmüştür. Bu yaklaşımlardan ilki duvar temelini yeterince uzun olduğu varsayımına dayanır ve bu koşullar altında oluşan aktif durum sonucunda Şekil 1.5a'da gösterilen kırılma yüzeyi şeklinin ortaya çıktığı kabulü yapılır. Temelin yeterince uzun olması olgusu, kırılma yüzeylerinin hiçbir engelle karşılaşmadan zemin yüzeyine ulaşması için gerekli olan temel uzunluğu ile açıklanmıştır. Bu durumdaki konsol istinat duvarlarına gelen yanal toprak basıncı değerlerinin hesaplanmasında birçok araştırmacı Rankine Teorisinin kullanımını önermişlerdir (Teng, 1962; Clayton vd., 1993; Greco, 2001). Greco (2008), uzun temelli istinat duvarlarında Rankine metodunun kullanımının sebebini bu metotla daha az hesaplama yapılmasına bağlamıştır.

Diğer yaklaşım ise aktif durum koşulları altında, duvar temelini kısa olması durumunda ortaya çıkacağı varsayılan, Şekil 1.5b'de gösterilen durumdur. Bu koşullar altında dolgu zemininde, temelden (B noktası) başlayan ve duvar gövdesi (A noktası) ile çakışan iki adet kırılma yüzeyinin oluştuğu varsayılmaktadır. Greco (2001) yapmış olduğu çalışmada kısa temelli istinat duvarlarında kırılma yüzeylerinin Şekil 1.5b'deki gibi olduğunu, söz konusu yüzeylerin duvarla çakışmasına bağlı olarak duvar-zemin arasında temas olduğunu belirtmiştir. Bu temastan dolayı duvarla zemin arasında sürtünme etkisinin doğduğunu ve Rankine metodunun bu etkiyi yok saymasına bağlı olarak yöntemin kısa temelli duvarlarda sağlıklı sonuç vermeyeceğine değinmiştir.



Şekil 1.5. Aktif durumda, konsol istinat duvarları arkasında oluşan kırılma yüzeyi; (a) Uzun temelli duvar, (b) Kısa temelli duvar.

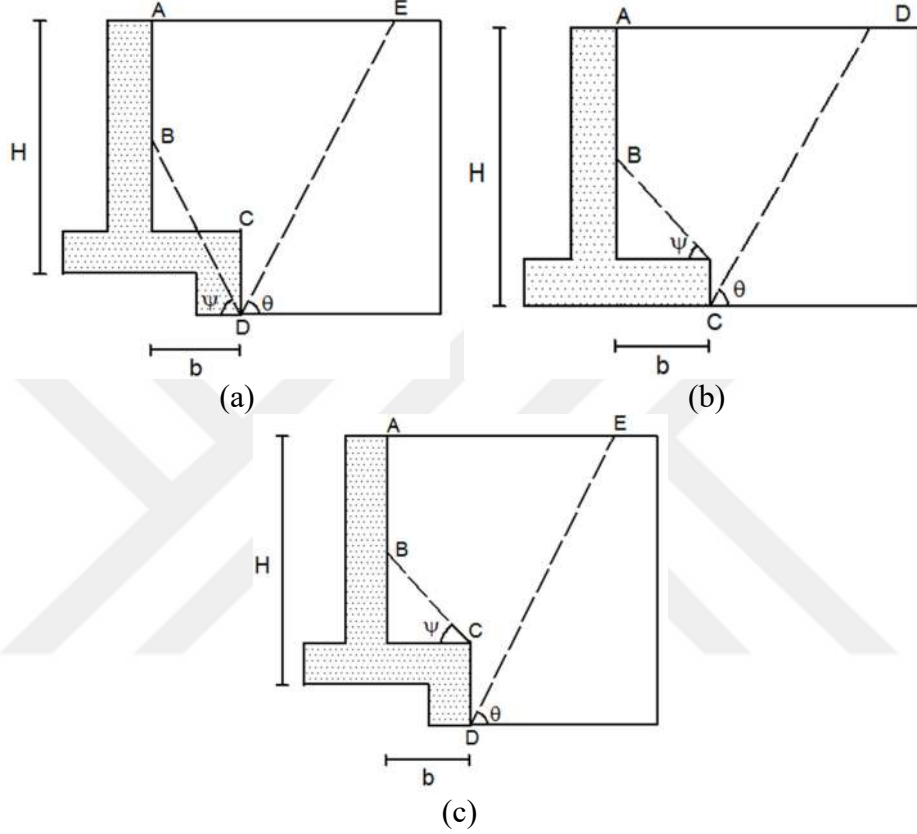
Şekil 1.5a ve 1.5b'nin incelenmesi ile kolaylıkla görülebilir ki bu iki yaklaşımın ortak noktası kırılma yüzeyi kabulünde temel kalınlıklarının dikkate alınmaması ve kırılma yüzeylerinin temel uç noktasından başlatılmasıdır.

Kayma riskine karşı kayma dişi ile birlikte imal edilen konsol istinat duvarlarında, aktif durum koşullarında oluşacak olan kırılma yüzeyleri şekilleri için literatürde önerilen kırılma yüzeyi doğrultuları baz alındığında Şekil 1.6a'da görülen kayma yüzeyi şekilleri ortaya çıkmaktadır. Ancak, gerek literatürde konsol istinat duvarları için önerilen temel kalınlık değerinin 0.30 m- 0.9 m arasında olması, gerekse önerilen kayma dişi yükseklik değerinin 0.5 m – 0.9 m arasında değişmesi (Huang vd., 1999; Kaveh ve Abadi, 2010; Camp ve Akin, 2012) yaklaşık 2 m'ye varabilecek olan temel kalınlığı değerinin göz ardı edilmesi sorununu doğurmaktadır.

Kamiloğlu ve Şadoğlu'nun (2014) yapmış oldukları çalışmada, granüler zemini destekleyen model konsol istinat duvarları arkasında aktif durum oluşturulmuş ve duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyi şekilleri incelenmiştir. Yapılan gözlemler sonrasında kırılma yüzeylerinin Şekil 1.6b'deki gibi oluştuğunu belirtmişlerdir.

Yapılan bu gözlemlere dayanarak aktif durumda kayma dişi ile birlikte imal edilmiş kısa temelli konsol istinat duvarı arkasında oluşan kırılma yüzeyi şekillerinin Şekil 1.6c'deki gibi olacağı açıktır. Bu durumda temel kalınlığı boyunca (CD yüzeyi) duvar yüzeyi ile zemin arasında temas olmakta, buna bağlı olarak zemin duvar arasında sürtünme etkisi ortaya çıkmaktadır. Ancak geleneksel yöntemlerle yapılan kırılma yüzeyi kabulleri ile kayma dişi ile birlikte imal edilmiş, kısa temelli konsol istinat duvarları

değerlendirildiğinde bu sürtünme etkisi ihmal edilmektedir (Şekil 1.6a). Dolayısıyla, bu tip yapılar için, geleneksel kayma yüzeyi şekilleri baz alınarak önerilmiş yanal toprak basıncı belirleme yöntemlerinin sağlıklı olmadığı Şekil 1.6c’de gösterilen kırılma yüzeylerini baz alan yeni hesap yöntemlerinin önerilmesinin gerekliliği ortaya çıkmıştır.



Şekil 1.6. Kısa temelli konsol istinat duvarı arkasında oluşan (a) Geleneksel kabule göre kırılma yüzeyi şekli, (b) Kamiloğlu ve Şadoğlu (2014) nun gözlemlerine göre kırılma yüzeyi şekli, (c) Kısa temelli, kayma dişli konsol istinat duvarı arkasında oluşması beklenen kırılma yüzeyi şekli.

Sonuç olarak, yukarda değinilmiş olan literatürdeki boşlukların doldurulması adına, yapılan bu çalışmada farklı konsol duvar şekillerinin kırılma yüzeyine olan etkilerinin deneysel olarak belirlenmesi, yapılan gözlemleri baz alan yeni bir hesap yönteminin önerilmesi amaçlanmıştır.

Yapılan çalışma kapsamında, dayanma yapısının temel uzunluğundaki, temel kalınlığındaki ve dolgunun sıklık değerindeki değişimin kırılma yüzeylerine olan etkisi,

bunun yanında ortamda aktif durum oluşturmak için kullanılan yöntemlerin kırılma yüzeyine olan etkileri deneysel olarak araştırılmıştır.

Deneysel çalışma sonucunda belirlenen kırılma yüzeyi şekilleri baz alınarak, statik durum için limit denge yaklaşımıyla ve dinamik durum için pseudo-statik yaklaşım ile yanal toprak itki katsayısı belirleme yöntemi önerilmiştir. Buna ek olarak, maksimum toprak itki katsayısı ve bu durumda kırılma yüzeylerinin yatayla yaptığı açı değerlerini veren program kodu yazılmıştır.



2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

2.1. Dayanma Duvarları Arkasında Oluşan Kırılma Yüzeylerinin Belirlenmesi

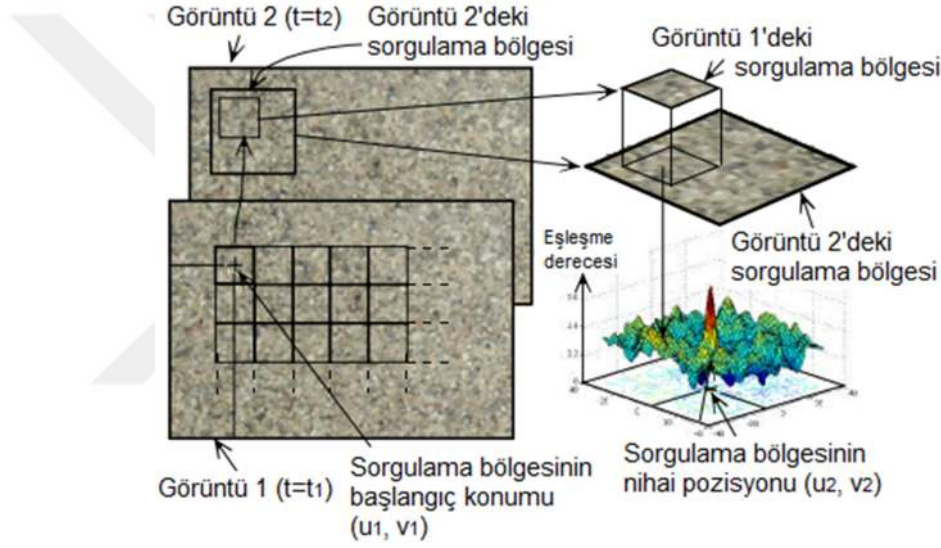
Akıştan dolayı taneli zeminlerde oluşan parçacık hareketlerinin belirlenmesi için, renkli tabakalar ve işaretleyiciler (Yoshida vd.,1994; Tejchman ve Gudehus, 2000), röntgen ışınları (Baxter vd., 1989; Tejchman ve Wu, 1995), fotogrametri ve steriofotogrametri (Desrues vd., 1996, Desrues ve Viggiani, 2004), MR görüntüleme (Nakawa vd., 1993; Ehrichs vd., 1995), x ışını tomografi tekniği (Desrues vd., 1996; Alshibli vd., 2000), elektrik dirençsel tomografi metodu (Jaworski ve Dyakowski, 2001; Niedostatkiwicz vd., 2008) gibi farklı teknikler kullanılmıştır. Akış durumunda parçacık hareketlerinin değerlendirilmesinde kullanılan bir diğer yöntem de parçacık görüntülü hız ölçüm yöntemidir (PIV). Söz konusu yöntem akışkanların deneysel analizinde kullanılmasına karşın, taneli malzemelerin akış karakteristiklerinin belirlenmesinde de kullanılmaktadır. Yapılan deneysel çalışmada PIVlab programı kullanılarak model dayanma duvarları arkasında oluşan kırılma yüzeyi şekilleri değerlendirilmiştir.

PIV analizi parçacık hareketlerinin belirlenmesi için görüntü dizisinin incelenmesi esasına dayanır. Dijital görüntülerde parlaklığın konumsal değişimi sonucu piksellerde farklı yoğunluk değerleri olmaktadır. PIV, bu yoğunluk farklarını kullanarak parçacıkların yer değiştirmesini belirlemektedir.

Deneysel çalışma kapsamında kullanılan PIVlab programı parçacıkların bir görüntüden diğer görüntülere takibini sağlamak adına çerçeve deformasyon ‘window deformation’ adı verilen yöntemi kullanmaktadır. Analizin başlangıcında program görüntü serisini Şekil 2.1’ de görüldüğü gibi sorgulama bölgelerine ayırır. Bu sorgulama bölgeleri ana görüntünün alt görüntüleri olup, söz konusu alt görüntülerin ölçü birimleri piksel olan özel boyutları olmaktadır. Çerçeve boyutları, takip edilecek olan malzeme çeşidine göre kullanıcıya bağlı olarak belirlenir. Parçacığın bir gözlem alanından değerine takibinin sağlanması için Şekil 2.1’de görüldüğü gibi ikinci görüntüde daha büyük bir sorgu bölgesi belirlenir. Program, ilk görüntüde belirlenmiş olan sorgu bölgesindeki yoğunluk değerlerini ikinci görüntüde belirlenen sınırlar içerisinde arar. PIVlab, piksel yoğunluk değerlerini takibinde eşitlik (2.1)’de gösterilen çapraz ilişki fonksiyonunu kullanır.

$$M_a x = \int_A f_1(x) f_2(x+a) dx^2 \quad (2.1)$$

Eşitlik (2.1)'de belirtilen çapraz ilişki fonksiyonunda 'A', korelasyon alanı olup, 'a', sorgu alanları arasında değişim ya da yer değiştirme vektörüdür. $f_1(x)$ ve $f_2(x)$, t_1 ve t_2 zaman aralıklarında belirlenen yoğunluk fonksiyonlarıdır. Bunun yanında $f_1(x)$ ve $f_2(x)$, birinci ve ikinci sorgu alanı olarak da düşünülebilir. Program, Şekil 2.1'de gösterildiği gibi görüntüler arasındaki yoğunluk değerlerini eşleştirir, en yüksek korelasyon değerinin bulunduğu bölgeyi belirler ve sonuç olarak yer değiştirmeler belirlenmiş olur.



Şekil 2.1. PIV analiz ilkeleri (White ve Take, 2002)

2.1.1. Deneysel Çalışma

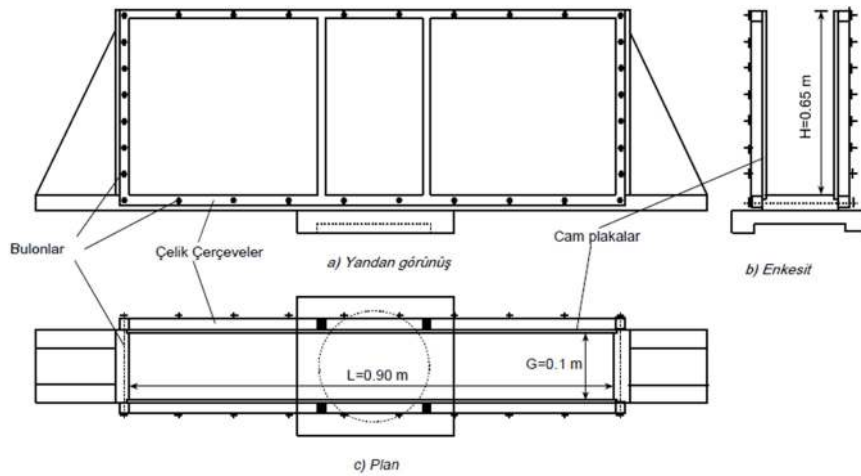
Yapılan çalışmada kohezyonsuz, taneli zemini destekleyen, kısa temelli konsol istinat duvarları arkasında, aktif durumda oluşan kırılma yüzeylerinin ve bu yüzeylere etki eden parametrelerin belirlenmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla, düzlem deformasyon koşulları altında, detayları Bölüm 2.1.1.1'de belirtilen, küçük ölçekli laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Yapılan deneylerde, farklı temel genişlikleri, temel kalınlıkları ve farklı sıklık değerleri altında, duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyi şekilleri incelenmiştir. Bunun yanında, zemin ortamında aktif durum iki farklı şekilde oluşturulmuş, aktif durum oluşturma şeklinin kırılma yüzeylerine etkisi incelenmiştir.

2.1.1.1. Deney Düzeni

Kırılma yüzeyi gözlemlerinde kullanılan ekipmanlar; deney tankı, yanal ötelenmeye uygun model dayanma duvarları, kum, deformasyon ölçüm saati, sıkıştırma aparatı, aydınlatma ekipmanları, tripod, saniyede sekiz kare çekim yapabilen dijital kamera (Samsung NX300), kablolu uzaktan kumanda (Samsung ED-SR2NX02), yanal öteleme ekipmanlarından oluşmaktadır. Deneyler, K.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümünün Geoteknik Laboratuvarında ve Bayburt Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir.

2.1.1.2. Deney Tankı

Deneylerde kullanılan, Şekil 2.2’ de gösterilen, dikdörtgen prizma şekilli tank; 0.9 m uzunluğunda, 0.1 m genişliğinde ve 0.65 m yüksekliğindedir. Alt ve yan yüzleri empenyelenmiş ahşap malzemeden imal edilen tankın ön ve arka yüzlerine 10 mm kalınlığında cam levhalar monte edilmiştir. Montajın daha sağlıklı olması adına levha çevresine L biçimli kanallar açılmıştır. Sıkılaştırma esnasında ahşap çerçevenin deformasyonunun engellenmesi adına tankın her iki tarafına masif ahşap takozlar monte edilmiştir (Şekil 2.2). Zeminde aktif durum oluşturmak amacıyla model dayanma yapısına yatay ötelenme oluşturulması için, tankı destekleyen ahşap takozun bir tanesine 10 mm çapında kanal açılmıştır.



Şekil 2.2. Deney tankı boyutları

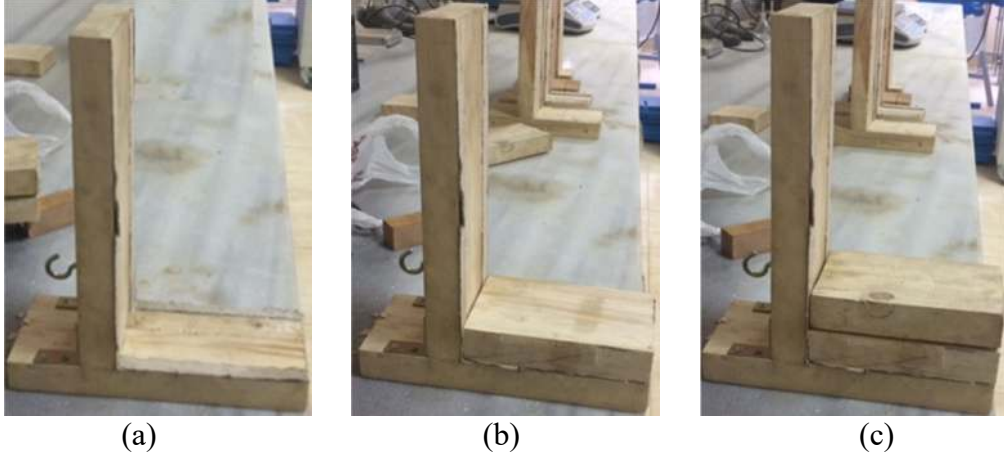
2.1.1.3. Model Dayanma Duvarı

Kırılma yüzeyi gözlemlerinde ahşap malzemeden imal edilmiş, model istinat duvarları kullanılmıştır. Söz konusu duvarlar, konsol istinat duvarı tipinde olup 0.3 m yüksekliğinde ve 0.1 m uzunluğunda imal edilmişlerdir. Çalışmada temel genişlik değerinin kırılma yüzeylerine olan etkisinin incelenmesi adına Şekil 2.3’de gösterilen, beş adet, farklı temel genişlik değerine sahip ($b=0.03$ m, 0.06 m, 0.09 m, 0.12 m, 0.15 m) model dayanma duvarları kullanılmıştır.



Şekil 2.3. Deneylerde kullanılan model istinat duvarları

Temel kalınlığının, kırılma yüzeyi şekline olan etkisinin belirlenmesi adına, her bir temel uzunluğu değeri için üç farklı temel kalınlık değerindeki ($H_3=0.03$ m, 0.06 m, 0.09 m) model istinat duvarları deneylerde kullanılmıştır (Şekil 1.5). Şekil 2.4’de 0.15 m temel genişlik değerine sahip model dayanma duvarı için üç farklı temel kalınlık değeri görülmektedir ($\beta=b/H$, $\alpha=H_3/H$).



Şekil 2.4. Farklı temel kalınlıklarındaki model istinat duvarları (a) 0.03m, (b) 0.06m, (c) 0.09m

Yapılan deneysel çalışmada, Şekil 2.3’de görülen model duvarlar üzerine Şekil 2.5’de gösterilen, duvar temel boyutlarıyla uyumlu, 0.03 m kalınlığında ahşap plakalar monte edilmesi sureti ile temel kalınlıkları arttırılmıştır. Bu sayede, sabit temel genişliği değeri için temel kalınlık değelerindeki değışimin kırılma yüzeylerine olan etkisi araştırılmıştır.



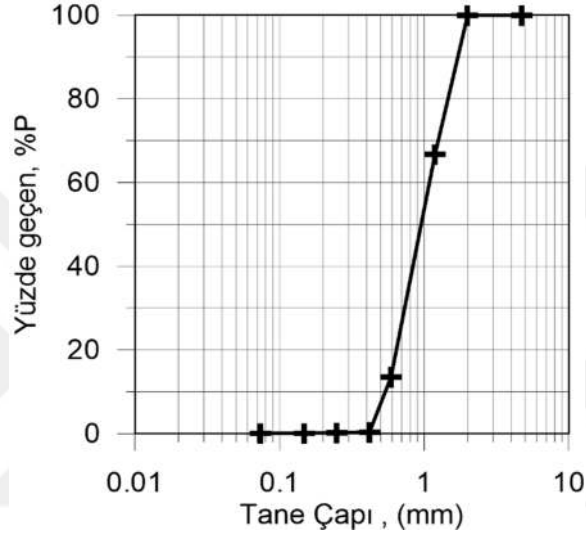
Şekil 2.5. Farklı temel kalınlıklarının sağlanması için kullanılan ahşap plaklar

2.1.1.4. Deneyde Kullanılan Kumun Özellikleri

Çalışmada, PIV analizlerinin daha hassas yapılabilmesi amacıyla, TS EN 196-1 standartlarına uygun CEN standart kumu 40’nolu elekten elenmiş, elek üzerinde kalan malzeme deneylerde dolgu malzemesi olarak kullanılmıştır. Elde edilen yeni malzemenin özelliklerinin belirlenmesi amacıyla elek analizi, tane özgül ağırlık, minimum-maksimum sıklık ve bir takım direkt kesme ve üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır.

2.1.1.4.1. Elek Analizi

Deneysel çalışmada dolgu malzemesi olarak kullanılacak olan materyalin kum olması sebebiyle ASTM D-6913 standartlarına uygun, kuru yöntemle elek analizi yapılmıştır. Yapılan deneysel çalışma sonucunda Şekil 2.6 'da gösterilmiş olan tane çapı dağılımı eğrisi elde edilmiştir. Birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine (USCS) göre deneylerde kullanılan zeminin kötü derecelenmiş kum (SP) sınıfında olduğu belirlenmiştir.



Şekil 2.6. Deneysel çalışmada kullanılan kumun tane çapı dağılımı eğrisi

2.1.1.4.2. Dane Özgül Yoğunluk Deneyi

Kum zemin dane özgül yoğunluğu, 4 nolu elek altı malzemelere uygun olan ASTM D 854 deney standardı kullanılarak belirlenmiştir. Bu kapsamda deney üç kez tekrarlanmış, elde edilen sonuçların ortalaması alınarak zeminin dane özgül yoğunluk değeri Tablo 2.1' de gösterilen şekilde belirlenmiştir.

Tablo 2.1. Kum zeminin dane özgül yoğunluk değeri

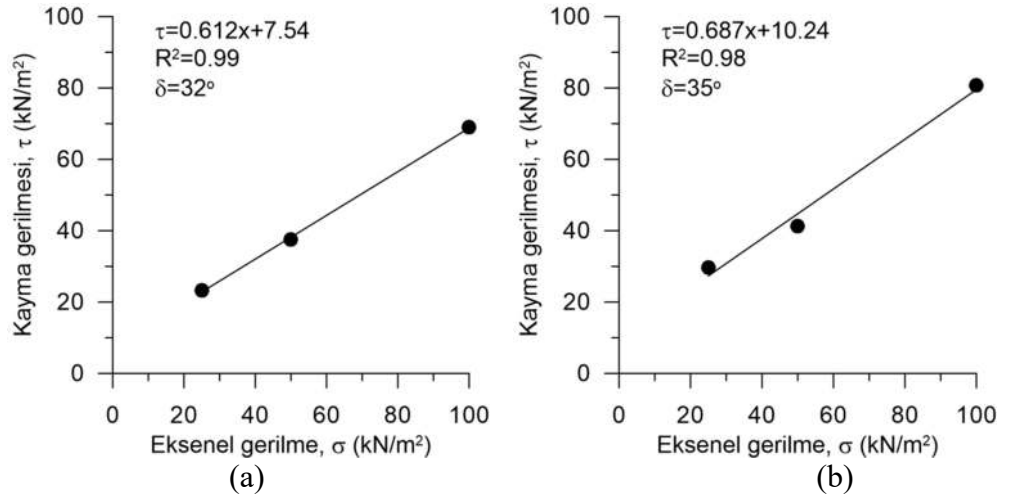
	Deney 1	Deney 2	Deney 3
Tane Özgül Yoğunluk	2.65	2.65	2.64
Ortalama Özgül Yoğunluk	2.65		

2.1.1.4.3. Maksimum-Minimum Sıkılık Deneyleri

Deneyde kullanılan malzemenin rölatif sıkılık değerlerinin belirlenmesi için minimum sıkılık için ASTM D-4254 ve maksimum sıkılık değerini belirlenmesi için ASTM D-4253 standartlarında deneyler yapılmıştır. Deneyler sonucunda minimum ve maksimum sıkılık değerleri sırasıyla 14.12 kN/m^3 ve 16.70 kN/m^3 olarak elde edilmiştir.

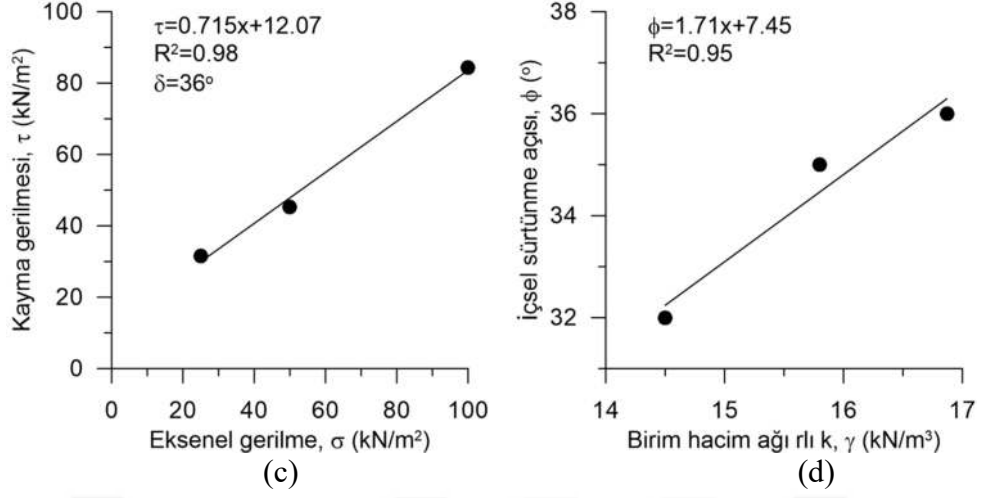
2.1.1.4.4. Kesme Kutusu ve Üç Eksenli Basınç Deneyleri

Çalışma kapsamında yapılan küçük ölçekli deneylerde duvar-zemin ve tank camı-zemin arasında oluşan sürtünme açılarının belirlenmesi için ASTM D-3080 standardına uygun kesme deneyleri yapılmıştır. Her malzeme için ayrı yapılan deneylerde, kesme kutusunun alt kısmına model duvar ya da cam parçası yerleştirilmiş, üst kısma ise kum zemin yerleştirilmiştir. Deneyler, 0.09 kN, 0.18 kN ve 0.36 kN ağırlıklar kullanılarak, farklı sıkılık durumları için tekrar edilmiştir ($\gamma = 14.5 \text{ kN/m}^3$, 15.8 kN/m^3 , 16.87 kN/m^3). Şekil 2.7’de duvar–zemin için farklı sıkılık değerleri sonucunda elde edilen sürtünme açıları ve sürtünme açılarının birim hacim ağırlık değerleri ile değişimleri gösterilmiştir.

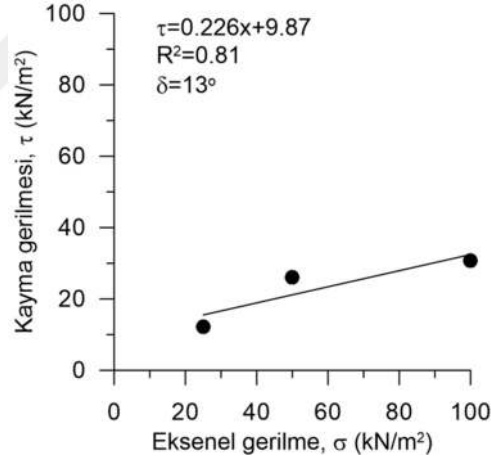


Şekil 2.7. (a) Gevşek durum için duvar-zemin sürtünme açısı ilişkisi, (b) Orta sıkı durum için duvar-zemin sürtünme açısı ilişkisi, (c) Sıkı durum için duvar-zemin sürtünme açısı ilişkisi, (d) Kesme kutusu deneyleri sonrası sıkılık-sürtünme açısı ilişkisi

Şekil 2.7'nin devamı



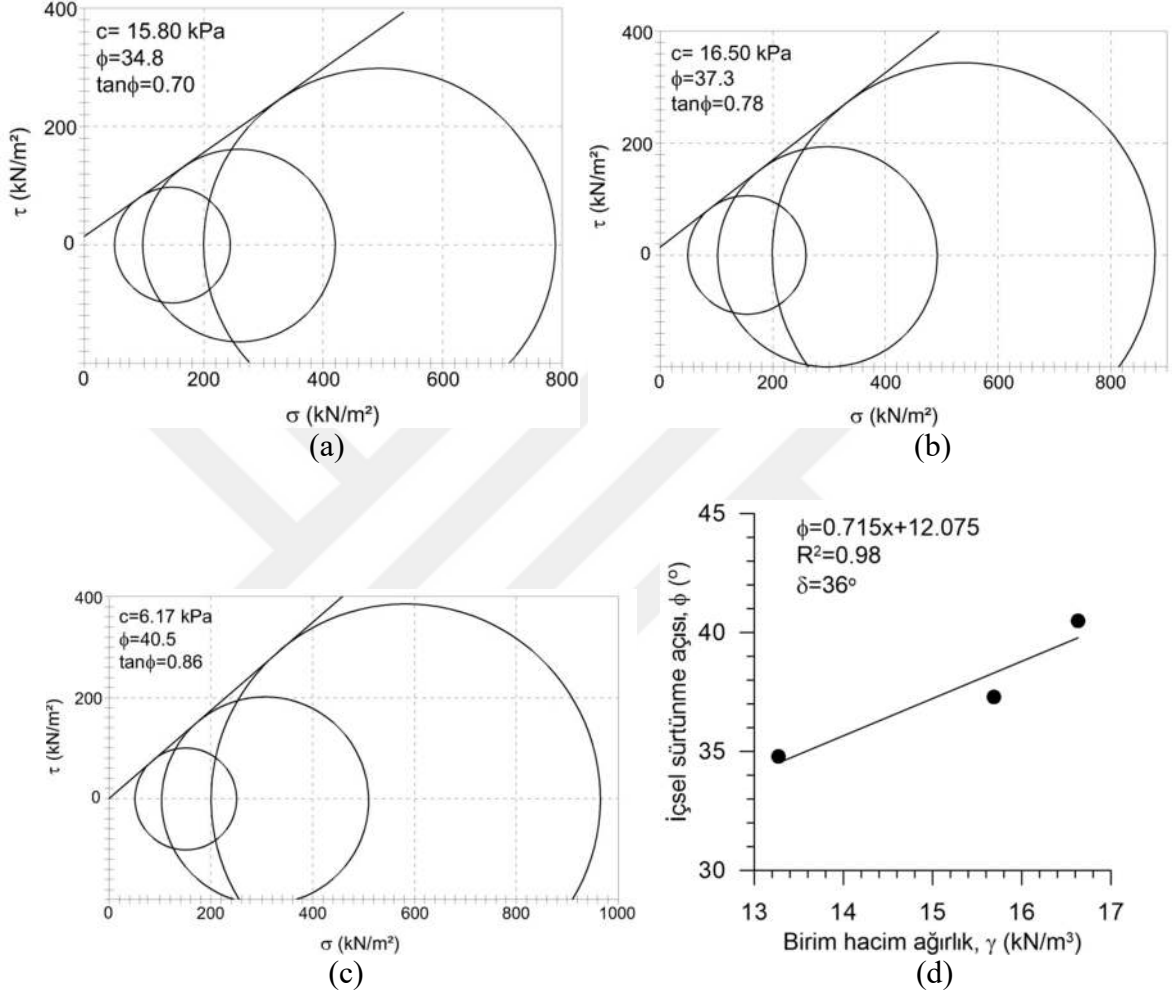
Şekil 2.8'de ise gevşek durumda ($\gamma = 14.5 \text{ kN/m}^3$) cam-zemin arasındaki sürtünme açısı görülmektedir.



Şekil 2.8. Gevşek durum için cam-zemin sürtünme açısı ilişkisi

Deneylerin büyük kısmında, model dayanma duvarı arkasına gevşek sıklıkta kum yerleştirilmiştir ($\gamma = 14.50 \text{ kN/m}^3$ ve $D_r = \%16$). Farklı sıklık etkisinin irdelenmesi amacıyla duvar arkasına, rölatif sıklık derecesi sıkı sınıfında olan ($\gamma = 16.40 \text{ kN/m}^3$ ve $D_r = \%89$) kum zemin yerleştirilmiştir. Farklı sıklık durumlarındaki zeminin içsel sürtünme açısının belirlenmesi amacıyla ASTM D 7181-11 standardına göre konsolidasyonsuz-drenajsız üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Deneyler, 50 kPa, 100 kPa ve 200 kPa hücre basıncı altında yapılmış ve gevşek ($\gamma = 13.20 \text{ kN/m}^3$, $D_r = 0$), orta sıkı ($\gamma = 15.70 \text{ kN/m}^3$, $D_r = \%65$),

çok sıkı ($\gamma=16.60 \text{ kN/m}^3$, $Dr=96\%$) durumlar için tekrar edilmiştir. Şekil 2.9'da farklı sıklık değerleri için elde edilen τ - σ grafikleri ve sıklık- içsel sürtünme açısı değişimi grafikleri görülmektedir.



Şekil 2.9. (a) Gevşek durum için içsel sürtünme açısı, (b) Orta sıkı durum için içsel sürtünme açısı, (c) Sıkı durum için içsel sürtünme açısı, (d) Deneyler sonrası sıklık- içsel sürtünme açısı ilişkisi

Üç eksenli basınç deneyleri sonucu elde edilen grafiklerin incelenmesi sonucunda, çok küçük düzeylerde de olsa zeminde, kohezyon görülmektedir. Deneysel çalışma öncesinde kumun, 40 nolu elekten yıkanarak elenmesi ve tamamen kurutulması, zeminde kohezyon gözlenmesini imkansız kılmaktadır. Mohr kırılma teorisinde, zeminler için elde edilen kırılma zarfının, doğrusal olmayan karakterli olduğu anlaşılmaktadır. Gerek üç eksenli basınç, gerekse kesme kutusu deneylerinde kırılma zarfının doğrusal çizilmesi, nonlinear karakterli kırılma zarfını, lineer olarak tanımlama

zorunluluğu doğurmaktadır. Bu durumda da kırılma zarfı doğrusu dikey eksenle kesişmekte ve zeminde çok küçük kohezyon oluştuğu algısını yaratmaktadır.

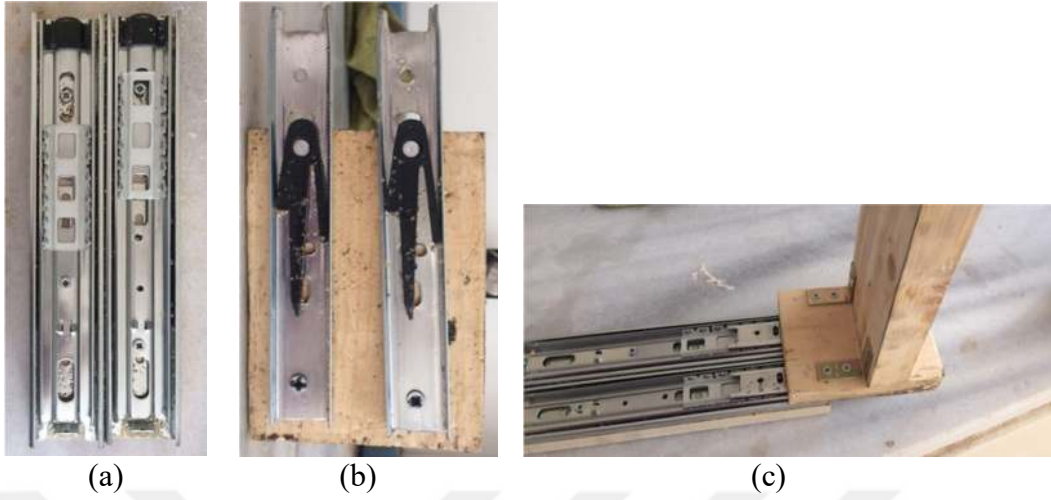
2.1.1.5. Deneylerde Aktif Durum Oluşturmak İçin Kullanılan Deformasyon Tipleri

Yapılan deneysel çalışma kapsamında, model dayanma yapısı, yatay ötelenme etkisine maruz bırakılarak, taneli zemin ortamında aktif durum oluşturulmuş, bu suretle duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri belirlenmiştir. Kırılma yüzeyi gözlemlerinin küçük ölçekli laboratuvar deneyleri ile yapılmasından ötürü deneylerde kullanılan duvar yükseklikleri 0.3 m olarak belirlenmiştir. Model duvarın 0.3 m yükseklikli dolguyu destekliyor olması, düşük yanal toprak basıncını doğurmaktadır. Düşük yanal toprak basınçlarının, duvar-zemin arasındaki sürtünmeyi yenememesi nedeniyle model duvarda ötelenme olmamaktadır. Sonuç olarak, duvarda öteleme etkisinin oluşması için, ya dışarıdan sürtünmeyi yenecek kuvvetin duvara etkilmesi ya da duvar-zemin arasındaki sürtünmenin azaltılması gerekmektedir. Çalışmada, model duvara düzlemsel ötelenme etkisi iki farklı şekilde uygulanmıştır. Bunlardan ilkinde duvar sabit hızla çekilmiş, diğer durumda ise duvar, kendisine gelen zemin itkisi ile ötelenmesi sağlanmıştır.

2.1.1.5.1. Model Duvarın Zemin İtkisi ile Ötelenmesi

Bu öteleme şeklinde amaç, duvar tabanı ile zemin arasındaki sürtünme kuvvetini azaltmak ve bu sayede düşük yanal toprak basınçlarında sürtünme etkisini yenerek duvarın ötelenmesini sağlamaktır. Bu nedenle, söz konusu ötelenmenin sağlanması için, Şekil 2.10a ve 2.10b 'de gösterilen düzenek, tüm model duvarlarda kullanılmıştır.

Çalışma kapsamında iki parçalı sürtünme azaltıcı düzenek kullanılmıştır. Düzenegin ana parçası olan kızak Şekil 2.10a'da gösterilmiştir. Bu alüminyumdan imal edilmiş olan kızağa oluklar açılmış, açılan oluklara çelik bilyelere bağlanmış, tek yönlü serbestliği olan plakalar monte edilmiştir. Model duvarların taban kısmına Şekil 2.10b' gösterilen raylar monte edilmiş ve raylara bağlı model duvar, kızaklara Şekil 2.10c'de gösterilen şekilde yerleştirilmiştir. Sürtünmenin daha da azaltılması amacıyla kızaklar yağlanmış ve yatay zemin itkilerinin duvar-zemin arasındaki sürtünmeleri yenerek zeminde dış müdahale olmadan kırılmanın oluşabileceği ortam elde edilmiştir.



Şekil 2.10. (a) Model duvar parçaları, (b) Model duvar tabanına yerleştirilmiş kızaklar, (c) Raya oturtulmuş model duvar.

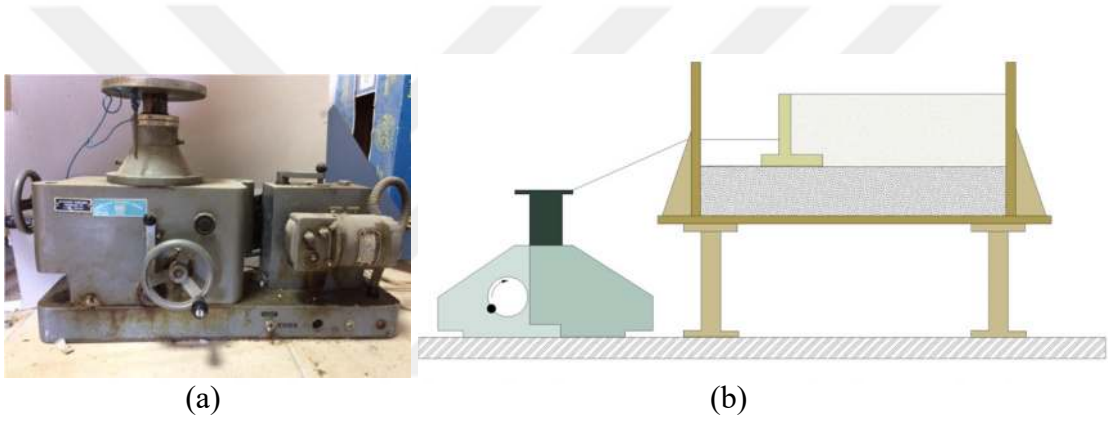
Deney esnasında Şekil 2.11’da görülen düzenek yardımıyla duvarın ötelenmesi sağlanmıştır. Bu düzeneğin elde edilmesi amacıyla deney tankının sol tarafına 10 mm çapında delik açılmış ve bu deliğe bir cıvata sabitlenmiştir. Bu cıvataya uygun, uzunluğu 300 mm olan, 0.5 mm hatveli vidaya dönmeyi kolaylaştıracak bir kol monte edilmiştir. Deneye başlamadan önce kol döndürülerek, vida model duvara destek olacak şekilde ilerletilmiştir (Şekil 2.11). Deney esnasında kol ters tarafa döndürülerek vida tarafından uygulanan destek çekilir ve duvarın zemin tarafından ötelenmesi sağlanmıştır.



Şekil 2.11. Zemin itkisi ile duvar ötelenmesinde kullanılan mekanizma.

2.1.1.5.2. Model Duvarın Çekme Etkisine Maruz Bırakılarak Ötelenmesi

Bu yöntemle göre yapılan çalışmalarda amaç, ötelenmeye karşı koyan sürtünme kuvvetlerini dışardan ek kuvvet kullanılarak yenilmesi ve model duvara yatay ötelenmenin yaptırılmasıdır. Bu durumda yatay ötelenme zemin itkisi ile oluşmak yerine yapay olarak oluşturulur. Çalışmada, çekme etkisi Şekil 2.12a'da gösterilen üç eksen basınç aleti yükleme aparatı ile sağlanmıştır. Model dayanma yapılarına tabandan itibaren 0.1 m yüksekliğinde kancalar monte edilmiş, bu kancalar da ucu çekme düzeneğine bağlı çelik teller geçirilmiştir. Sonuç olarak Şekil 2.12b'de şematize edilen deformasyon durumu elde edilmiştir.



Şekil 2.12. (a) Çekme etkisini oluşturan dişli piston düzeneği, (b) Aktif durumun çekme etkisi ile oluşturulmasında kullanılan mekanizma.

2.1.2. Tipik Bir Kırılma Yüzeyi Gözleminin Yapılışı

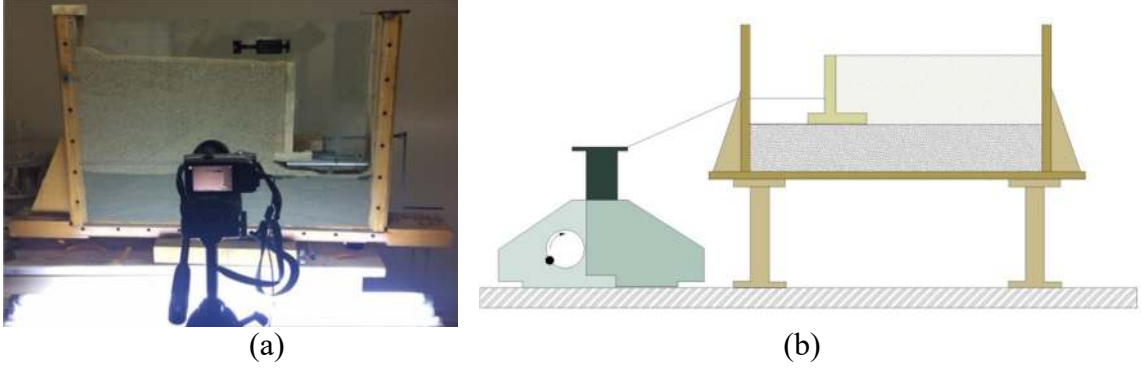
Yapılan deneylerde, model dayanma duvarının tanka yerleştirilmesini takiben, gevşek sıklığın oluşturulması için deney kumu, ağız çapı 0.04m olan huni yardımıyla, tank uzunluğu boyunca hareket ettirilerek deney tankına yerleştirilmiştir. Yüksek sıklık değerinin yakalanması istendiği durumda ise yağmurlama ve mekanik sıkıştırma yöntemleri kullanılmıştır. Schanz ve Vermeer (1996), Hammad (1991)'ın yapmış oldukları çalışmalardan düşük sıklık değerlerinde dilatansi açılarının sıfır olarak değerlendirildiği görülmektedir. Yapılan çalışmada, kırılma dilatansi açısının kırılma yüzeylerine etki etmemesi için çalışmanın büyük bölümünde zemin dolgusu düşük rölatif sıklık değerlerinde hazırlanmıştır. Dolgunun sıklık değeri dolgu sırasında tanka yerleştirilen

yoğunluk kaplarından ve dolgu ağırlığı ve dolgu hacminin belirlenmesi suretiyle saptanmıştır.

Model duvarlar ve yanal yüzeyler arasında oluşan sürtünme etkisinin önüne geçilmesi için model duvarların genişlikleri tank genişliğinden 2 mm daha küçük boyutlandırılmıştır. Söz konusu boşluklara kum malzemenin dolmaması için duvar-cam yüzey temas bölgesi boyunca mukavva kartonlar kullanılmıştır. Deney sırasında duvarın yatay öteleme miktarının belirlenebilmesi için dijital deformasyon ölçer, model dayanma duvarının üst noktasına temas edecek şekilde cam yüzeye yapıştırılmıştır. Deneylerde duvar temel uzunluğunun ve duvar temel kalınlığının kırılma yüzeylerine olan etkisi farklı boyutlarda model duvar kullanılarak belirlenmiştir. Horvath (1991), nümerik yöntemle yapmış olduğu çalışmada, aktif durumda temel şeklinin, duvara etkileyen aktif toprak basıncı üzerinde dikkate değer bir etkisinin olmadığına değinmiştir. Bu nedenle, çalışmanın teorik bölümünde temel kalınlığına vurgu yapmak için kayma dışı hesaplamalarda göz önünde tutulmuş, deneysel kısımlarda ise kayma dışı kullanılmamıştır.

Deneysel çalışmada, farklı sıklık değerlerindeki dolgunun kırılma yüzeylerine olan etkisi de incelenmiştir. Dolguda farklı sıklık değerlerinin elde edilmesi için dolgunun üst noktasına 0.1 m genişliğinde, 0.3 m kalınlığında ahşap plaka yerleştirilmiş, bu plakaya standart proktor tokmağı ile sıkıştırma darbeleri uygulanmıştır. Proktor çekicinin darbelerinin cam yüzeylerde deformasyona sebebiyet vermesinin önlenmesi için sıkıştırma sırasında çelik profilden imal edilen çerçeveler tankın ahşap gövdesine monte edilmiştir. Deney esnasında görüntü alınabilmesi için dijital fotoğraf makinesi tank yüzeyine dik biçimde konumlandırılmıştır. Görüntü alımı sırasında gölgelerin ve yansımaların azaltılması için tankın alt tarafına Şekil 2.13a ve 2.13b 'de görülen şekilde ışık kaynakları yerleştirilmiştir.

Kırılma yüzeyi deneyleri zeminde aktif durum uygulama tipine göre iki farklı şekilde gerçekleştirilmiştir. Aktif durumun zemin etkisiyle oluştuğu durumda Şekil 2.13a'de görülen kol döndürülerek geriye doğru çekilmiş, bu esnada düşük sürtünmeli raylara oturan model duvar zemin etkisi ile ötelenmiştir. Kolun döndürülmeye başlamasıyla birlikte uzaktan kumanda ile dijital makinenin seri çekim modu aktif edilmiş ve ortalama 1 mm'de bir görüntü alımı sağlanmıştır. Şekil 2.13b'de aktif durumun çekme etkisi ile oluşturulduğu durum görülmektedir. Bu durumda, rijit telle model duvara bağlanmış olan çekme düzeneği sabit hızda ters yönlü olarak çalıştırılmış, hareketle birlikte kamera seri çekime başlayarak deformasyon sürecini kaydetmiştir.



Şekil 2.13. (a) Aktif durumun toprak itkisi ile oluştuğu durumda hazırlanan kırılma yüzeyi belirleme deneyi genel görünümü, (b) Aktif durumun çekme etkisi ile oluştuğu durumda hazırlanan kırılma yüzeyi belirleme deneyi genel görünümü

Yapılan deney sonucunda elde edilen görüntü serileri, Thieliçke ve Stamhuis (2014) tarafından geliştirilen PIVlab programı kullanılarak analiz edilmiştir. Deneysel çalışmadan elde edilen görüntü serileri File/New session sekmesi kullanılarak programa yüklenmiş ve ara yüzde, görüntü sıralama stili 1-2, 2-3, 3-4 olacak şekilde ayarlanmıştır. Görüntü serisinin programa yüklenmesini takiben, Analyze settings / Exclusions (ROI, Mask) sekmesinden programa, analiz yapılacak bölge ve analize sokulmaması istenilen bölgeler tanıtılmıştır. Böylece analiz süresi kısaltılmıştır. Görüntü ön-işleme (Image pre-processing) yöntemi olarak CLAHE (Contrast-limited adaptive histogram equalization) tercih edilmiştir. Analyses settings / PIV settings sekmesi kullanılarak, analizlerde kullanılacak olan çapraz korelasyon yöntemi, FFT (Direct Fourier transform correlation with multiple passes and deforming windows), olarak seçilmiştir. Yapılan analizler, söz konusu korelasyon yöntemini kullanarak birkaç aşamada gerçekleştirilmiştir. İlk aşamada görüntü verisindeki deformasyonların güvenli şekilde belirlenmesi adına nispeten geniş sorgu alanları kullanılmış, düşük vektör çözünürlüklerinden kaçınmak için diğer aşamalarda sorgu alanı giderek küçültülmüştür. Yapılan çalışmada analiz hassasiyetinin yüksek olması için, analizler üç aşamada gerçekleştirilmiştir (Dört aşamalı analizler de uygulanabilir). Bu kapsamda, başlangıç sorgu alanı 64 px olarak belirlenmiş, diğer aşamalarda giderek küçülen alanlar kullanılmıştır (32 px, 16 px). Yapılan çalışmalar sonrasında Analysis/Analyze/Analyze all frames sekmesi kullanılarak analiz başlatılmıştır. Yapılan analiz sonucunda gerekli görülmesi halinde Post processing / Vector validation sekmesi kullanılarak vektör doğrulaması yapılmıştır. Yapılan analiz sonucunda elde edilen

çıktılar Plot/Modify plot appearance ve Plot/Drive parameters sekmeleri yardımıyla modifiye edilmiştir.

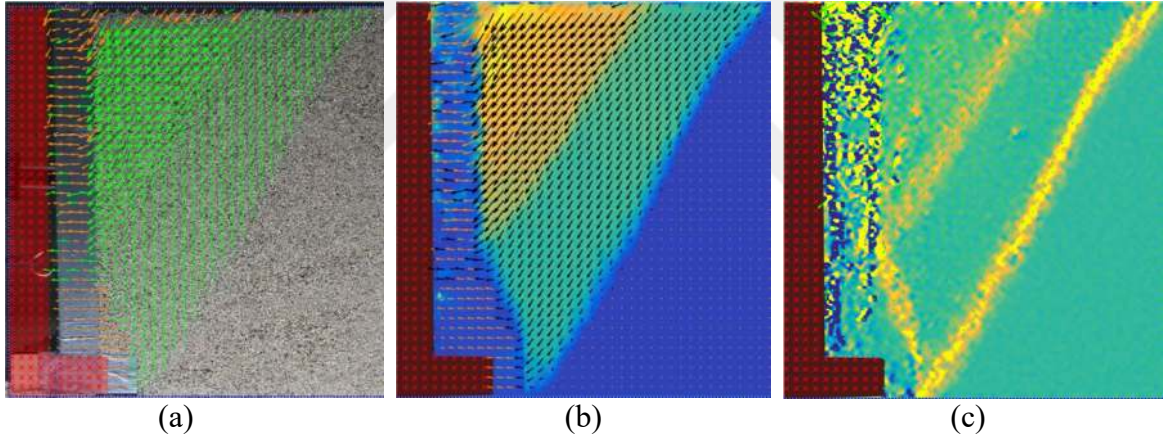
2.1.3. Deneysel Çalışma Sonucunda Elde Edilen Kırılma Yüzeyleri

Taneli zemini destekleyen model duvar arkasındaki kırılma yüzeylerinin belirlenmesine yönelik deneysel çalışmalara ait bilgiler Tablo 2.2’de özetlenmiştir. Yapılan deneysel çalışmada, içsel sürtünme açısı yaklaşık 36° olan dolguyu destekleyen, temel uzunluğu 0.03m, 0.06m, 0.09m, 0.12m, 0.15m olan model dayanma duvarları kullanılarak, temel uzunluğundaki değişimin kırılma yüzeylerine olan etkisi gözlemlenmiştir. Her bir temel genişlik değeri için 0.03m, 0.06m, 0.09m olan farklı temel kalınlıklarında kırılma yüzeyi gözlemleri yapılmıştır. Zemin ortamında aktif durum oluşturmak için kullanılan metotlar arasındaki farkın değerlendirilmesi adına iki farklı yöntem kullanılarak yukarıda değinilen deneyler tekrar edilmiştir. Deneylerde sıklık değerinin etkisinin değerlendirilmesi adına, dört farklı rölatif sıklık değerinde kırılma yüzeyi belirleme deneyleri yapılmıştır. Yapılan deneylerde model duvarın temel uzunluğu 0.06m temel yüksekliği ise 0.03m olarak belirlenmiştir.

Çalışmada duvar uzunluğunu pasifize etmek için, temel uzunluğunun duvar uzunluğuna oranı olan β katsayısı, temel kalınlığının duvar uzunluğuna oranı olan α katsayısı sırası ile temel uzunluğu ve temel kalınlığı yerine kullanılmıştır. Şekil 2.14’de $\beta=0.1$, $\alpha=0.1$ durumu için elde edilen görüntü analiz sonuçları görülmektedir. Bu durumda, dolgu, içsel sürtünme açısı 36° , düşük sıklıkta ($\gamma=14.40 \text{ kN/m}^3$, $D_r=\%12$) olacak şekilde hazırlanmıştır. Model dayanma yapısı çekme etkisine maruz bırakılarak zemin ortamında aktif durum meydana getirilmiştir. Şekil 2.14a’da zemin ortamındaki yer değiştirmelerin vektörel olarak gösterimi yapılmış, Şekil 2.14b’de dikey yönlü deformasyonlar gösterilmiştir. Şekil 2.14c’de ise zemin ortamındaki şekil değiştirme alanları gösterilmiştir.

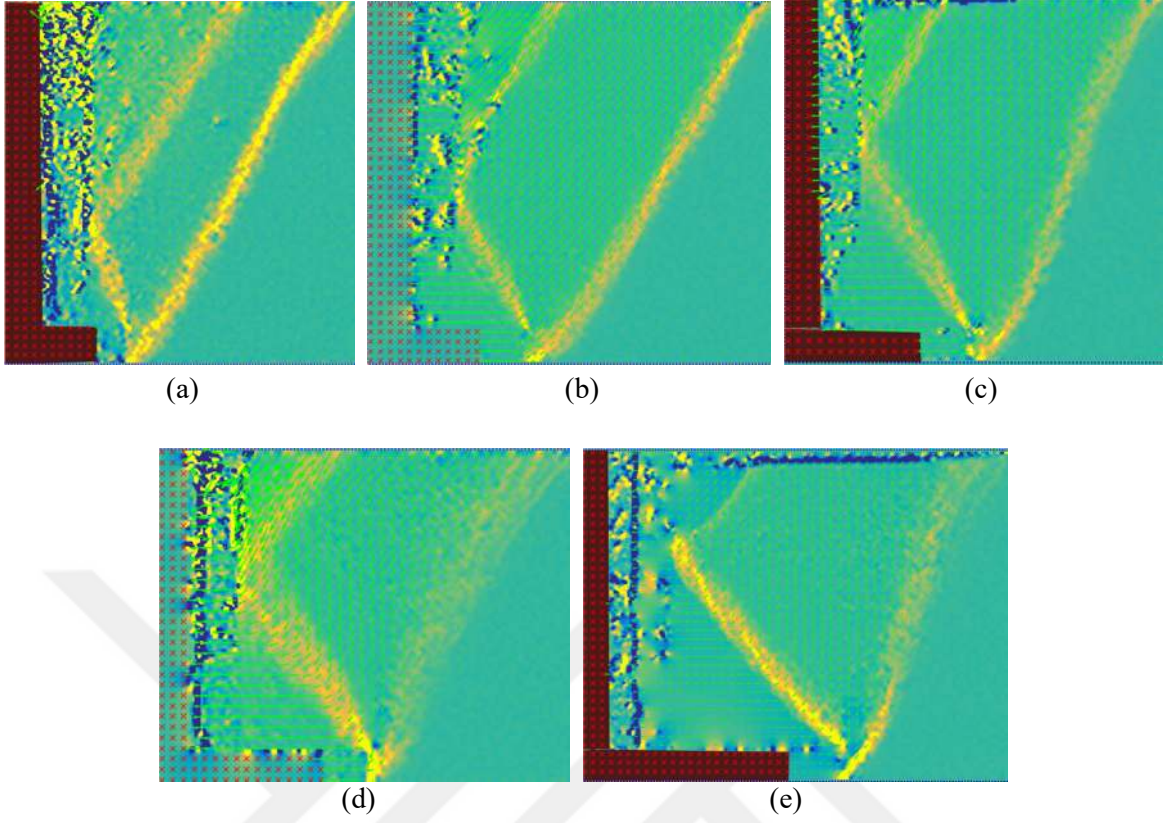
Tablo 2.2. Kırılma yüzeyi belirlemeye yönelik bilgiler

D. No	α	β	ϕ	Öteleme Tipi	D. No	α	β	ϕ	Öteleme Tipi
A-1	0.1	0.1	36°	Çekme etkisi	B-1	0.1	0.1	36°	Zemin itkisi
A-2	0.1	0.2	36°	Çekme etkisi	B-2	0.2	0.1	36°	Zemin itkisi
A-3	0.2	0.2	36°	Çekme etkisi	B-3	0.3	0.1	36°	Zemin itkisi
A-4	0.3	0.2	36°	Çekme etkisi	B-4	0.1	0.2	36°	Zemin itkisi
A-5	0.1	0.3	36°	Çekme etkisi	B-5	0.2	0.2	36°	Zemin itkisi
A-6	0.2	0.3	36°	Çekme etkisi	B-6	0.3	0.2	36°	Zemin itkisi
A-7	0.3	0.3	36°	Çekme etkisi	B-7	0.1	0.3	36°	Zemin itkisi
A-8	0.1	0.4	36°	Çekme etkisi	B-8	0.2	0.3	36°	Zemin itkisi
A-9	0.2	0.4	36°	Çekme etkisi	B-9	0.3	0.3	36°	Zemin itkisi
A-10	0.3	0.4	36°	Çekme etkisi	B-10	0.1	0.4	36°	Zemin itkisi
A-11	0.1	0.5	36°	Çekme etkisi	B-11	0.2	0.4	36°	Zemin itkisi
A-12	0.2	0.5	36°	Çekme etkisi	B-12	0.3	0.4	36°	Zemin itkisi
A-13	0.3	0.5	36°	Çekme etkisi	B-13	0.1	0.5	36°	Zemin itkisi
					B-14	0.2	0.5	36°	Zemin itkisi
					B-15	0.3	0.5	36°	Zemin itkisi
					B-16	0.1	0.2	40°	Zemin itkisi



Şekil 2.14. $\beta=0.1$, $\alpha=0.1$ değeri için; (a) Zemin deformasyonlarının vektörel gösterimi, (b) Dayanma duvar arkasında oluşan dikey yönlü deformasyonlar, (c) Basit şekil değiştirme oranı.

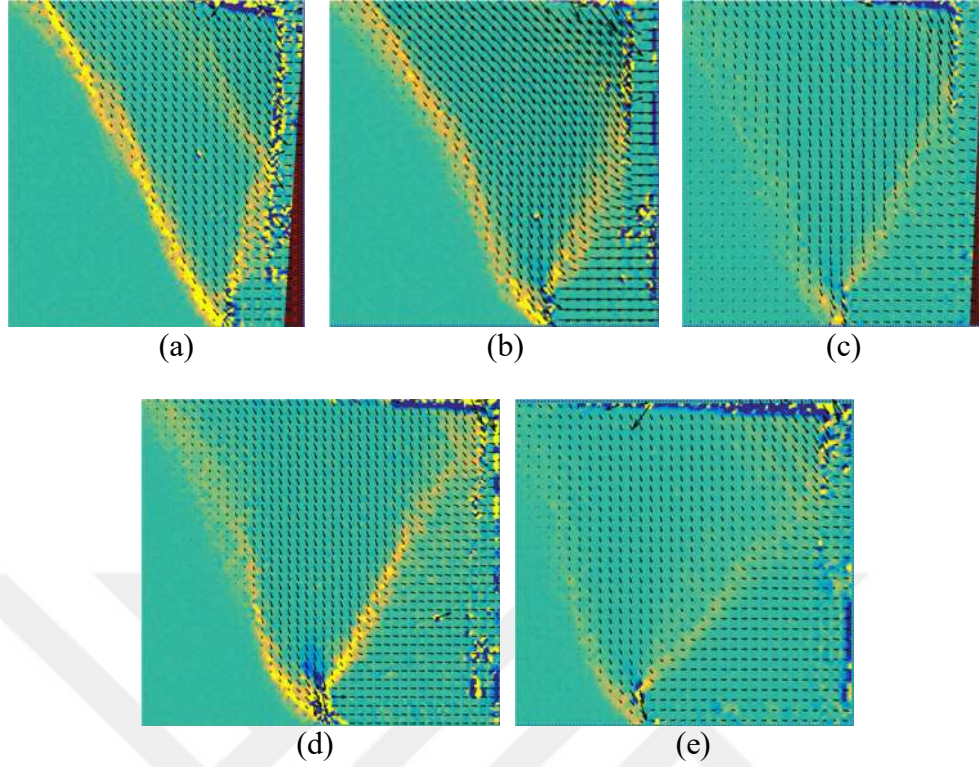
Şekil 2.15’de aktif şartlar altında, içsel sürtünme açısı 36°, birim hacim ağırlığı 14.40 kN/m³ olan zemini destekleyen, temel kalınlık katsayısı 0.1 olan, farklı temel genişlik katsayılarına sahip model dayanma yapıları arkasında oluşan kırılma yüzeyleri görülmektedir. Söz konusu deney serisinde aktif durum, model duvarların çekme etkisine maruz bırakılması ile oluşturulmuştur.



Şekil 2.15. Model duvara çekme etkisi uygulanarak elde edilen aktif şartlar altında farklı β değerlerinin kırılma yüzeyine etkisi; (a) $\beta=0.1$, $\alpha=0.1$, (b) $\beta=0.2$, $\alpha=0.1$, (c) $\beta=0.3$, $\alpha=0.1$, (d) $\beta=0.4$, $\alpha=0.1$, (e) $\beta=0.5$, $\alpha=0.1$

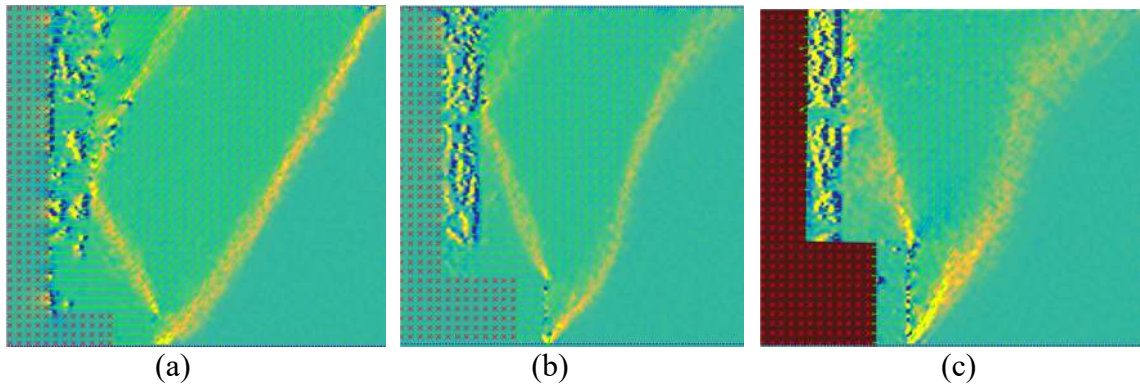
Zeminde aktif durum oluşturma şekillerinin kırılma yüzeyine olan etkisini değerlendirmek adına, yukarıda değinilmiş olan model duvarlar kullanılarak, aynı rölatif sıklık değerinde kırılma yüzeyi gözlemleri yapılmıştır. İlk deney serisinden farklı olarak, bu deney serisinde, zemin itkisi ile model duvarın yatay ötelenmesi sağlanmış ve bu sayede zemin ortamında aktif durum oluşturulmuştur. Yapılan deneyler sonucunda Şekil 2.16'de belirtilmiş olan kırılma yüzeyleri elde edilmiştir.

Farklı temel kalınlıklarının kırılma yüzeyleri üzerindeki etkilerinin gözlenmesi için her temel genişlik değeri için ($\beta=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$), üç farklı temel kalınlık değerinde ($\alpha=0.1, 0.2, 0.3$) kırılma yüzeyi belirleme deneyleri yapılmıştır. Söz konusu şartlar altında yapılan deneylerde, zemin sıklığı ve içsel sürtünme açısı sırası ile 14.4 kN/m^3 ve 36° olarak belirlenmiştir. Deneyler, aktif durumun çekme etkisi ile oluşturulduğu durum ve aktif durumun zemin itkisi ile oluşturulduğu durum için iki farklı şekilde yapılmıştır.



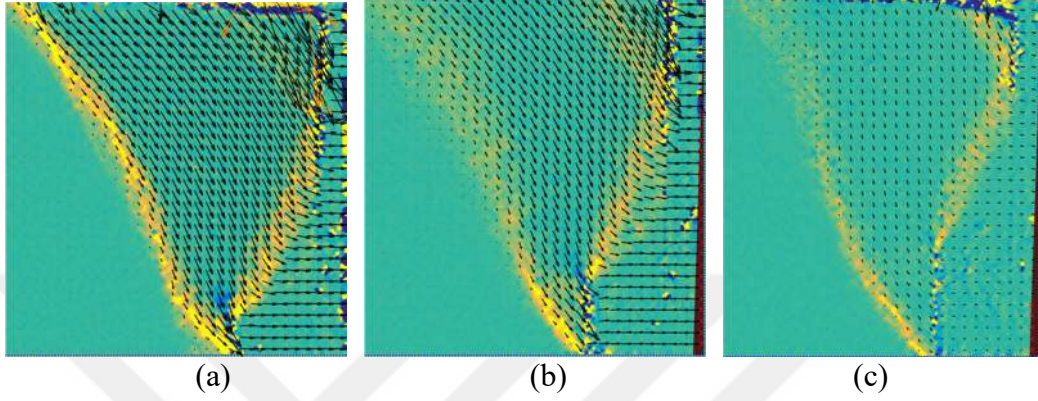
Şekil 2.16. Zemin itkisi ile elde edilen aktif şartlar altında farklı β değerlerinin kırılma yüzeyine etkisi; (a) $\beta=0.1$, $\alpha=0.1$, (b) $\beta=0.2$, $\alpha=0.1$, (c) $\beta=0.3$, $\alpha=0.1$, (d) $\beta=0.4$, $\alpha=0.1$, (e) $\beta=0.5$, $\alpha=0.1$

Şekil 2.17’de çekme etkisi ile aktif şartların oluşturulduğu, $\beta=0.2$ temel kalınlık katsayısı için üç farklı temel kalınlık değerindeki model duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri görülmektedir (Diğer temel genişlik katsayıları için elde edilen kırılma yüzeyleri Ek Şekil 1.1-1.3’de verilmiştir).



Şekil 2.17. Çekme etkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.2$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri; (a) $\beta=0.2$, $\alpha=0.1$, (b) $\beta=0.2$, $\alpha=0.2$, (c) $\beta=0.2$, $\alpha=0.3$

Şekil 2.18’de zemin itkisi ile aktif şartların oluşturulduğu, $\beta=0.2$ temel kalınlık katsayısı için üç farklı temel kalınlık değerindeki model duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri görülmektedir (Diğer temel genişlik katsayıları için elde edilen kırılma yüzeyleri Ek Şekil 1.3-1.6’de verilmiştir).



Şekil 2.18. Zemin itkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.2$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri; (a) $\beta=0.2$, $\alpha=0.1$, (b) $\beta=0.2$, $\alpha=0.2$, (c) $\beta=0.2$, $\alpha=0.3$

Farklı dolgu sıkılıklarının kırılma yüzeyleri üzerindeki etkilerinin gözlenmesi adına dayanma yapısı arkasında iki farklı rölatif sıkılık değerinde dolgu hazırlanmıştır. Düşük rölatif sıkılıkta dolgunun hazırlanması için 0.04m çapında huni kullanılarak tank, dipten başa doldurulmuştur. Zemin içerisine yerleştirilen yoğunluk kapları ile gevşek durumda zeminin birim hacim ağırlığının 14.4 kN/m^3 rölatif sıkılık değerinin ise %12 olduğu belirlenmiştir. Şekil 2.9d’de, grafik kullanılarak zeminin içsel sürtünme açısının yaklaşık 36° olduğu belirlenmiştir. Rölatif sıkılık bakımından sıkı sınıfında olan dolgunun hazırlanması amacıyla yağmurlama yöntemi ve darbeli sıkıştırma yöntemleri bir arada kullanılmıştır. Sıkıştırma sonucunda yoğunluk kaplarından, zemin birim hacim ağırlığının 16.20 kN/m^3 ve rölatif sıkılık değerinin % 83 olduğu belirlenmiş, Şekil 2.9d’de gösterilen grafiğin kullanılması sonucunda, sıkı durumdaki zeminin içsel sürtünme açısının 40° olduğu görülmüştür. Diğer deneylere benzer olarak her iki durumda da zemin ortamında aktif durumun zemin itkisi ile oluşmasına müsaade edilerek kırılma süreci kayıt altına alınmış, yapılan PIV analizi sonucunda kırılma yüzeyi şekilleri elde edilmiştir.

Duvarın temel kalınlığı ve dolgu tarafındaki temel uzunluğu duvarın toplam yüksekliği cinsinden bir katsayıya bağlanmıştır. Böylelikle farklı temel kalınlıkları ve temel genişlikleri için kolaylıkla uygulanabilecek boyutsuz bağıntılar elde edilebilecektir. Duvar arkasında kuvvetlerin etki ettiği bölgelere bağlı olarak yükseklikler aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

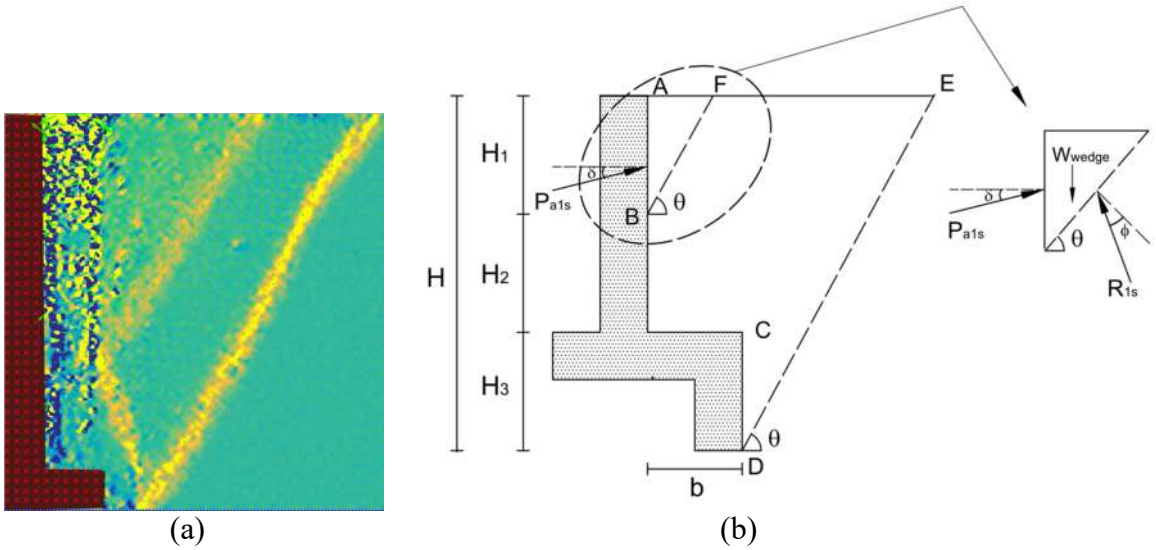
$$b = \beta H \quad (2.2)$$

$$H_3 = \alpha H \quad (2.3)$$

$$H_2 = \tan \psi b = \beta H \tan \psi \quad (2.4)$$

$$H_1 = H - H_2 - H_3 = H - H \beta \tan \psi - \alpha H = H (1 - \beta \tan \psi - \alpha) \quad (2.5)$$

Yapılan deneysel çalışma sonrasında elde edilen kırılma yüzeyi görüntüleri baz alınarak (Şekil 2.20a), düz yüzeye sahip dolgularda aktif duvar ötelenmesi durumunda Şekil 2.20b'de görülen, birbirlerine paralel, kayma yüzeylerinin oluştuğu anlaşılmaktadır. Bu nedenle, limit durumda olduğu kabul edilen dolgu zemininde Şekil 2.20b'de de gösterildiği gibi BF hattı boyunca kırılma yüzeyinin oluştuğu kabul edilmiştir. Buradan hareketle I. bölgeye gelen P_{a1s} kuvvetinin belirlenmesinde Şekil 2.20b'de görülen üçgen zemin parçasına gelen kuvvetlerin yatay ve dikey dengesi göz önünde bulundurulmuştur.



Şekil 2.20. (a) Aktif durumda model konsol duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyi şekli, (b) I. Bölgede oluşan üçgen kamaya gelen yükler

Bölgedeki kamaya gelen yüklerin yatay ve düşey yönde değerlendirilerek çözümü sonucunda Pa_{3s} değeri aşağıdaki gibi belirlenmiştir.

$$w_{CFD} = 0,5H\alpha \cot(\theta)H\alpha \quad (2.12)$$

$$w_{CFD} = 0,5H^2\gamma \cot(\theta)\alpha^2 \quad (2.13)$$

$$w_{sürşarj} = (H_1 + H_2) \cot(\theta)\alpha H\gamma \quad (2.14)$$

$$w_{sürşarj} = H^2\gamma \cot(\theta)\alpha(1-\alpha) \quad (2.15)$$

$$\sum w = H^2\gamma\alpha \cot \theta(1-0,5\alpha) \quad (2.16)$$

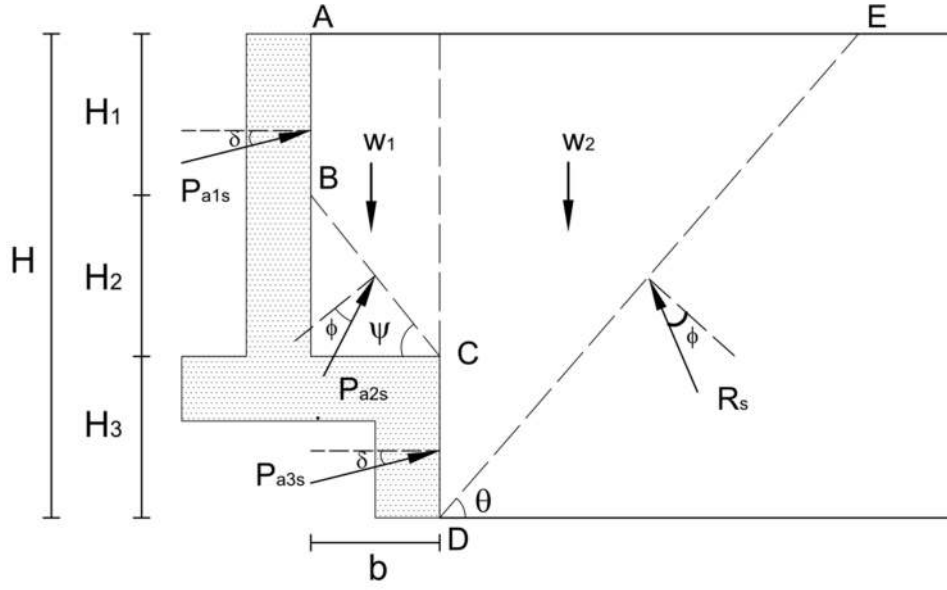
$$\sum X = 0 \rightarrow Pa_{3s} \cos \delta = R_{3s} \cos(90 - \theta + \phi) \quad (2.17)$$

$$R_{3s} = \frac{Pa_3 \cos \delta}{\cos(90 - \theta + \phi)} \quad (2.18)$$

$$\sum Z = 0 \rightarrow Pa_{3s} \sin \delta + R_{3s} \sin(90 - \theta + \phi) = w \quad (2.19)$$

$$Pa_{3s} = H^2\gamma \frac{\alpha \cot \theta(1-0,5\alpha)}{(\sin \delta + \tan(90 - \theta + \phi) \cos \delta)} \quad (2.20)$$

II. bölgeye etkiyen Pa_{2s} kuvvetinin hesaplanmasında eşitlik (2.11) ve eşitlik (2.20) ile belirlenmiş olan Pa_{1s} ve Pa_{3s} kuvvetleri ve çokgen kamanın ağırlığının göz önünde bulundurulmuştur. Yatay ve düşeyde kuvvet dengesi oluşturularak Pa_2 kuvveti iki bilinmeyenli denklemler yardımıyla belirlenmiştir. Konsol duvar arkasında oluşan kamanın ağırlığının hesaplanmasında kolaylık olması adına Şekil 2.22'de görüldüğü gibi çokgen kama iki parçaya ayrılmıştır



Şekil 2.22. Pa_{2s} itkisinin belirlenmesinde göz önünde bulundurulan itkiler ve zemin kamaları

$$w_1 = \frac{(2H_1 + H_2)\beta H\gamma}{2} \quad (2.21)$$

$$w_1 = H^2\gamma\beta(1 - \alpha - 0,5\beta \tan \psi) \quad (2.22)$$

$$w_2 = 0,5H^2\gamma \cot \theta \quad (2.23)$$

$$\sum w_i = H^2\gamma[(1 - \alpha - 0,5\beta \tan \psi)\beta + 0,5 \cot \theta] \quad (2.24)$$

$$\sum X = 0$$

$$Pa_{1s} \cos \delta + Pa_{2s} \cos(90 - \psi + \phi) + Pa_{3s} \cos \delta = R_s \cos(90 - \theta + \phi) \quad (2.25)$$

Eşitlik (2.25)'de Pa_{1s} ve Pa_{3s} değerleri yerine eşitlik (2.11) ve (2.20)'un koyulması ile oluşturulacak olan iki bilinmeyenli birinci denklem aşağıdaki gibi belirlenir.

$$H^2\gamma \left[\frac{\cot \theta \cos \delta}{(\sin \delta + \cos \delta \tan(90 - \theta - \phi))} \left[0,5(1 - \alpha - \beta \tan \psi)^2 + \alpha(1 - 0,5\alpha) \right] \right] + Pa_{2s} \cos(90 - \psi + \theta) = R_s \cos(90 - \theta + \phi) \quad (2.26)$$

$$\sum Z = 0$$

$$Pa_{1s} \sin \delta + Pa_{2s} \sin(90 - \psi + \phi) + \sin \delta Pa_{3s} + R_s \sin(90 - \psi + \phi) = w \quad (2.27)$$

Eşitlik (2.27)'de Pa_{1s} , Pa_{3s} , w değerleri yerine sırasıyla eşitlik (2.11), (2.20), (2.24)'ün koyulması ile oluşturulacak olan iki bilinmeyenli ikinci denklem aşağıdaki gibi belirlenir.

$$H^2 \gamma \left\{ \left[\frac{\cot \theta \sin \delta}{(\sin \delta + \cos \delta \tan(90 - \theta + \phi))} \left[0,5(1 - \alpha - \beta \tan \psi)^2 + \alpha(1 - 0,5\alpha) \right] \right] \right. \\ \left. - \left[(1 - \alpha - 0,5\beta \tan \psi) + 0,5 \cot \theta \right] \right\} \\ + Pa_{2s} \sin(90 - \psi + \phi) + R_s \sin(90 - \theta + \phi) = 0 \quad (2.28)$$

Eşitlik (2.26) ve Eşitlik (2.28)'de belirlenen denklemler hesap kolaylığı olması için aşağıda belirtilen forma sokulmuştur.

$$A_s = \left[\frac{\cot \theta \sin \delta}{(\sin \delta + \cos \delta \tan(90 - \theta + \phi))} \left[0,5(1 - \alpha - \beta \tan \psi)^2 + \alpha(1 - 0,5\alpha) \right] \right] \quad (2.29)$$

$$B_s = \left[(1 - \alpha - 0,5\beta \tan \psi) + 0,5 \cot \theta \right] \quad (2.30)$$

$$C_s = \left[\frac{\cot \theta \cos \delta}{(\sin \delta + \cos \delta \tan(90 - \theta + \phi))} \left[0,5(1 - \alpha - \beta \tan \psi)^2 + \alpha(1 - 0,5\alpha) \right] \right] \quad (2.31)$$

$$A_s - B_s + Pa_{2s} \sin(90 - \psi + \phi) + R_s \sin(90 - \theta + \phi) = 0 \quad (2.32)$$

$$C_s + Pa_{2s} \cos(90 - \psi + \phi) - R_s \cos(90 - \theta + \phi) = 0 \quad (2.33)$$

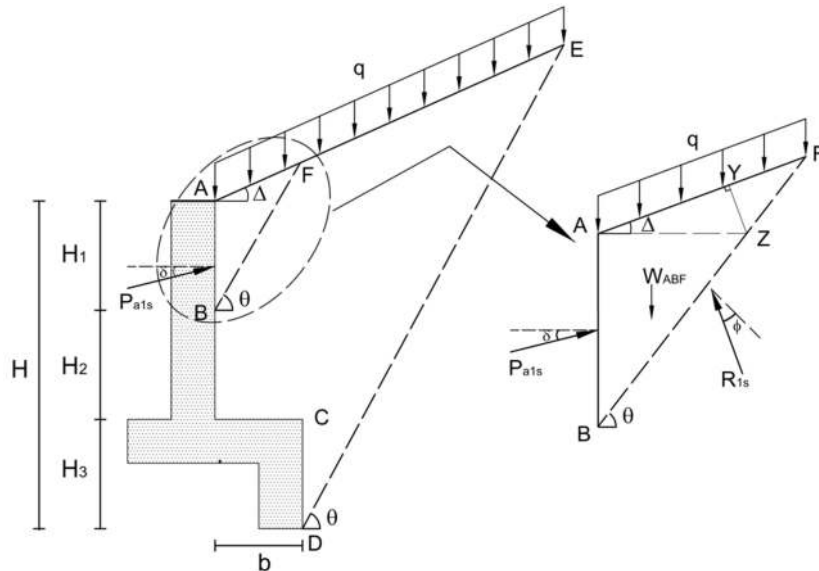
Elde edilen Eşitlik (2.32) ve Eşitlik (2.33)'in taraf tarafa toplanması ile Pa_{2s} değeri aşağıdaki gibi belirlenmiştir.

$$Pa_{2s} = H^2 \gamma \left[\frac{\cos(90 - \theta + \phi)B_s - \cos(90 - \theta + \phi)A_s - \sin(90 - \theta + \phi)C_s}{\sin(\psi + \theta - 2\phi)} \right] \quad (2.34)$$

2.2.2. Statik Durumda, Sürşarj Yüküne Maruz, Eğimli Dolguyu Destekleyen Duvar İçin Toprak İtki Katsayısının Türetilmesi

Çalışmanın bu kısmında, sürşarj yükü (q) ve zemin eğimi (Δ) parametreleri de problemin içine dahil ederek, statik şartlar altında aktif durumda kısa temelli konsol istinat duvarlarına etkiyen zemin itki katsayısı formülasyonu çıkarılmıştır. Ana hatları Bölüm 2.2.1.'de verilmiş olan probleme benzer şekilde bu kısımda da duvar üç bölgeye ayrılmış, her bir bölgeye gelen zemin itkileri ayrı ayrı hesaplanmıştır.

Şekil 2.23’de söz konusu durum için 1. Bölgeye etkiyen kuvvetler görülmektedir. Düz yüzeyli dolguyu destekleyen duvar için önerilen toprak itki katsayısı belirleme yönteminde olduğu gibi bu kısımda da Şekil 2.23’de gösterilen kamanın dengesi baz alınarak hesaplamalar yapılmıştır. Bölüm 2.2.1.’den farklı olarak, bu kısımda yayılı yük olarak verilen sürşarj yükü AF mesafesiyle çarpılarak hesaplamalarda kullanılmıştır. Zemin kamasının ağırlığının belirlenmesinde Şekil 2.23’de görülen AFB zemin kaması, AZF ve ABZ olarak iki kısımda incelenmiştir. ABZ kamasının ağırlığı eşitlik (2.6) formülü ile verilmesinden ötürü türetilişine bu kısımda değinilmemiştir. AZF kamasının ağırlığının belirlenmesinde H_1 yüksekliği ve sinüs teoremi kullanılarak alan hesabı ve sürşarj yükü hesabında gerekli olan mesafeler belirlenmiştir.



Şekil 2.23. Sürşarj yüküne maruz eğimli yüzeyli dolguyu destekleyen dayanma duvarının 1. Bölgesine etkiyen Pa_{1s} itkisi.

AF mesafesi sinüs teoremi kullanılarak H_1 cinsinden aşağıdaki gibi belirlenir.

$$\frac{AZ}{\sin(\theta - \Delta)} = \frac{AF}{\sin(180 - \theta)} \quad (2.35)$$

$$\frac{H_1 \cot \theta}{\sin(\theta - \Delta)} = \frac{AF}{\sin \theta} \quad (2.36)$$

$$AF = \frac{H_1 \cot \theta \sin \theta}{\sin(\theta - \Delta)} \quad (2.37)$$

YZ mesafesi ise aşağıdaki gibi ifade edilir.

$$YZ = H_1 \cot \theta \sin \Delta \quad (2.38)$$

Eşitlik (2.37) ve (2.38)'in kullanılmasıyla AZF kamasının ağırlığı aşağıdaki gibi belirlenir.

$$w_{AZF} = 0.5\gamma (AF)(YZ) \quad (2.39)$$

$$w_{AZF} = 0.5\gamma \left(\frac{H_1 \cot \theta \sin \theta}{\sin(\theta - \Delta)} \right) (H_1 \cot \theta \sin \Delta) \quad (2.40)$$

Eşitlik (2.6) ve (2.40)'ın toplanması sonucunda ABF kamasının ağırlığı ve Pa_{1s} zemin itkisi aşağıdaki gibi belirlenir.

$$w_{ABF} = 0.5\gamma H_1^2 \cot \theta \left[1 + \frac{\cos \theta \sin \Delta}{\sin(\theta - \Delta)} \right] \quad (2.41)$$

$$\sum X = 0$$

$$Pa_{1s} \cot \delta = R_{1s} \cos(90 - \theta + \phi) \quad (2.42)$$

$$R_{1s} = \frac{\cos \delta Pa_{1s}}{\cos(90 - \theta + \phi)} \quad (2.43)$$

$$\sum Z = 0$$

$$Pa_{1s} \sin \delta + R_{1s} \sin(90 - \theta + \phi) = w_{AFB} + |AF|q \quad (2.44)$$

$$Pa_{1s} \sin \delta + Pa_{1s} \tan(90 - \theta + \phi) \cos \delta = \left[\begin{aligned} &0.5\gamma H_1^2 \cot \theta \left[1 + \frac{\cos \theta \sin \Delta}{\sin(\theta - \Delta)} \right] \\ &+ \frac{H_1 \cot \theta \sin \theta}{\sin(\theta - \Delta)} q \end{aligned} \right] \quad (2.45)$$

$$Pa_{1s} = H^2 \gamma \frac{(1 - \beta \tan \psi - \alpha) \cot \theta \left[\begin{aligned} &0.5(1 - \beta \tan \psi - \alpha) \left[1 + \frac{\cos \theta \sin \Delta}{\sin(\theta - \Delta)} \right] \\ &+ \frac{q}{H\gamma} \frac{\cos \theta}{\sin(\theta - \Delta)} \end{aligned} \right]}{\sin \delta + \tan(90 - \theta + \phi) \cos \delta} \quad (2.46)$$

Eşitlik (2.46)'da gösterilen eşitlik duvar yüksekliği parametresinden bağımsız hale getirilmesi için sürşarj yükü, duvar yüksekliği ve dolgu birim hacim ağırlığı parametrelerinden oluşan yeni bir birimsiz katsayılar türetilmiş ve tüm itki formüllerinde kullanılmıştır (Pa_{1s} , Pa_{2s} , Pa_{3s}). Bu veriler ışığında elde edilen yani Pa_{1s} formülü aşağıdaki gibidir.

$$X = \frac{q}{H\gamma} \quad (2.47)$$

$$Pa_{1s} = H^2 \gamma \frac{(1 - \beta \tan \psi - \alpha) \cot \theta \left[\begin{aligned} &0.5(1 - \beta \tan \psi - \alpha) \left[1 + \frac{\cos \theta \sin \Delta}{\sin(\theta - \Delta)} \right] \\ &+ X \frac{\cos \theta}{\sin(\theta - \Delta)} \end{aligned} \right]}{\sin \delta + \tan(90 - \theta + \phi) \cos \delta} \quad (2.48)$$

Şekil 2.24'de üçüncü bölgede aktif durumda oluşan kırılma yüzeyleri ve bu kırılma yüzeylerinin oluşturduğu üçgen kamaya gelen itkiler görülmektedir. Şekil 2.24'de itkiler baz alınarak CDF kaması tarafından duvara etkitilen Pa_{3s} kuvveti aşağıdaki gibi belirlenmektedir.

Şekildeki w_1 ve w_2 ağırlıkları eşitlik (2.22) ve eşitlik (2.23) ile aynı olup w_3 ağırlığı aşağıdaki gibi belirlenir.

$$w_3 = 0.5H^2\gamma \sin \Delta \frac{\sin \theta}{\sin(\theta - \Delta)} (\beta + \cot \theta)^2 \quad (2.58)$$

$$\sum w = H^2\gamma \left[0.5 \sin \Delta \frac{\sin \theta}{\sin(\theta - \Delta)} (\beta + \cot \theta)^2 + \beta(1 - \alpha - 0.5 \tan \psi) + 0.5 \cot \theta \right] \quad (2.59)$$

$$\sum X = 0$$

$$Pa_{1s} \cos \delta + Pa_{2s} \cos(90 - \psi + \phi) + Pa_{3s} \cos \delta = R_s \cos(90 - \theta + \phi) \quad (2.60)$$

Eşitlik (2.60)'da belirtilen Pa_{1s} ve Pa_{3s} yerine eşitlik (2.48) ve eşitlik (2.57)'nin koyulmasıyla oluşturulacak olan iki bilinmeyenli denklemin birinci kısmı belirlenir.

$$\sum Z = 0$$

$$\left[Pa_{1s} \sin \delta + Pa_{2s} \sin(90 - \psi + \phi) \right] + \left[Pa_{3s} \sin \delta + R_s \sin(90 - \theta + \phi) \right] = \sum w + q|AE| \quad (2.61)$$

AE mesafesi sinüs teoremi kullanılarak aşağıdaki gibi belirlenir.

$$\frac{\sin(\Delta - \theta)}{H(\beta + \cot \theta)} = \frac{\sin \theta}{|AE|} \quad (2.62)$$

$$|AE| = \frac{H(\beta + \cot \theta) \sin \theta}{\sin(\Delta - \theta)} \quad (2.63)$$

Eşitlik (2.61)'de belirtilen Pa_{1s} ve Pa_{3s} ve AE yerine eşitlik (2.48), (2.57) ve (2.63)'nün koyulması ile iki bilinmeyenli denklemin ikinci kısmı belirlenir. Elde edilen birinci ve ikinci denklemin taraf tarafa toplanması sonucunda Pa_{2s} aşağıdaki gibi belirlenir.

Hesaplama sonucunda elde edilen sonuçların sade olması amacı ile aşağıda belirtilen kısaltmalar kullanılmıştır.

$$A = \frac{H^2\gamma \cos \delta \cot \theta}{\sin \delta + \tan(90 - \theta + \phi) \cos \delta} \left[\begin{aligned} &0.5(1 - \beta \tan \psi - \alpha)^2 \left[1 + \frac{\cos \theta \sin \Delta}{\sin(\theta - \Delta)} \right] \\ &+ \alpha[(1 - 0.5\alpha)] + 0.5 \tan \Delta (2\beta + \alpha \cot \theta) \end{aligned} \right] \quad (2.64)$$

$$B = \frac{H^2 \gamma \cos \delta X}{\sin \delta + \tan(90 - \theta + \phi) \cos \delta} \left[\frac{\cos \theta}{\sin(\theta - \Delta)} (1 - \beta \tan \psi - \alpha) + \frac{\alpha \cot \theta}{\cos \Delta} \right] \quad (2.65)$$

$$C = H^2 \gamma \left[0.5 \sin \Delta \frac{\sin \theta}{\sin(\theta - \Delta)} (\beta + \cot \theta)^2 + \beta (1 - \alpha - 0.5 \tan \psi) + 0.5 \cot \theta \right] \quad (2.66)$$

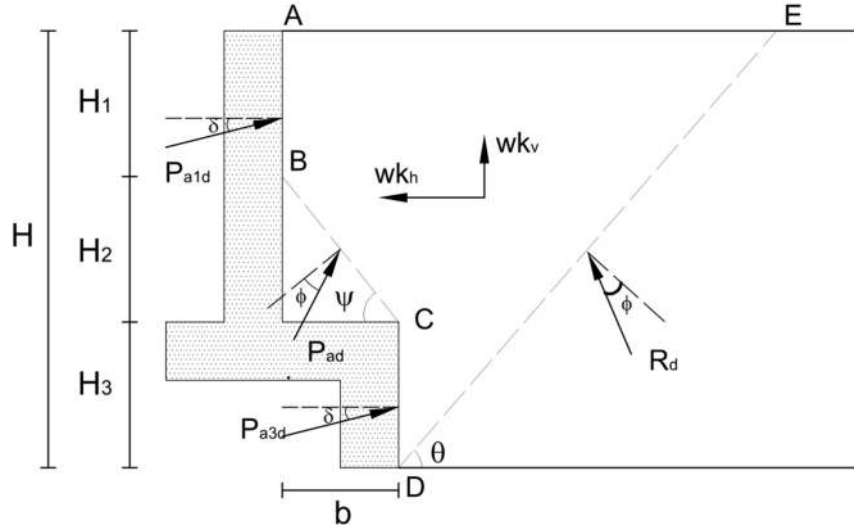
$$D = \frac{H^2 \gamma \sin \delta \cot \theta}{\sin \delta + \tan(90 - \theta + \phi) \cos \delta} \left[0.5 (1 - \beta \tan \psi - \alpha)^2 \left[1 + \frac{\cos \theta \sin \Delta}{\sin(\theta - \Delta)} \right] + \alpha [(1 - 0.5 \alpha)] + 0.5 \tan \Delta (2\beta + \alpha \cot \theta) \right] \quad (2.67)$$

$$E = H^2 \gamma \left[X \left[\frac{\sin \delta \cot \theta \left[(1 - \beta \tan \psi - \alpha) \frac{\cos \theta}{\sin(\theta - \Delta)} + \frac{\alpha}{\cos \Delta} \right]}{\sin(\Delta - \theta)} \right] \right] \quad (2.68)$$

$$Pa_{2s} = \frac{(A + B) \sin(90 - \theta + \phi) + (C - D - E) \cos(90 - \theta + \phi)}{\sin(\psi + \phi - 2\phi)} \quad (2.69)$$

2.2.3. Dinamik Durumda Düz Yüzeyli Dolguyu Destekleyen Duvar İçin Toprak İtki Katsayısının Türetilmesi

Bu kısımda, duvara gelen itkilerin, pseudo-statik yöntem kullanılarak θ , ψ , δ , β , α , ϕ , k_h , k_v , γ , H parametreleri cinsinden ifade edilmeleri amaçlanmıştır. Sismik durumda kısa temelli ve kayma dişli istinat duvarları arkasında olduğu varsayılan kırılma yüzeyleri Şekil 2.26'da gösterilmiştir. AB yüzeyine etkiyen kuvvet Pa_{1d} , BC yüzeyine etkiyen kuvvet Pa_{2d} , CD yüzeyine etkiyen kuvvet Pa_3 olarak isimlendirilmiştir. Buna ek olarak DE yüzeyine etkiyen bileşke kuvvet R olarak isimlendirilmiştir. R_d ve Pa_{2d} itkilerinin normalle ϕ açısı yaparak, Pa_{1d} ve Pa_{3d} itkilerinin ise normalle δ açısı yaparak yüzeylere etkidiği kabul edilmiştir.



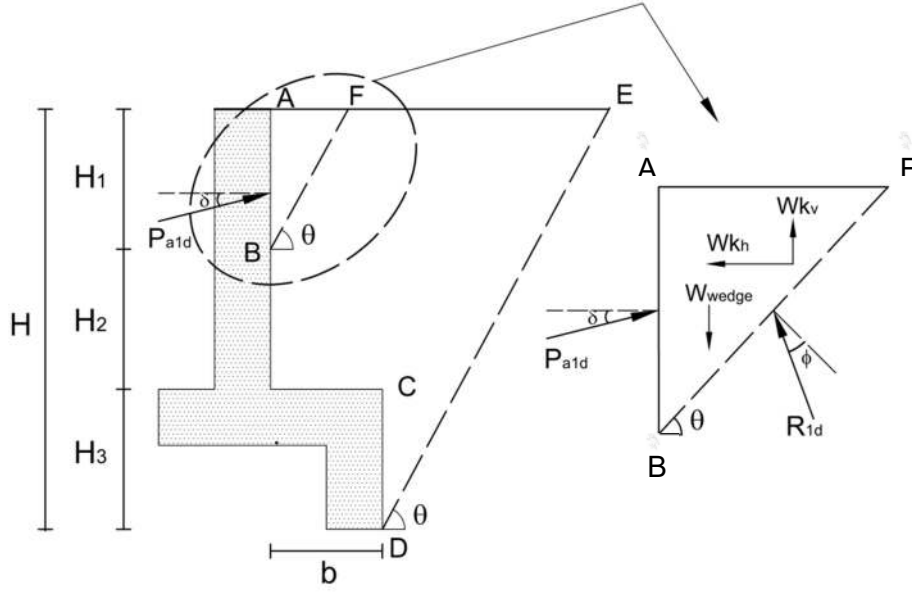
Şekil 2.26. Taneli zemini destekleyen kısa temelli ve kayma dışlı konsol istinat duvarına gelen itkiler

Sismik toprak itkisi hesaplamalarında kullanılacak olan, yatay ve dikey yönlü atalet katsayıları (k_h , k_v) boyutsuz olarak aşağıdaki gibi verilmiştir.

$$k_h = \frac{a_h}{g} \quad (2.70)$$

$$k_v = \frac{a_v}{g} \quad (2.71)$$

Çalışmada, duvar arkasındaki zeminin limit durumda olduğu var sayılmış, statik durumda varsayılan kırılma yüzeyleri bu durum için de kabul edilmiştir. Bu veriler ışığında, statik duruma benzer olarak 1. Bölgede sismik aktif durumda üçgen kamanın olduğu düşünülmüştür ve 1.Bölgeye gelen itkinin hesaplanmasında Şekil 2.27’de gösterilen kamanın dengesinden yararlanılmıştır.



Şekil 2.27. Birinci bölgede ABF üçgen kamasına gelen yükler

Yukarıda belirtilen veriler ışığında ABF üçgen kamasının yatay ve düşeydeki dengesi göz önünde bulundurularak duvara etkiyen Pa_{1d} kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$w_{BAF} = 0,5\gamma H^2 (1 - \alpha - \tan \psi \beta)^2 \cot \theta \quad (2.72)$$

$$\sum X = 0$$

$$Pa_{1d} \cos \delta = R_{1d} \cos(90 - \theta + \phi) + k_h w_{BAF} \quad (2.73)$$

$$R_{1d} = \frac{Pa_{1d} \cos \delta - w_{wed.} k_h}{\cos(90 - \theta + \phi)} \quad (2.74)$$

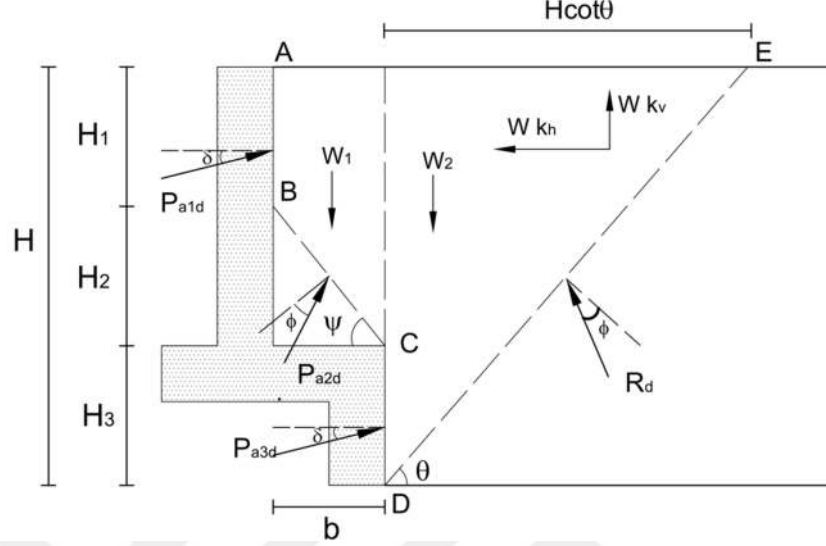
$$\sum Z = 0$$

$$Pa_{1d} \sin \delta + R_{1d} \sin(90 - \theta + \phi) + k_v w_{wed.} = w_{BAF} \quad (2.75)$$

$$Pa_{1d} = 0,5H^2\gamma \frac{\left[(1 - \beta \tan \psi - \alpha)^2 \cot \theta [1 + \tan(90 - \theta + \phi)k_h - k_v] \right]}{[\sin \delta + \cos \delta \tan(90 - \theta + \phi)]} \quad (2.76)$$

Dinamik durumda statik durumdaki hesaplamalara benzer Pa_{3d} itkisi formülleri türetilmiştir. I. Bölgede oluşan kırılma yüzeylerinin açısına bağlı olarak yapılan hesaplamalar aşağıdaki gibi açıklanmıştır. Şekil 2.28’de belirtilen kırılma yüzeyi şekli göz

Pa_{2d} toprak itkisinin belirlenmesinde Şekil 2.29’da belirtilen çokgen kamanın dengesi göz önünde bulundurulmuştur.



Şekil 2.29. Dinamik durumda, Pa_2 itkisinin belirlenmesinde göz önünde bulundurulan itkiler ve zemin kamaları

Şekil 2.29’dan da anlaşılacağı gibi duvar arkasındaki çokgen kamanın ağırlığının hesaplanmasında kolaylık olması açısından kama w_1 ve w_2 parçalarına ayrılmıştır. Söz konusu w_1 , w_2 ağırlıkları ve toplam ağırlıklar Eşitlik (3.21), (3.22) ve (3.23) ile ifade edilmiştir.

$$\sum X = 0$$

$$Pa_{1d} \cos \delta + Pa_{2d} \cos(90 - \psi + \phi) + Pa_{3d} \cos \delta = R_d \cos(90 - \theta + \phi) + k_h \sum w \quad (2.81)$$

Eşitlik (2.81)’deki Pa_1 ve Pa_3 parametrelerinin yerine eşitlik (2.76) ve (2.80)’in koyulmasıyla Eşitlik 2.46, aşağıdaki hali almıştır.

$$C_d = \frac{\cos \delta \cot \theta}{\left[\sin \delta + \cos \delta \tan(90 - \theta + \phi) \right]} \left\{ \left[1 + \tan(90 - \theta + \phi) k_h - k_v \right] \times \left[0,5(1 - \beta \tan \psi - \alpha)^2 + \alpha(1 - 0,5\alpha) \right] \right\} \quad (2.82)$$

$$D_d = k_h \left[(1 - \alpha - 0,5\beta \tan \psi) \beta + 0,5 \cot \theta \right] \quad (2.83)$$

$$Pa_2 \cos(90 - \psi + \phi) + H^2 \gamma C - H^2 \gamma D = R \cos(90 - \theta + \phi) \quad (2.84)$$

$$\sum Z = 0$$

$$\sum w = \sin \delta Pa_1 + Pa_2 \sin(90 - \psi + \phi) + Pa_3 \sin \delta + R \sin(90 - \theta + \phi) + k_v \sum w \quad (2.85)$$

$$A_d = \frac{\sin \delta \cot \theta [1 + \tan(90 - \theta + \phi) k_h - k_v]}{[\sin \delta + \cos \delta \tan(90 - \theta + \phi)]} \left[0,5(1 - \beta \tan \psi - \alpha)^2 + \right] \quad (2.86)$$

$$B_d = [(1 - \alpha - 0,5\beta \tan \psi) \beta + 0,5 \cot \theta] [1 - k_v] \quad (2.87)$$

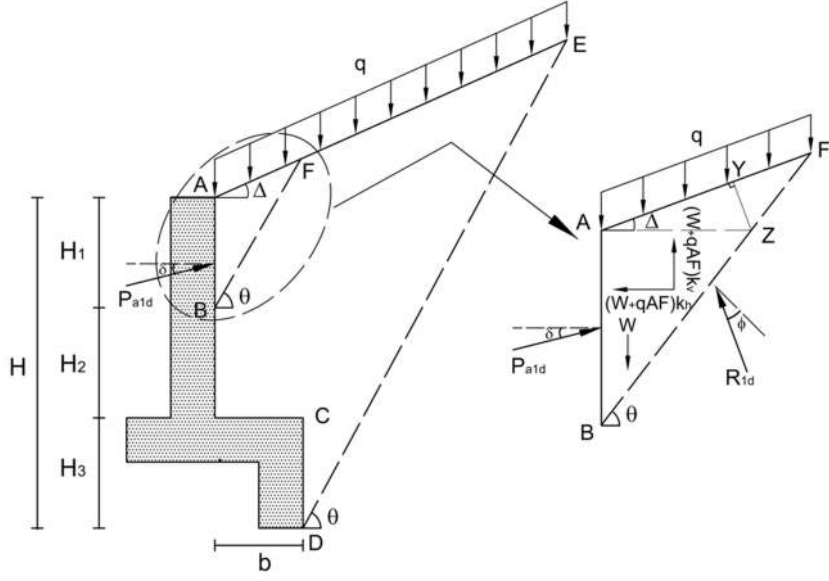
$$A_d H^2 \gamma - B_d H^2 \gamma + Pa_{2d} \sin(90 - \psi + \phi) = -R_d \sin(90 - \theta + \phi) \quad (2.88)$$

Duvar arkasındaki kuvvet dengesinden elde edilen eşitlik (2.84) ve eşitlik (2.88)'in taraf tarafa toplanmasıyla Pa_{2d} değeri aşağıdaki gibi belirlenir.

$$Pa_{2d} = H^2 \gamma \left[\frac{\cos(90 - \theta + \phi)(B_d - A_d) + \sin(90 - \theta + \phi)(D_d - C_d)}{\sin(\psi + \theta - 2\phi)} \right] \quad (2.89)$$

2.2.4. Dinamik Durumda, Sürşarj Yüküne Maruz, Eğimli Dolguyu Destekleyen Duvar İçin Toprak İtki Katsayısının Türetilmesi

Bu kısımda, taneli, düz yüzeyli dolguyu destekleyen, kısa temelli konsol istinat duvarlarına gelen toprak itkisinin belirlenmesinde kullanılan hesap adımlarına benzer yaklaşımla hesaplamalar yapılmıştır. Bu kapsamda, Şekil 2.30'da belirtilen ABF kamasının dengesi göz önünde bulundurularak dinamik durum için Pa_{1d} itkisi türetilmiştir.



Şekil 2.30. Dinamik durumda, Pa_{1d} itkisinin belirlenmesinde göz önünde bulundurulmuş itkiler

Zemin kamasının ağırlığı ve AF uzunluğu Bölüm 2.2.2’de eşitlik (2.39) ve eşitlik (2.37) ile aynı olmasından ötürü bu kısımda, söz konusu değerlerin türetilişlerine değinilmemiştir, Pa_{1d} itkisi aşağıdaki gibi belirlenmiştir.

$$\sum X = 0$$

$$Pa_{1d} \cos \delta = R_{1d} \cos(90 - \theta + \phi) + wk_h + q|AF|k_h \quad (2.90)$$

$$R_{1d} = \frac{Pa_{1d} \cos \delta - k_h (w + q|AF|)}{\cos(90 - \theta + \phi)} \quad (2.91)$$

$$\sum Y = 0$$

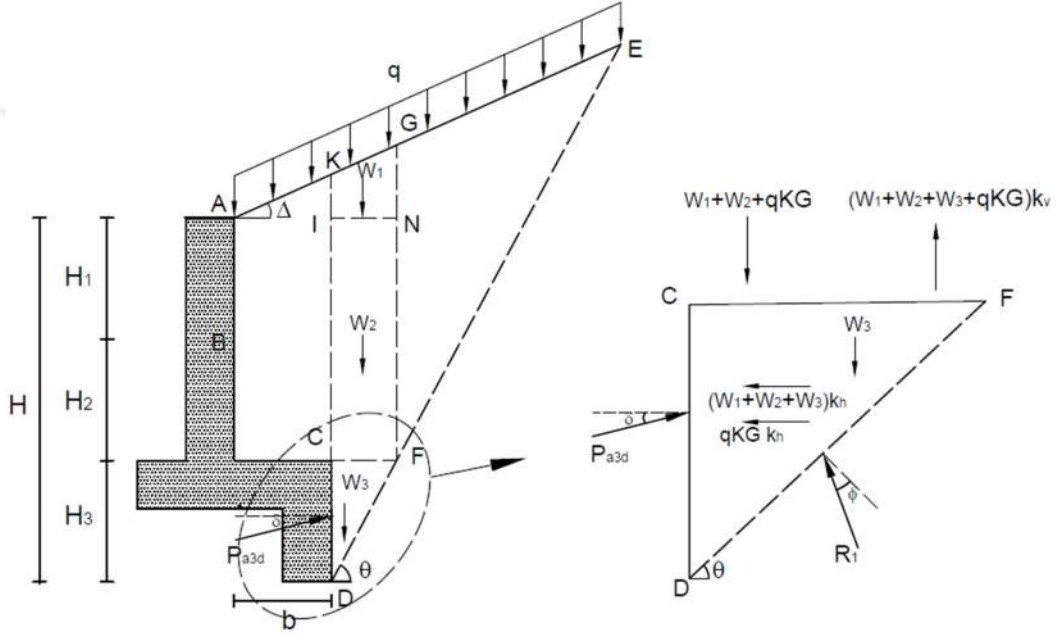
$$Pa_{1d} \sin \delta + R_{1d} \sin(90 - \theta + \phi) + k_v (w + q|AF|) = w \quad (2.92)$$

$$L = \sin(\delta) + \cos(\delta) \tan(90 - \theta + \phi) \quad (2.93)$$

$$W = 1 - k_v + \tan(90 - \theta + \phi) k_h \quad (2.94)$$

$$Pa_{1d} = H^2 \gamma \frac{W}{L} (1 - \beta \tan \psi - \alpha) \cot \theta \left[0.5(1 - \beta \tan \psi - \alpha) \left[1 + \frac{\cos \theta \sin \Delta}{\sin(\theta - \Delta)} \right] + X \frac{\cos \theta}{\sin(\theta - \Delta)} \right] \quad (2.95)$$

Bu kısımda dinamik durumda Şekil 2.31’de itkiler baz alınarak CDF kaması tarafından duvara etkitilen Pa_{3d} kuvvetinin belirlenmesine değinilmiştir.



Şekil 2.31. Dinamik durumda, Pa_{3d} itkisinin belirlenmesinde göz önünde bulundurulan itkiler

Hesaplamalarda şekil 2.31’ de gösterilen kama üzerine gelen zemin ağırlığı ve KG uzunluğu için eşitlik (2.52) ve eşitlik (2.49) kullanılmış olup, Pa_{3d} formülü aşağıdaki gibi türetilmiştir.

$$\sum X = 0$$

$$Pa_{3s} \cos \delta = R_{3s} \cos(90 - \theta + \phi) + k_h (w + q |KG|) \quad (2.96)$$

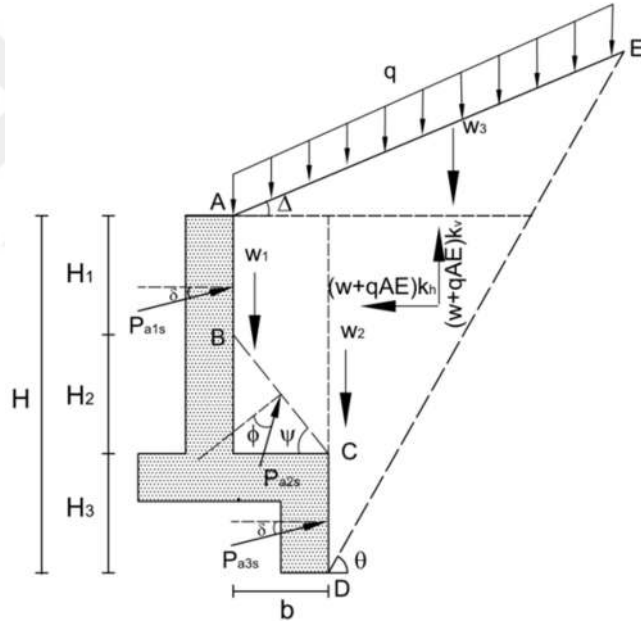
$$R_{3s} = \frac{Pa_{3s} \cos \delta - k_h (w + q |KG|)}{\cos(90 - \theta + \phi)} \quad (2.97)$$

$$\sum Z = 0$$

$$Pa_{3s} \sin \delta + R_{3s} \sin(90 - \theta + \phi) + k_v (w + q |KG|) = w \quad (2.98)$$

$$Pa_{3s} = H^2 \gamma \frac{W}{L} \cot \theta \alpha \left[(1 - 0.5\alpha) + 0.5 \tan \Delta (2\beta + \alpha \cot \theta) + \frac{X}{\cos \Delta} \right] \quad (2.99)$$

Dinamik durumda Pa_{2d} kuvvetinin hesaplanmasında Şekil 2.32’de gösterilen üç parçalı kamanın yatay ve düşeydeki dengesi göz önünde bulundurulmuştur. Şekil 2.33’de belirtilen w_1 , w_2 , w_3 ağırlıkları ve AE uzunluğu eşitlik (2.59) ve eşitlik (2.63) ile belirlenmiştir.



Şekil 2.32. Sismik Pa_{2d} , hesabı için kabul edilen kırılma yüzeyleri

$$\sum X = 0$$

$$Pa_{1d} \cos \delta + Pa_{2d} \cos(90 - \psi + \phi) + Pa_{3d} \cos \delta = \left[\begin{array}{l} R_s \cos(90 - \theta + \phi) \\ + k_h (w + q |AE|) \end{array} \right] \quad (2.100)$$

$$\sum Z = 0$$

$$\left[\begin{array}{l} Pa_{1s} \sin \delta + Pa_{2s} \sin(90 - \psi + \phi) \\ + Pa_{3s} \sin \delta + R_s \sin(90 - \theta + \phi) + k_v (w + q |AE|) \end{array} \right] = w + q |AE| \quad (2.101)$$

Eşitlik (2.100) ve eşitlik (2.101)'in taraf tarafa toplanması sonucunda Pa2d itkisi aşağıdaki gibi belirlenir.

$$A = \frac{\cos \delta \cot \theta W}{L} \left[0,5 Z^2 [1 + \cot \theta \sin \Delta P] + a \left[\begin{array}{l} 0,5 \tan \Delta (2\beta + a \cot \theta) \\ + (1 - 0,5a) \end{array} \right] \right] \quad (2.102)$$

$$B = \left[\begin{array}{l} 0,5 \sin(\Delta) P [\beta + \cot(\theta)]^2 + \beta (Z + 0,5 \beta \tan(\psi)) \\ + 0,5 \cot(\theta) \end{array} \right] k_h \quad (2.103)$$

$$C = X \left[P(\beta + \cot(\theta)) k_h - \cos \delta \cot \theta \frac{W}{L} \left[PZ + \frac{a}{\cos \Delta} \right] \right] \quad (2.104)$$

$$D = \left[0,5 \sin(\Delta) P [\beta + \cot(\theta)]^2 + \beta (Z + 0,5 \beta \tan(\psi)) + 0,5 \cot(\theta) \right] (1 - k_v) \quad (2.105)$$

$$E = \frac{\sin \delta \cot \theta W}{L} \left[0,5 Z^2 [1 + \cot \theta \sin \Delta P] + a \left[\begin{array}{l} 0,5 \tan \Delta (2\beta + a \cot \theta) \\ + (1 - 0,5a) \end{array} \right] \right] \quad (2.106)$$

$$F = X \left[P(\beta + \cot(\theta)) (1 - k_v) - \sin \delta \cot \theta \frac{W}{L} \left[PZ + \frac{a}{\cos \Delta} \right] \right] \quad (2.107)$$

$$Pa_2 = H^2 \gamma \left[\frac{\cos(90 - \theta + \phi)(D + F - E) + \sin(90 - \theta + \phi)(B + C - A)}{\sin(\psi + \theta - 2\phi)} \right] \quad (2.108)$$

Yapılan çalışma kapsamında statik ve dinamik koşullar altında, aktif durumda konsol istinat duvarına gelen yüklerin belirlenmesinde aktif toprak itkisi katsayıları kullanılması hedeflenmiştir. Bu nedenle, statik durum için eşitlik (2.11), (2.20), (2.34), (2.48), (2.57), (2.69) ile belirlenen, dinamik durum için ise eşitlik (2.76), (2.80), (2.89), (2.95), (2.99),

(2.108) ile belirlenen itkiler sırasıyla aşağıdaki eşitliklerde verilen toprak itkisi katsayıları elde edilmiştir.

$$Ka_{1s} = \frac{\cot \theta \times (1 - \alpha - \tan \psi \times \beta)^2}{2 \times (\sin \delta + \tan(90 - \theta + \phi) \times \cos \delta)} \quad (2.109)$$

$$Ka_{2s} = \frac{\cos(90 - \theta + \phi)B_s - \cos(90 - \theta + \phi)A_s - \sin(90 - \theta + \phi)C_s}{\sin(\psi + \theta - 2\phi)} \quad (2.110)$$

$$Ka_{3s} = \frac{\alpha \cot \theta (1 - 0,5\alpha)}{(\sin \delta + \tan(90 - \theta + \phi) \cos \delta)} \quad (2.111)$$

$$Ka_{1s} = 0,5 \frac{\cot \theta (1 - \alpha - \tan \psi \beta)^2}{[\sin \delta + \tan(90 - \theta + \phi) \cos \delta]} \quad (2.112)$$

$$Ka_{3s} = \frac{\alpha \cot \theta (1 - 0,5\alpha)}{(\sin \delta + \tan(90 - \theta + \phi) \cos \delta)} \quad (2.113)$$

$$Ka_{2s} = \left[\frac{\cos(90 - \theta + \phi)B_s - \cos(90 - \theta + \phi)A_s - \sin(90 - \theta + \phi)C_s}{\sin(\psi + \theta - 2\phi)} \right] \quad (2.114)$$

$$Ka_{1d} = 0,5 \frac{[(1 - \beta \tan \psi - \alpha)^2 \cot \theta [1 + \tan(90 - \theta + \phi)k_h - k_v]]}{[\sin \delta + \cos \delta \tan(90 - \theta + \phi)]} \quad (2.115)$$

$$Ka_{2d} = \left[\frac{\cos(90 - \theta + \phi)(B_d - A_d) + \sin(90 - \theta + \phi)(D_d - C_d)}{\sin(\psi + \theta - 2\phi)} \right] \quad (2.116)$$

$$Ka_{3d} = \frac{\alpha \cot \theta (1 - 0,5\alpha) [1 + \tan(90 - \theta + \phi)k_h - k_v]}{[\sin \delta + \cos \delta \tan(90 - \theta + \phi)]} \quad (2.117)$$

$$Ka_{1d} = \frac{W}{L}(1 - \beta \tan \psi - \alpha) \cot \theta \left[0.5(1 - \beta \tan \psi - \alpha) \left[1 + \frac{\cos \theta \sin \Delta}{\sin(\theta - \Delta)} \right] + X \frac{\cos \theta}{\sin(\theta - \Delta)} \right] \quad (2.118)$$

$$Ka_{3s} = \frac{W}{L} \cot \theta \alpha \left[(1 - 0.5\alpha) + 0.5 \tan \Delta (2\beta + \alpha \cot \theta) + \frac{X}{\cos \Delta} \right] \quad (2.119)$$

$$Ka_2 = \frac{\cos(90 - \theta + \phi)(D + F - E) + \sin(90 - \theta + \phi)(B + C - A)}{\sin(\psi + \theta - 2\phi)} \quad (2.120)$$

Yukarıdaki elde edilmiş olan katsayılar kullanılarak statik ve dinamik şartlarda aşağıdaki aktif toprak itkileri elde edilmiştir.

$$Pa_{1s} = H^2 \gamma Ka_{1s} \quad (2.121)$$

$$Pa_{2s} = H^2 \gamma Ka_{2s} \quad (2.122)$$

$$Pa_{3s} = H^2 \gamma Ka_{3s} \quad (2.123)$$

$$Pa_{1d} = H^2 \gamma Ka_{1d} \quad (2.124)$$

$$Pa_{2d} = H^2 \gamma Ka_{2d} \quad (2.125)$$

$$Pa_{3d} = H^2 \gamma Ka_{3d} \quad (2.126)$$

2.3. Toprak İtke Katsayısının Maksimizasyonu

Bu kısımda analitik olarak türetilen ve eşitlik (2.109) - (2.126) ile ifade edilen, statik ve dinamik durumlar için yanal toprak basınç katsayılarının maksimizasyonuna değinilmiştir. Söz konusu formüller, duvar boyut parametreleri (α , β), içsel sürtünme açısı (ϕ), duvar-zemin sürtünme açısı (δ), dolgu eğim açısı (Δ), sürşarj katsayısı (X), deprem ivme katsayıları (k_v , k_h) ve kırılma yüzeyi açıları (ψ , θ) cinsinden ifade edilmiştir. Bu parametreler içerisinde Δ , X , α , β , ϕ , δ , k_v ve k_h değerleri sabit değerlerdir. Ancak, bu sabit

değerli parametreler için çok sayıda ψ ve θ değerleri mevcuttur. Bu durum, sabit değerler için çok sayıda yanal toprak basınç katsayısı değerlerinin ortaya çıkmasına sebebiyet vermektedir.

Sabit Δ , X , α , β , ϕ , δ , θ , k_v , k_h değerleri için maksimum yanal toprak basıncı değerinin elde edilmesi için akış şeması Şekil 2.34’de gösterilen program hazırlanmıştır. Yazılan program kapsamında Greco (2001, 2008)’nun önerileri doğrultusunda yatay kuvvet bileşenlerinin maksimizasyonu yapılmıştır. Sabit Δ , X , α , β , ϕ , δ , k_v , k_h değerleri için, belirli aralıklardaki ψ ve θ açıları kullanılarak tüm değer aralıkları için yanal toprak basınç katsayıları belirlenmiştir. Söz konusu hesaplamalarda Ka_1 , Ka_2 , Ka_3 katsayılarının yatay bileşenleri hesaplanmış ve bu üç yatay toprak itkisi katsayısının toplam değeri belirlenmiştir. Sonuç olarak, hesaplamalar sonucu belirlenen toplam yatay toprak itkisi katsayıları arasında maksimum katsayı değerlerini ve bu değerleri veren kırılma yüzeyi açılarını çıktı olarak veren program geliştirilmiştir.

Şekil 2.34’de gösterilen akış şemasının incelenmesi sonucunda, kırılma yüzeyi açılarının (ψ ve θ) belirli bir değer aralığında oldukları anlaşılmaktadır. Eşitlik (2.11), (2.20), (2.34), (2.48), (2.57), (2.69), (2.76), (2.80), (2.89), (2.95), (2.99) ve (2.108)’in tekrar irdelenmesiyle, statik ve dinamik şartlarda Pa_1 ve Pa_3 kuvvetleri aşağıdaki formda yazılmışlardır.

$$Pa_{1s,3s} = \frac{w}{\left[\sin \delta + \cos \delta \tan (90 - \theta + \phi) \right]} = \frac{w}{\left[\sin \delta + \cos \delta \cot (\theta - \phi) \right]} \quad (2.127)$$

$$Pa_{1d,3d} = w \frac{\left[1 + \tan (90 - \theta + \phi) k_h - k_v \right]}{\left[\sin \delta + \cos \delta \tan (90 - \theta + \phi) \right]} = w \frac{\left[1 + \cot (\theta - \phi) k_h - k_v \right]}{\left[\sin \delta + \cos \delta \cot (\theta - \phi) \right]} \quad (2.128)$$

Pa_1 ve Pa_3 kuvvetlerinin sonsuz ve sıfır değerleri almaması gerekmektedir. Bu veriler ışığında, aşağıda belirtilmiş olan şartlar ortaya çıkmaktadır.

$$\cot (\theta - \phi) > 0 \quad (2.129)$$

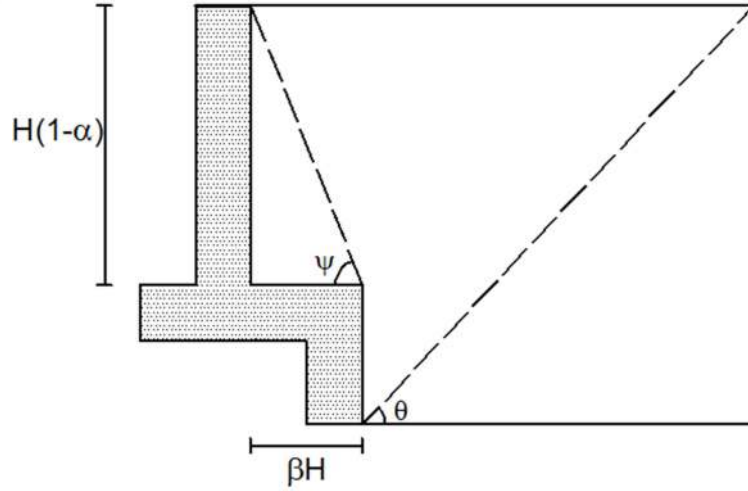
$$\theta > \phi \quad (2.130)$$

Eşitlik (2.34), (2.69), (2.89) ve (2.108)'in incelenmesi ile Pa_2 kuvvetinin matematiksel olarak ifade edilebilir ve sıfırdan büyük olması için aşağıdaki şartları sağlaması gerektiği anlaşılmıştır.

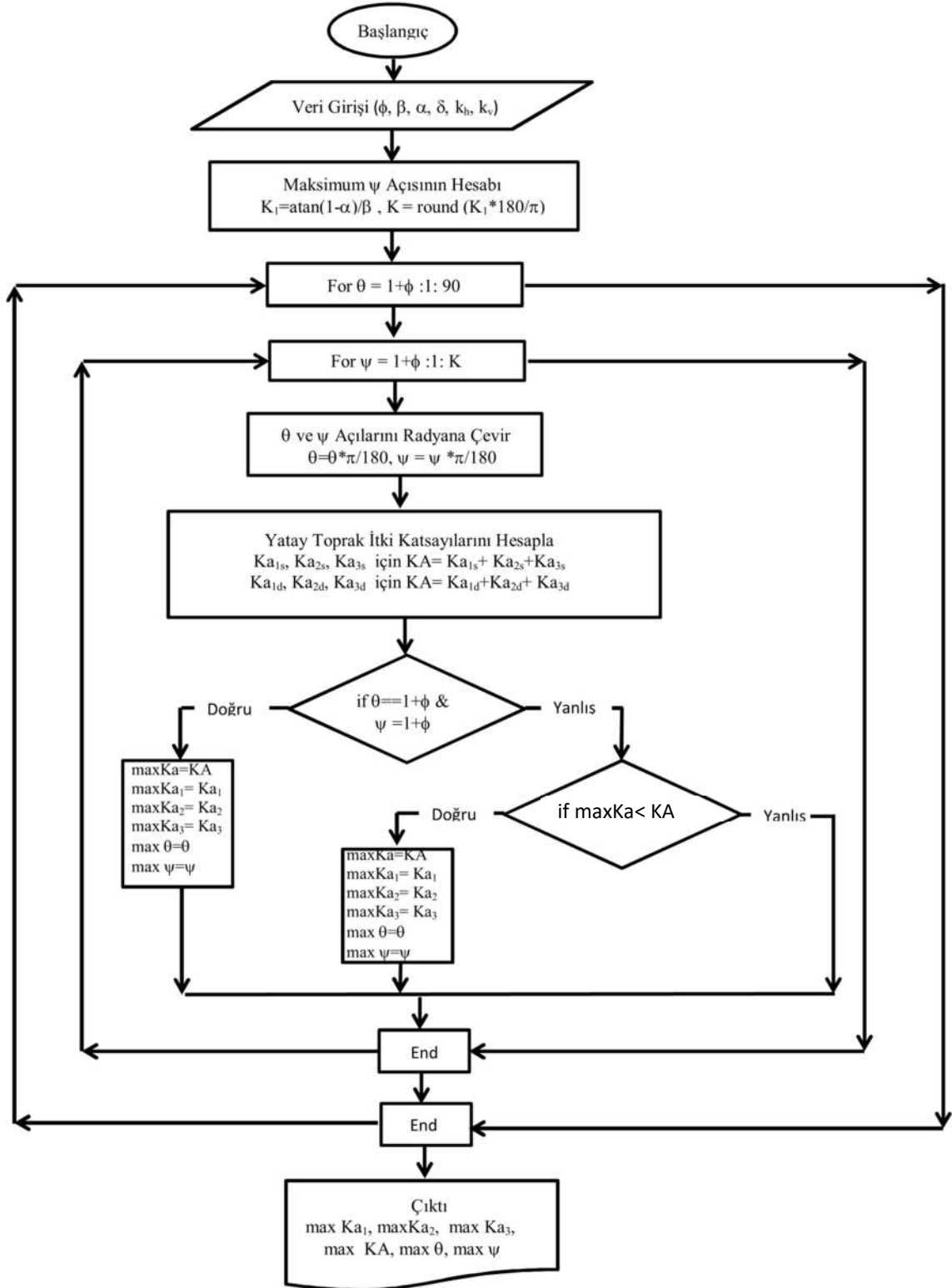
$$\sin(\psi + \theta - 2\phi) > 0 \quad (2.131)$$

$$\psi + \theta > 2\phi \quad (2.132)$$

Yukarıdaki verilerin değerlendirilmesi sonucunda, kırılma yüzeyi açılarının (θ , ψ) alt sınırları $\phi+1$ olarak belirlenmiştir. Kırılma yüzeyi açılarından θ açısının üst değeri 90° olarak belirlenmiştir. Kısa temelli konsol istinat duvarlarında kırılma yüzeylerinin duvarla kesiştikleri bilinmektedir (Teng, 1962; Barghouthi, 1990; Greco, 2008). Yapılan çalışmada kısa temelli konsol istinat duvarları ele alındığından kırılma yüzeyinin duvarla kesişeceği en uç nokta Şekil 2.33'de gösterilmiştir. Buna göre programda, ψ açısının üst sınırı K olarak gösterilmiştir. Bu K değeri de $\arctan[(1-\alpha)/\beta]$ değerine eşitlenmiştir.



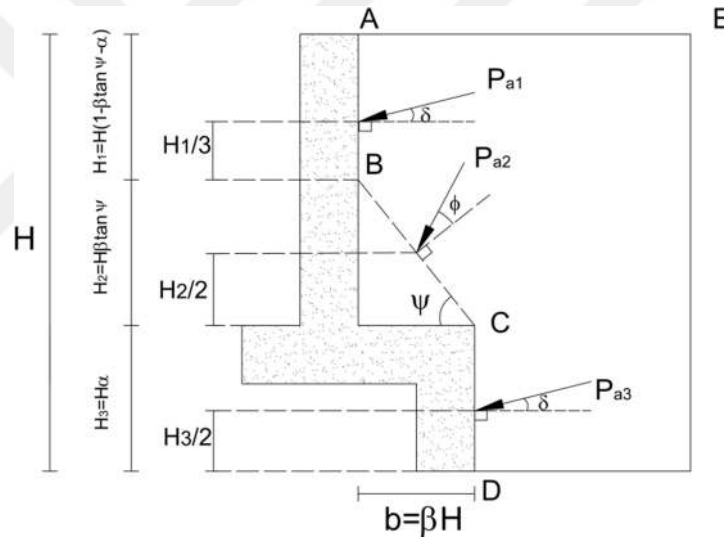
Şekil 2.33. Kısa temelli konsol bir istinat duvarında kırılma yüzeyinin ulaşabileceği maksimum nokta



Şekil 2.34. Yazılan kodun akış şeması

2.4. Toprak İtkisinin Duvar Üzerindeki Etkime Noktaları

Toprak itkilerinin duvara etkiye noktalarının doğru şekilde belirlenmesi, özellikle duvar tahkiklerinin sağlıklı biçimde yapılması hususunda önem arz etmektedir. Yapılan çalışma kapsamında statik ve dinamik şartlar altında duvara etkiyen toprak itkilerinin etkiye noktaları Şekil 2.35’de gösterildiği gibi kabul edilmiştir. 1.Bölgeye etki eden P_{a1} kuvveti Coulomb (1776)’un kabulüne benzer olarak $H_1/3$ yüksekliğinden etkidiği varsayılmıştır. Duvarın 2. ve 3. Bölgelerinde gerilme dağılımlarının doğrusal olmadığı açıktır. Bu nedenle söz konusu bölgelerde oluşan gerilme dağılımının trapeze yakın olduğu kabulünden hareketle P_{a2} ve P_{a3} itkilerinin $H_2/2$ ve $H_3/2$ yüksekliklerinden duvara etkidiği kabul edilmiştir.



Şekil 2.35. Aktif şartlar altında oluşan toprak itkisinin etkiye noktaları

3. BULGULAR VE TARTIŞMALAR

Deneyssel ve analitik kısımlardan oluşan bu çalışmada konsol istinat duvarları arkasında oluşan kırılma yüzeyleri gözlemi ile daha önceki çalışmalarda göz ardı edilen duvar şeklindeki değişimlerin kırılma yüzeylerine etkisi araştırılmıştır. Yapılan deneyssel çalışma sonucu kısa temelli konsol istinat duvarları arkasında oluşan kırılma yüzeyi şekilleri baz alınarak limit denge yöntemiyle yeni bir toprak itki katsayısı belirleme yöntemi geliştirilmiştir. Önerilen yeni hesap yönteminde duvar temel genişliği, temel yüksekliği gibi parametreler de göz önünde bulundurulmuştur. Yapılan çalışmalar sonucu elde edilen bulgular iki ana başlık altında değerlendirilmiş ve deneyssel çalışma sonucunda gözlemlenen kırılma yüzeyleri, analitik çalışma sonucunda elde edilen kırılma yüzeyleri ile karşılaştırılmıştır.

3.1. Analitik Çalışma Bulguları ve İrdelenmesi

Analitik çalışma sonucu elde edilen bulgular statik durum ve dinamik durum başlıkları altında aşağıdaki gibi irdelenmiştir. Gerek statik, gerekse dinamik şartlar altında yapılmış olan çalışmalarda genel olarak toprak itkisi formülleri eşitlik 3.1’de gösterilen formdadır.

$$Pa_1 = \frac{1}{2} H^2 \gamma Ka \quad (3.1)$$

Buna karşın, yapılan çalışma kapsamında belirlenen toprak itkisi formülleri eşitlik 2.61’deki gibidir. Bu durum çalışma kapsamında önerilen toprak itki katsayılarının literatürde önerilen katsayılarla karşılaştırılmasına engel teşkil etmektedir. Bu nedenle söz konusu sorun, yapılan çalışma kapsamında önerilen katsayıların aşağıdaki forma sokulmasıyla aşılmıştır.

$$Pa_1 = \frac{1}{2} H^2 \gamma (2Ka_1) \quad (3.2)$$

$$Pa_2 = \frac{1}{2} H^2 \gamma (2Ka_2) \quad (3.3)$$

$$Pa_3 = \frac{1}{2} H^2 \gamma (2Ka_3) \quad (3.4)$$

3.1.1. Statik Durum

Bu kısımda, statik şartlar altında, akış şeması Şekil 2.34’de verilen kod kullanılarak Bölüm 2.3’de belirtilen sınırlar içerisinde sabit Δ , X , β , α , ϕ , δ değerleri için yatay toprak itkisi maksimizasyonu yapılmıştır. Yapılan maksimizasyon sonucunda, maksimum yatay toprak itkisini oluşturan Ka_{1s} , Ka_{2s} , Ka_{3s} katsayıları ve maksimum itkinin oluşmasını sağlayan θ ve ψ açıları belirlenmiştir.

Yapılan çalışma kapsamında, kısa temelli konsol istinat duvarı arkasına gelen itkilerin, duvarın üç farklı bölgesine farklı açılarla etkidiği kabul edilmiştir (Şekil 2.19). Bu nedenle, önerilen yöntemle göre elde edilen katsayıların literatürdeki diğer yöntemlerle karşılaştırılması adına üç bölgeye etkileyen katsayıların yatay bileşenlerinin toplamı diğer yöntemlerle karşılaştırması yoluna gidilmiştir. Önerilen yöntemle göre belirlenen yatay toprak itkisi katsayılarının yanı sıra, limit denge yöntemi (Coulomb, 1776), üst sınır limit analiz (Soubra ve Macuh, 2002), alt sınır limit analiz (Chen and Liu, 1990; Mylonakis et al., 2007), kayma çizgisi ve ZET (Zero Extension Theory) gibi farklı yöntemler kullanılarak elde edilen yatay toprak itkisi katsayıları Tablo 3.1’de sunulmuştur. Söz konusu tablonun incelenmesi sonucunda, önerilen yöntem sonucunda elde edilen katsayıların diğer yöntemlerle uyumlu olduğu anlaşılmaktadır. Metotlar arasındaki farklılıklar δ açısının değişimiyle ortaya çıkmaktadır. Önerilen yöntem haricindeki metotlarda, yatay toprak itkisi katsayısının ϕ değerine bağlı olduğu ve duvar boyutlarından bağımsız oldukları görülmektedir. Buna ek olarak, duvar boyutlarındaki değişimlerin yatay toprak itkisi katsayılarında dikkate değer değişime sebebiyet verdiği açıktır.

Tablo 3.1. Önerilen yöntemle göre belirlenen yatay toprak itkisi katsayılarının farklı yöntemlerle karşılaştırılması

	Ka_{sh}					
	$\phi=20^\circ$		$\phi=30^\circ$		$\phi=40^\circ$	
	$\delta=0^\circ$	$\delta=10^\circ$	$\delta=0^\circ$	$\delta=15^\circ$	$\delta=0^\circ$	$\delta=20^\circ$
Coulomb (1776)	0.490	0.440	0.333	0.291	0.217	0.187
Sokolovskii (1965)	0.490	0.443	0.333	0.290	0.217	0.200
Habibagahi ve Ghahramani (1979)	0.490	0.403	0.333	0.261	0.220	0.160
Chen ve Liu (1990)	0.490	0.441	0.330	0.293	0.220	0.188
Soubra ve Macuh (2002)	0.490	0.442	0.333	0.293	0.217	0.188
Mylonakis vd. (2007)	0.490	0.444	0.333	0.295	0.217	0.190
Önerilen yöntem ($\beta=0.0$, $\alpha=0.0$)	0.490	0.439	0.333	0.291	0.217	0.187
Önerilen yöntem ($\beta=0.1$, $\alpha=0.1$)	0.490	0.453	0.333	0.304	0.217	0.198
Önerilen yöntem ($\beta=0.1$, $\alpha=0.3$)	0.490	0.449	0.333	0.301	0.217	0.195
Önerilen yöntem ($\beta=0.3$, $\alpha=0.1$)	0.490	0.471	0.333	0.320	0.217	0.209

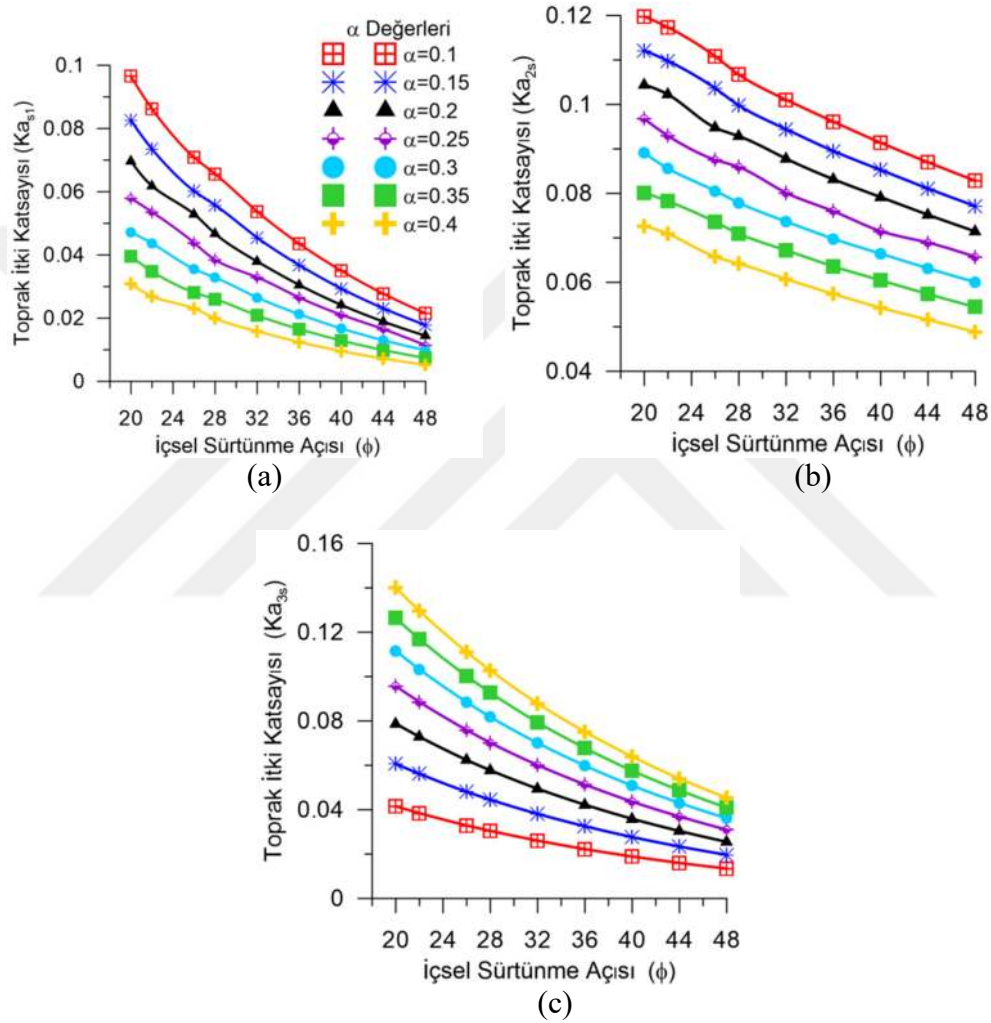
Tablo 3.2’de farklı duvar pürüzlülüğü ve ϕ değerleri için önerilen metot sonucu belirlenen katsayılar Benmeddour vd. (2012) tarafından sonlu farklar yöntemi kullanılarak belirlenen katsayılarla karşılaştırılmıştır. Söz konusu karşılaştırmada Benmeddour vd. (2012)’nin düz duvar kullanması sebebiyle önerilen yöntemde benzer duvar şekli kullanılmıştır ($\beta=0$, $\alpha=0$). Bu durumda, Ka_{2s} ve Ka_{3s} katsayıları ortadan kalkmış sadece Ka_{1s} katsayısı yatay bileşenini belirlemeye gerek duyulmadan karşılaştırmalarda kullanılmıştır. Tablo 3.2’nin incelenmesi sonucunda önerilen yöntemin sonlu farklar yöntemi ile belirlenen katsayılara çok yakın değerler verdiği görülmüştür.

Tablo 3.2. Önerilen yönteme göre belirlenen toprak itki katsayılarının nümerik yöntemle karşılaştırılması

		Ka			
		$\delta/\phi=0$	$\delta/\phi=1/3$	$\delta/\phi=1/2$	$\delta/\phi=2/3$
Önerilen yöntem ($\beta=0$, $\alpha=0$)	$\phi=20^\circ$	0.490	0.454	0.447	0.438
Benmeddour vd. (2012)		0.481	0.451	0.443	0.437
Önerilen yöntem ($\beta=0$, $\alpha=0$)	$\phi=25^\circ$	0.406	0.376	0.368	0.361
Benmeddour vd. (2012)		0.402	0.375	0.366	0.364
Önerilen yöntem ($\beta=0$, $\alpha=0$)	$\phi=30^\circ$	0.333	0.309	0.301	0.297
Benmeddour vd. (2012)		0.330	0.308	0.302	0.299
Önerilen yöntem ($\beta=0$, $\alpha=0$)	$\phi=35^\circ$	0.271	0.251	0.246	0.244
Benmeddour vd. (2012)		0.271	0.247	0.244	0.243
Önerilen yöntem ($\beta=0$, $\alpha=0$)	$\phi=40^\circ$	0.217	0.201	0.199	0.199
Benmeddour vd. (2012)		0.215	0.202	0.200	0.201

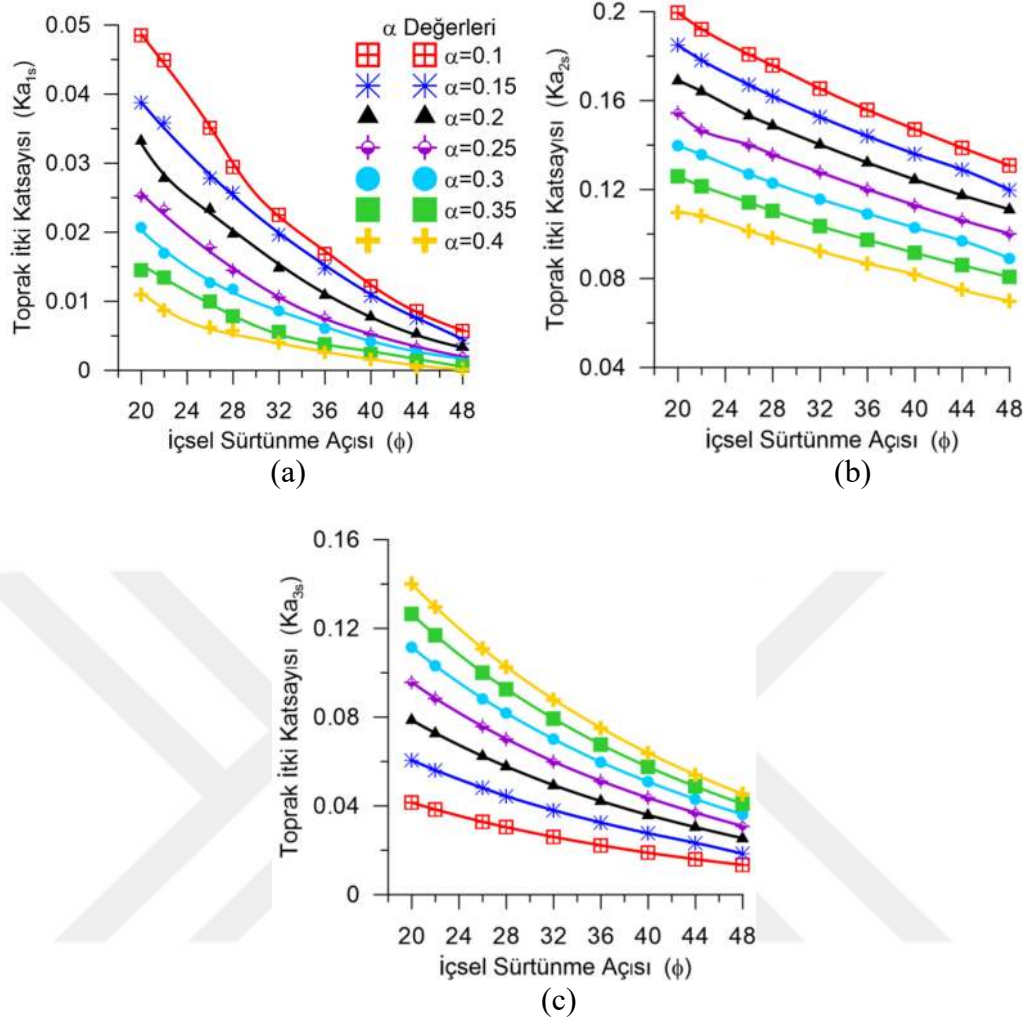
Şekil 3.1’de β değerinin 0.1’e eşit olduğu durum için geçerli olan üç adet grafik görülmektedir. Şekil 3.1a, 3.1b, 3.1c’de gösterilen grafikler Şekil 2.18’de belirtilen AB,

BC, CD yüzeylerine etkiyen kuvvetlerin belirlenmesinde önerilen K_{a1s} , K_{a2s} , K_{a3s} itki katsayılarının belirlendiği grafiklerdir. Şekil 3.1a ve 3.1b'nin incelenmesi ile AB yüzeyine etkiyen K_{a1s} katsayısının ve BC yüzeyine etkiyen K_{a2s} katsayısının temel kalınlığından etkilendiği, artan temel kalınlığının bu iki katsayıyı azalttığı belirlenmiştir. CD yüzeyine etkiyen K_{a3s} katsayısının ise temel kalınlığının artması ile artış gösterdiği görülmüştür.



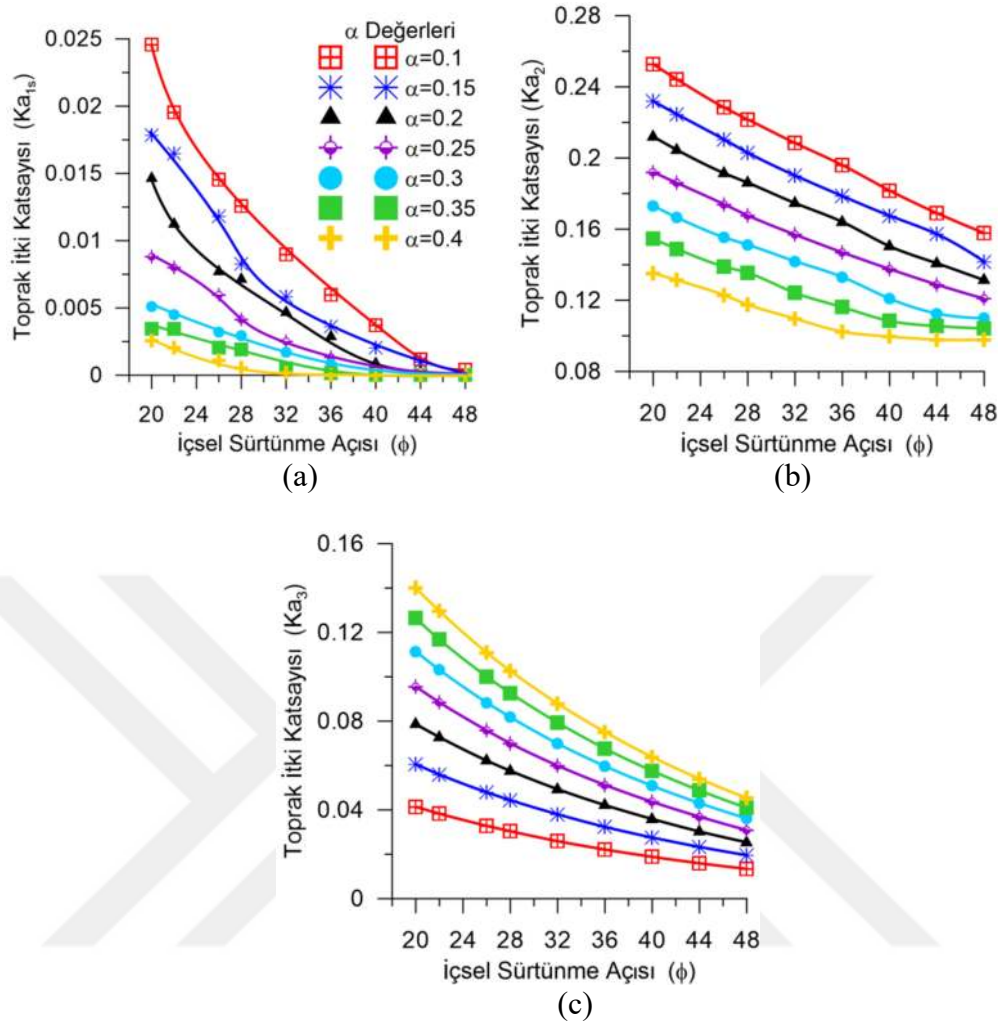
Şekil 3.1. $\beta=0.1$ için, (a) K_{a1s} - ϕ grafiği, (b) K_{a2s} - ϕ grafiği, (c) K_{a3s} - ϕ grafiği

Şekil 3.2'de β değerinin 0.2'ye eşit olduğu durum ele alınmıştır. Şekil 3.1'e benzer olarak K_{a1s} , K_{a2s} katsayılarının temel kalınlığının artmasına paralel olarak azaldığı, K_{a3s} katsayısının ise arttığı görülmektedir.



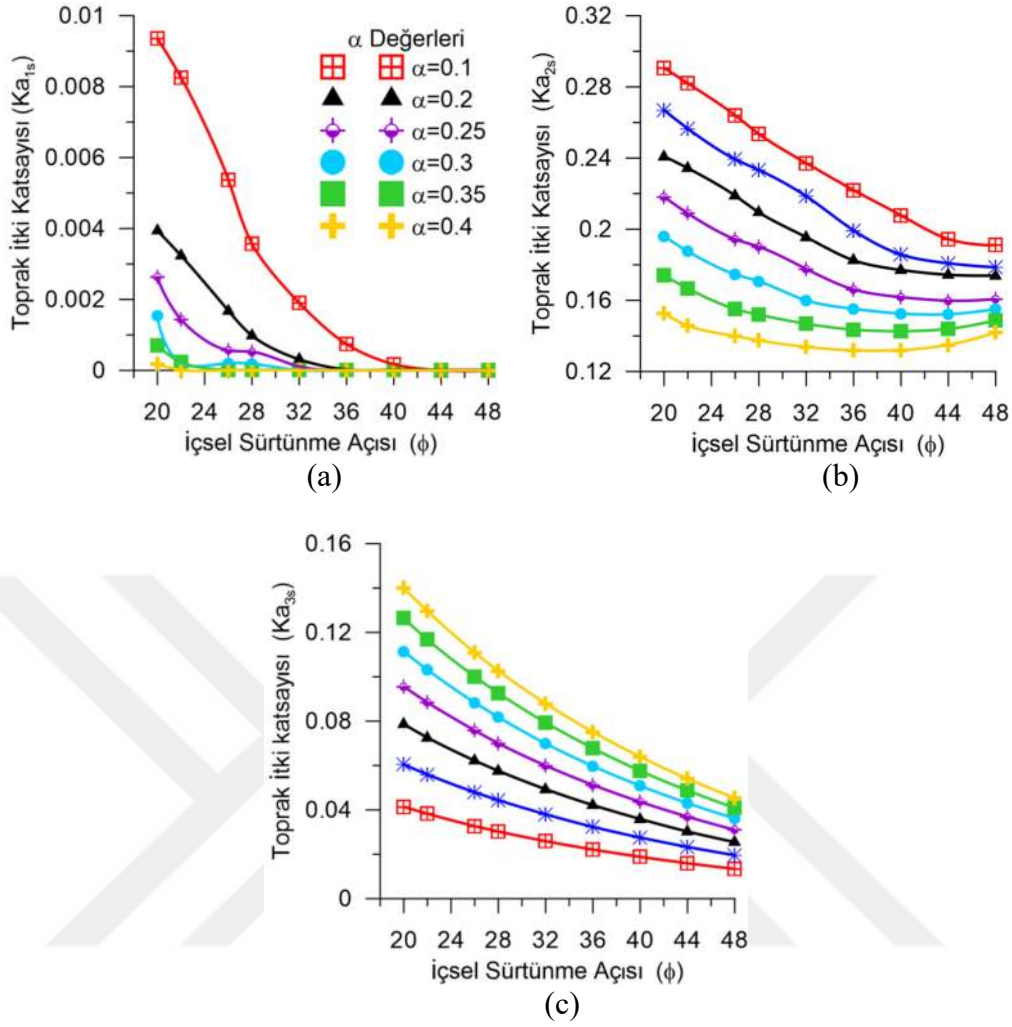
Şekil 3.2. $\beta=0.2$ için, (a) K_{a1s} - ϕ grafiği, (b) K_{a2s} - ϕ grafiği, (c) K_{a3s} - ϕ grafiği

Şekil 3.3’de β değerinin 0.3’e eşit olduğu durum ele alınmıştır. Bu durumda da diğer temel genişlik katsayılarında olduğu gibi temel yüksekliğinin artmasıyla birlikte K_{a1s} , K_{a2s} katsayılarının azaldığı, K_{a3s} katsayısının ise arttığı görülmüştür.



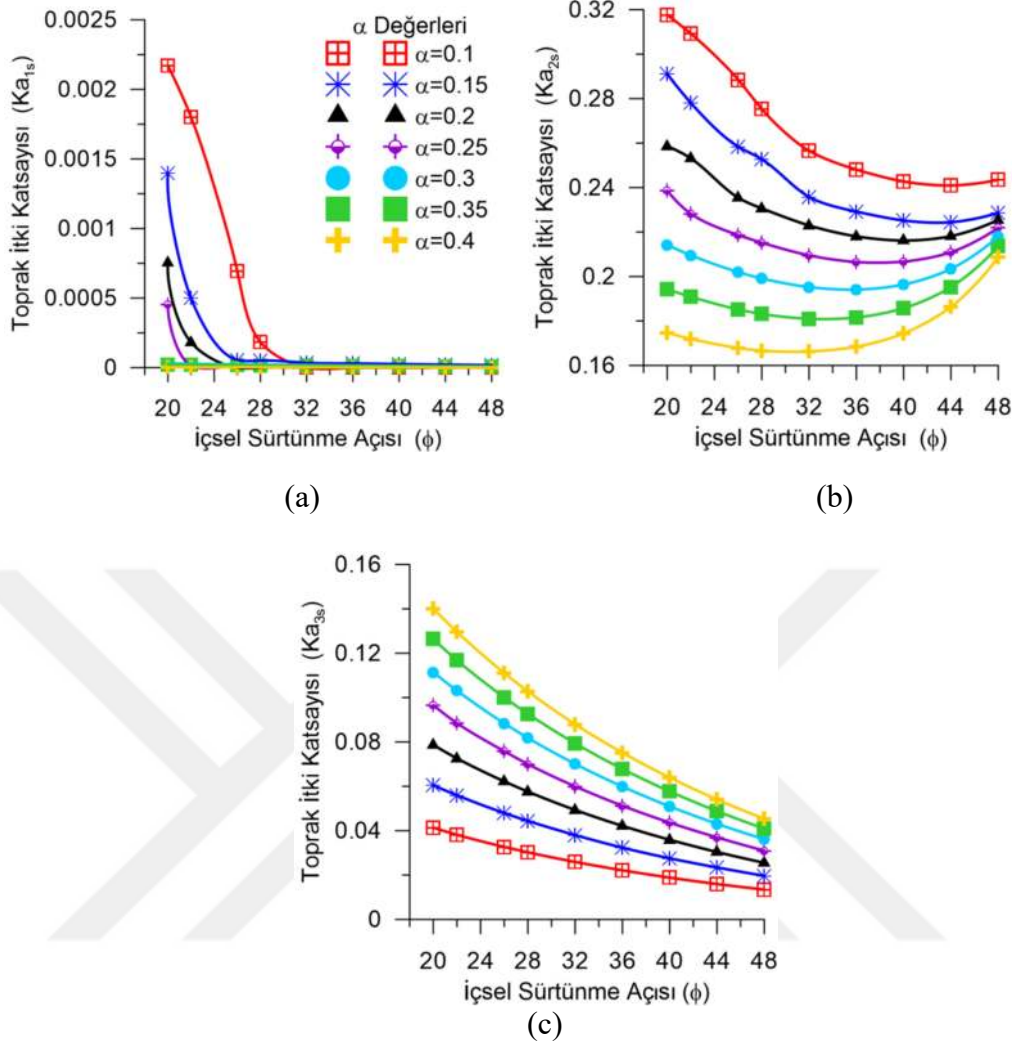
Şekil 3.3. $\beta=0.3$ için, (a) K_{a1s} - ϕ grafiği, (b) K_{a2s} - ϕ grafiği, (c) K_{a3s} - ϕ grafiği

Şekil 3.4'de β değerinin 0.4'e eşit olduğu durum ele alınmıştır. Şekil 3.4a ve Şekil 3.4b'de temel kalınlığının artması ile K_{a1s} ve K_{a2s} katsayılarının azaldığı görülmektedir. Şekil 3.4c'de ise artan temel kalınlığına bağlı olarak K_{a3s} katsayısında da artış gözlemlenmiştir. Şekil 3.4a'nın detaylı incelenmesi sonucu K_{a1s} katsayısı değerlerinin sıfıra yakın değerler aldığı görülmüştür.



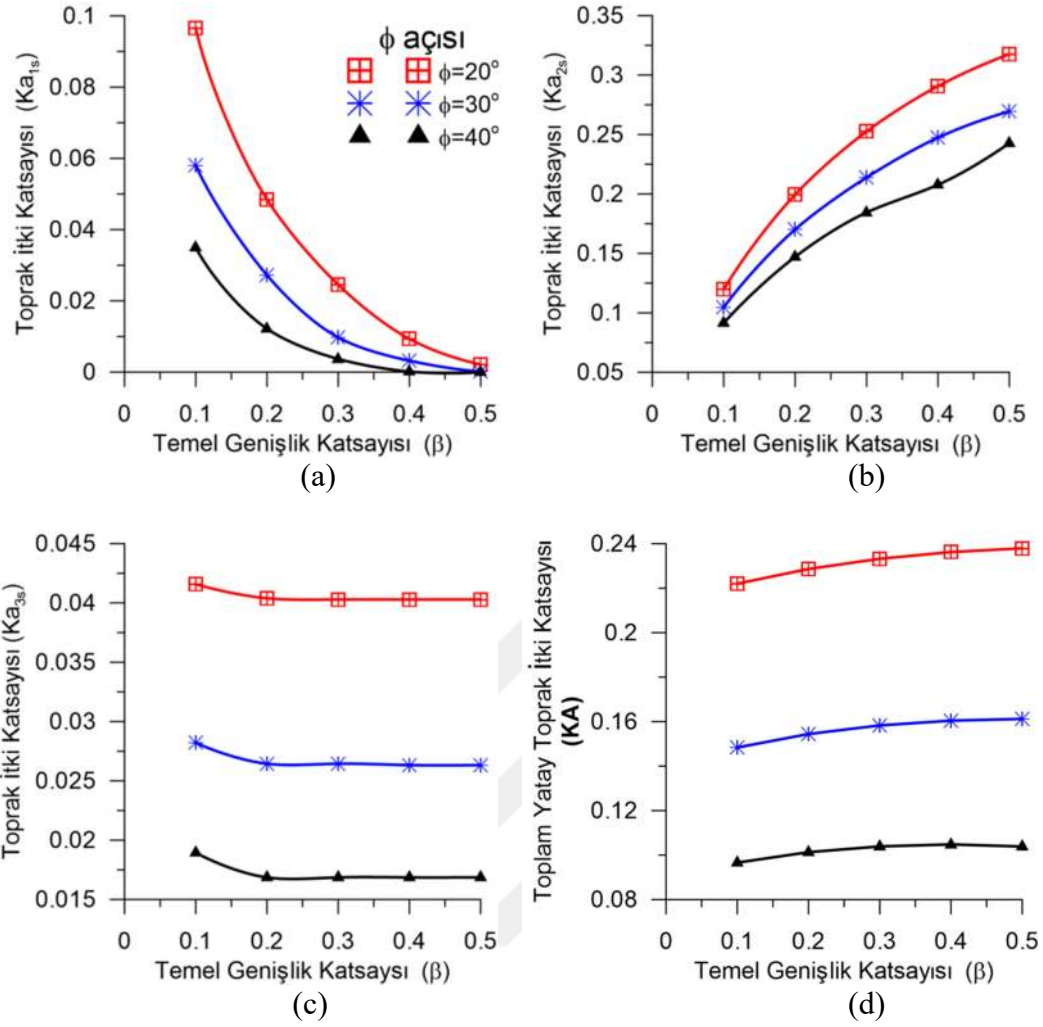
Şekil 3.4. $\beta=0.4$ için (a) Ka_{1s} - ϕ grafiği, (b) Ka_{2s} - ϕ grafiği, (c) Ka_{3s} - ϕ grafiği

Şekil 3.5’de β değerinin 0.5’e eşit olduğu durum ele alınmıştır. Şekil 3.5a’nın incelenmesi ile Ka_{1s} katsayılarının sıfıra yakın değer aldıkları, belirli içsel sürtünme açısı değeri sonrasında tamamen sıfıra eşitlendiği görülmektedir. Şekil 3.5b’de artan temel yüksekliği ile birlikte Ka_{2s} katsayısının azaldığı gözlemlenmektedir. Diğer grafiklerden farklı olarak, belirli bir ϕ değerine kadar artan içsel sürtünme açısı Ka_{2s} katsayısını azaltmakta bu değerden sonra ise artan ϕ değeri ile birlikte Ka_{2s} katsayısı da artmaktadır.



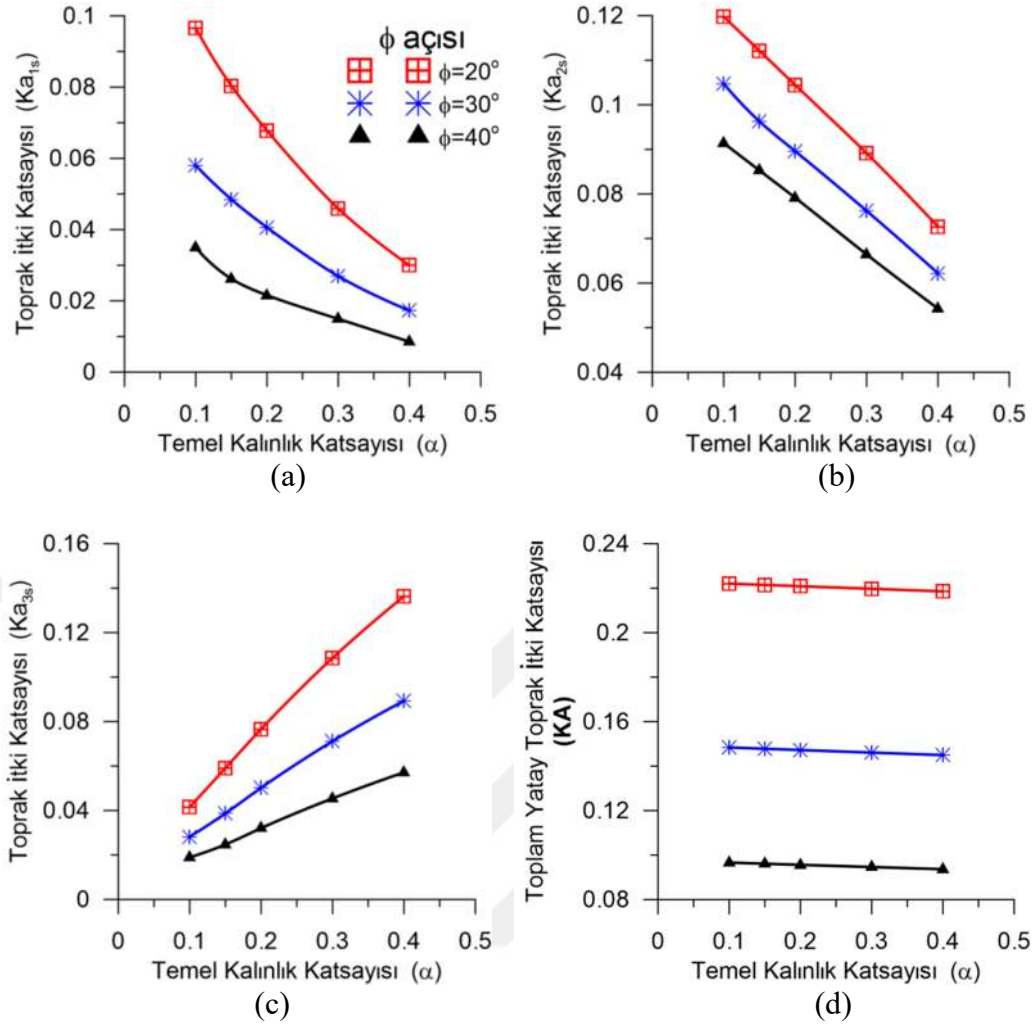
Şekil 3.5. $\beta=0.5$ için, (a) Ka_{1s} - ϕ grafiği, (b) Ka_{2s} - ϕ grafiği, (c) Ka_{3s} - ϕ grafiği

Şekil 3.6'da α değerinin 0.1'e eşit olduğu durumda konsol istinat duvarlarının farklı bölgelerine gelen toprak itkisi katsayılarının temel genişliğine bağlı değişimi görülmektedir. Şekil 3.6a'da 1.Bölgeye etkileyen Ka_{1s} katsayısının temel genişliğindeki artışa bağlı olarak azaldığı görülmektedir. Şekil 3.6b'nin incelenmesi sonucunda Ka_{2s} katsayısının artan temel genişlik değerine göre artış gösterdiği belirlenmiştir. Şekil 3.6c'den ise artan temel genişliği değerinin Ka_{3s} katsayısına dikkate değer etkisinin olmadığı anlaşılmıştır. Şekil 3.6d'de temel genişliğindeki artışın toplam yatay toprak itki katsayısını arttırdığı görülmektedir.



Şekil 3.6. $\alpha=0.1$ için (a) $Ka_{1s}-\beta$ grafiği, (b) $Ka_{2s}-\beta$ grafiği, (c) $Ka_{3s}-\beta$ grafiği, (d) $KA-\beta$ grafiği

Şekil 3.7’de β değerinin 0.1’e eşit olduğu durumda konsol istinat duvarlarının farklı bölgelerine gelen toprak itkisi katsayılarının temel kalınlığına bağlı değişimi görülmektedir. Şekil 3.7a’da 1. Bölgeye etkiyen Ka_{1s} katsayısının temel kalınlığındaki artışa bağlı olarak azaldığı görülmektedir. Şekil 3.7b’nin incelenmesi sonucunda Ka_{2s} katsayısının artan temel kalınlık değeriyle birlikte azaldığı belirlenmiştir. Şekil 3.7c’den artan temel kalınlığı değerinin Ka_{3s} katsayısını arttırdığı anlaşılmıştır. Şekil 3.7d ‘den ise temel kalınlık değerindeki artışın toplam yatay toprak itkisini çok az oranlarda da olsa azalttığı görülmektedir.

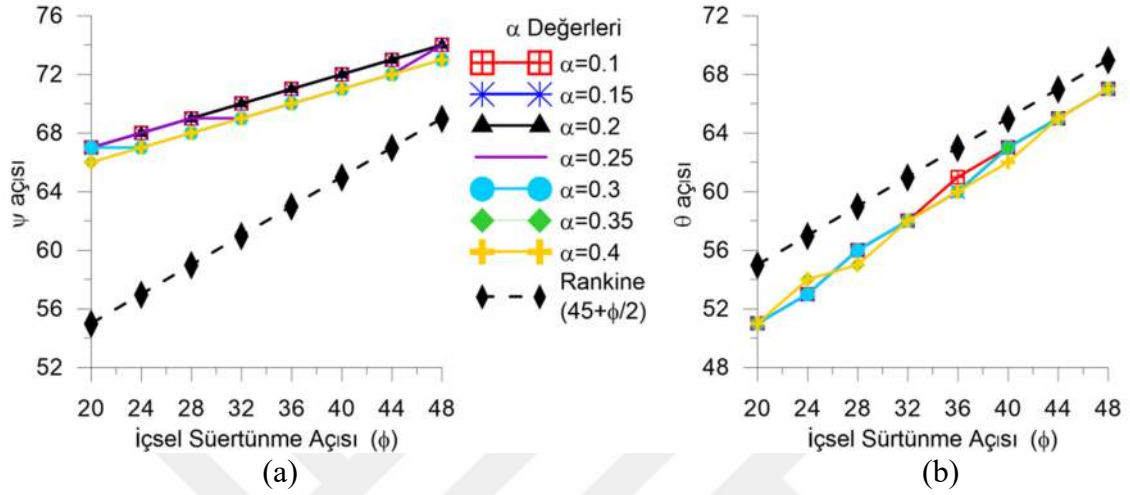


Şekil 3.7. $\beta=0.1$ için, (a) Ka_{1s} - β grafiği, (b) Ka_{2s} - β grafiği, (c) Ka_{3s} - β grafiği, (d) KA - β grafiği

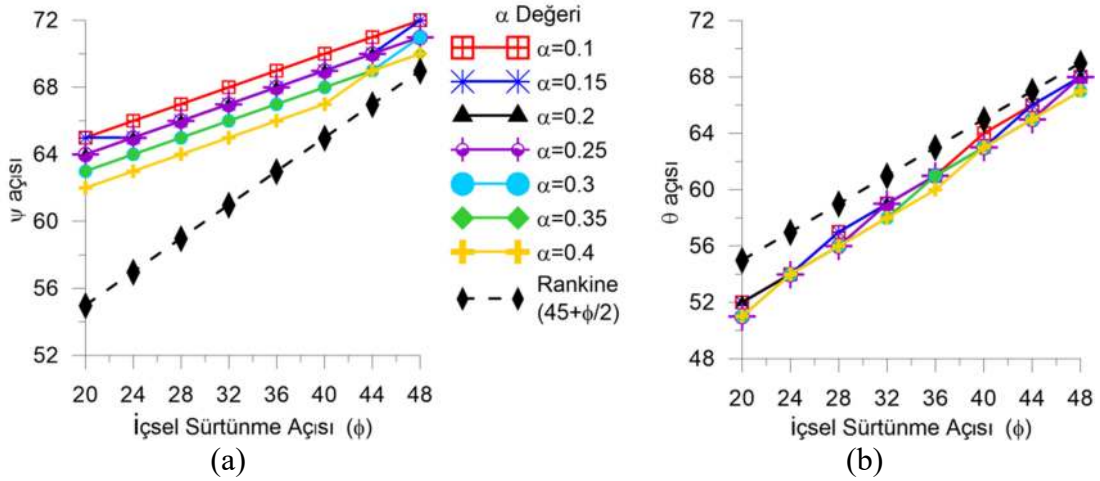
Daha önceki bölümlerde, kuvvet maksimizasyonu amacıyla yazılan kodun çıktısı olarak Ka_{1s} , Ka_{2s} ve Ka_{3s} katsayılarını vermesinin yanında maksimum yatay toprak itkisini meydana getiren kırılma yüzeyi açılarını (ψ , θ) da verdiği değeri de veriliyordu. Söz konusu açı değerlerinin değişen temel genişliği, temel kalınlığı ve içsel sürtünme açısına göre değişimi aşağıdaki gibidir.

Şekil 3.8 ve Şekil 3.9’da $\beta=0.1$ ve $\beta=0.2$ durumu için, farklı temel kalınlıklarındaki konsol istinat duvarları arkasında oluşan kırılma yüzeyi açılarının içsel sürtünme açısına bağlı değişimleri görülmektedir. Şekil 3.8a ve Şekil 3.9a’nın incelenmesi sonucuna, Rankine yaklaşımına benzer olarak ψ açısının artan ϕ değerine bağlı olarak dikleştiği görülmektedir. Buna ek olarak önerilen metoda göre belirlenen ψ değerlerinin Rankine yöntemine göre belirlenen değerlerden büyük olduğu anlaşılmaktadır. Şekil 3.8b ve Şekil

3.9b'den Rankine yöntemine göre belirlenen θ açısı değerleri ile önerilen yöntemle göre belirlenen θ açısı değerlerinin birbirine yakın ve benzer eğim trendinde oldukları anlaşılmaktadır.



Şekil 3.8. $\beta=0.1$ için (a) ψ - ϕ grafiği, (b) θ - ϕ grafiği

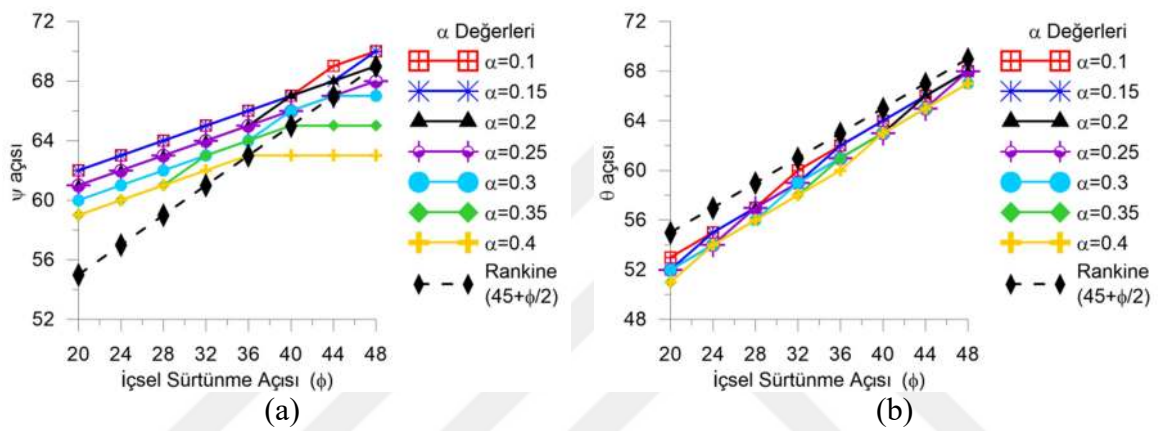


Şekil 3.9. $\beta=0.2$ için (a) ψ - ϕ grafiği, (b) θ - ϕ grafiği

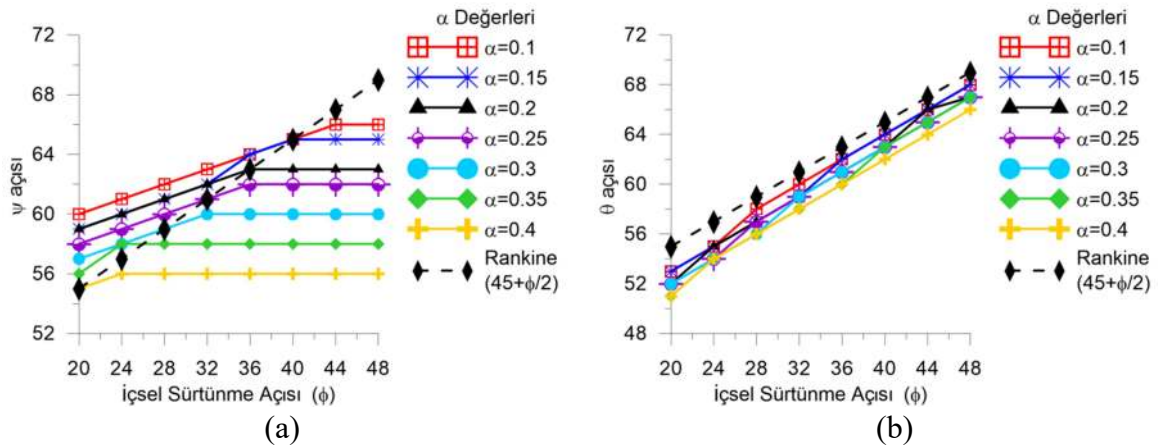
Şekil 3.10a, Şekil 3.11a ve Şekil 3.12a incelenmesi ile ψ açısı değerinin belirli bir içsel sürtünme açısı değerine kadar artış gösterdiği ve bu değerden sonra sabit kaldığı görülmektedir. Bunun nedeni, duvarla kesişen kırılma yüzeyi açısının (ψ) giderek büyümesi ile belirli bir ϕ değerinden sonra artık duvarı kesmemesi yani kısa temel şartlarının ortadan kalkarak yerini uzun temel şartlarına bırakmasıdır. Buna ek olarak,

Şekil 3.10a, Şekil 3.11a ve Şekil 3.12a’da ψ açılarının sabit değer aldığı ϕ değerleri ile Şekil 3.3a, 3.4a ve 3.5a ‘da Ka_{1s} katsayısının sıfıra eşit olduğu ϕ değerlerinin aynı değerler olduğu görülmektedir. Bu durum da söz konusu ϕ değerlerinde uzun temel durumunun ortaya çıkmasına bağlı olarak birinci bölgenin yani Şekil 2.18’de gösterilen AB yüzeyine etkiyen itkinin ortadan kalkması ile açıklanmaktadır.

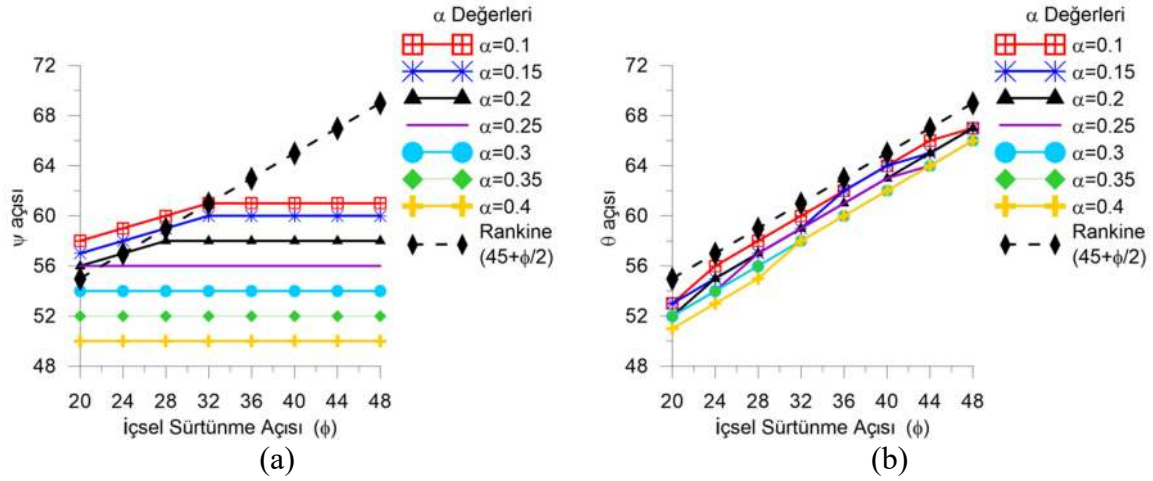
Şekil 3.10b, 11b ve 12b’nin incelenmesi sonucunda θ açısının Rankine yöntemiyle elde edilen θ açısına benzer değerlerde ve artış eğiliminde oldukları anlaşılmaktadır.



Şekil 3.10. $\beta=0.3$ için a) ψ - ϕ grafiği b) θ - ϕ grafiği

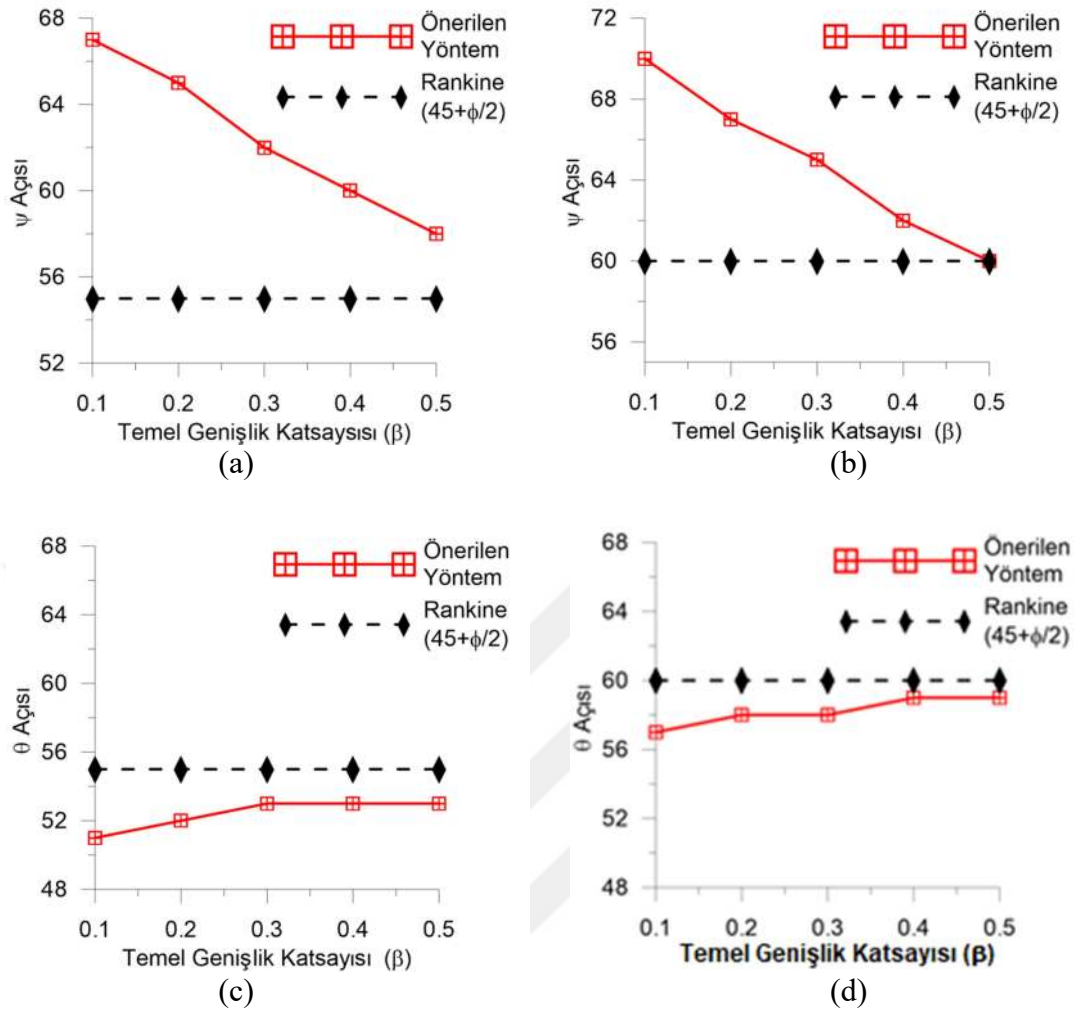


Şekil 3.11. $\beta=0.4$ için (a) ψ - ϕ grafiği, (b) θ - ϕ grafiği



Şekil 3.12. $\beta=0.5$ için (a) ψ - ϕ grafiği (b) θ - ϕ grafiği

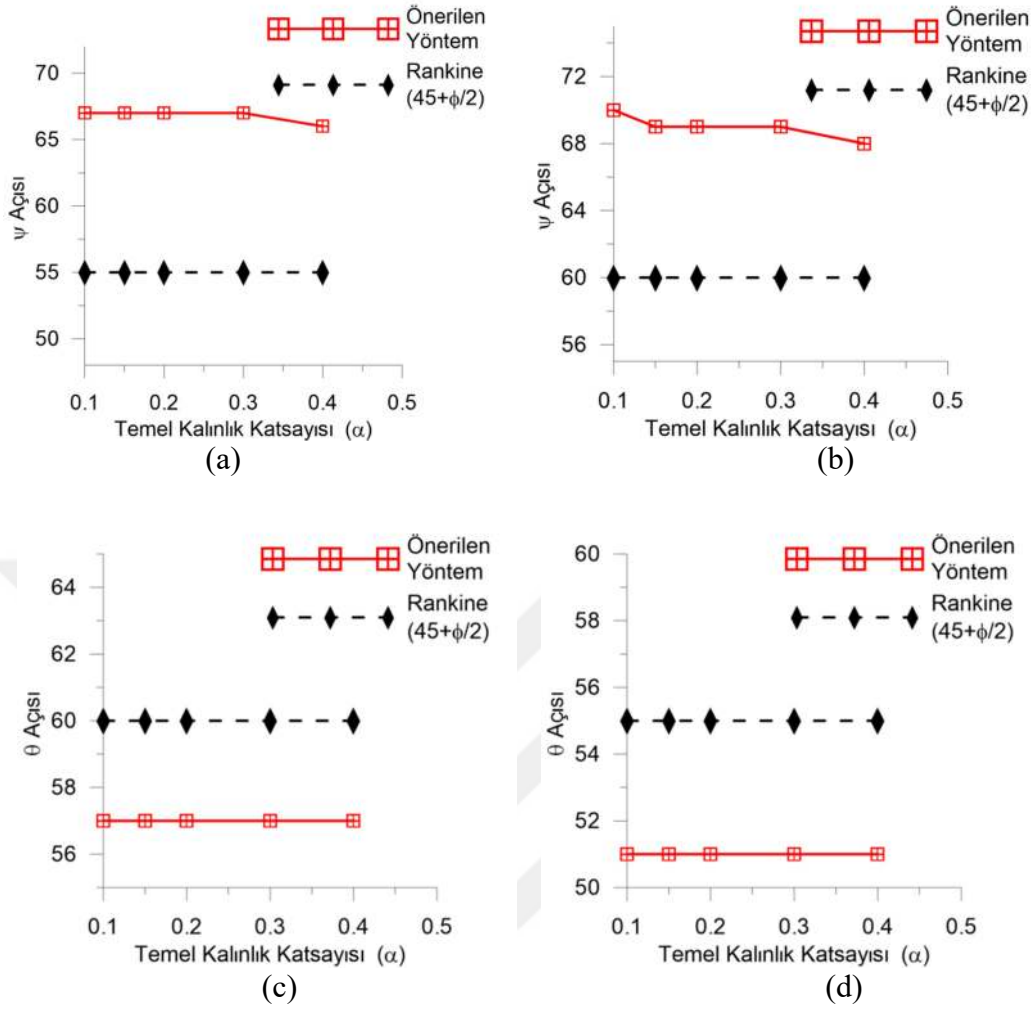
Şekil 3.13’de önerilen yönteme göre elde edilen kırılma yüzeyi açılarının duvar genişliğine bağlı olarak değişimine ve önerilen yöntemin Rankine yaklaşımıyla karşılaştırılmasına değinilmiştir. Şekil 3.13a ve Şekil 3.13b ‘de sırasıyla 20° ve 30°’lik içsel sürtünme açısı değerleri için ψ - β değişimleri görülmektedir. Burada dikkat edilmesi gereken nokta, duvar genişliğinin artmasına bağlı olarak ψ açısında azalma meydana gelmesidir. Söz konusu grafiklerden elde edilen bir diğer sonuç ise düşük temel genişlik değerlerinde önerilen yönteme göre belirlenen ψ değerlerinin Rankine (1857)’den fazla olduğu ve artan β değeri önerilen yöntemle Rankine (1857) yöntemi arasındaki farkın azaldığıdır. Bu durum, temel genişliği arttıkça Rankine Teorisinin geçerli olduğunu göstermektedir. Şekil 3.13c ve 3.13d’nin incelenmesi sonucunda θ açısının temel genişliğinden ihmal edilebilecek derecede az etkilendiği, önerilen yöntemle Rankine yöntemi kullanılarak elde edilen θ açılarının benzer değer aralıklarında olduğu ve artan temel genişliği değerine bağlı olarak iki yöntem arasındaki farkın azaldığı belirlenmiştir.



Şekil 3.13. $\alpha=0.1$ için (a) $\phi=20^\circ$, ψ - β grafiği, (b) $\phi=30^\circ$, ψ - β grafiği, (c) $\phi=20^\circ$, θ - β grafiği, (d) $\phi=30^\circ$, θ - β grafiği

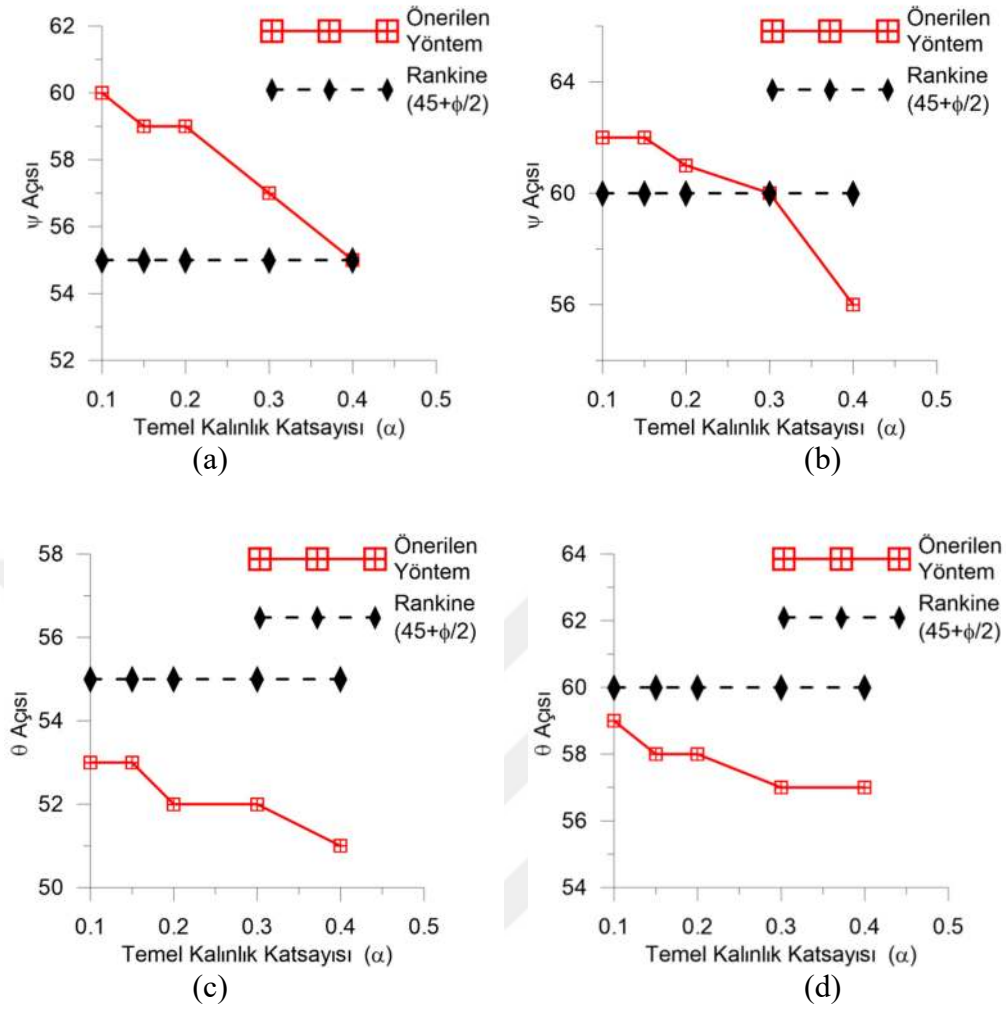
Şekil 3.14 ve 3.15’de kırılma yüzeyleri ile temel kalınlığı arasındaki ilişki görülmektedir. Bunun yanında, hazırlanan grafiklerde önerilen yönteme göre elde edilen kırılma yüzeyi açıları ile Rankine yöntemine göre belirlenen kırılma yüzeyi açıları karşılaştırılmıştır.

Şekil 3.14a’da ve Şekil 3.14b’de $\beta=0.1$ değeri için ψ ve θ açılarının temel kalınlığından dikkate değer biçimde etkilenmediği görülmektedir.



Şekil 3.14. $\beta=0.1$ için (a) $\phi=20^\circ$, ψ - α grafiği, (b) $\phi=30^\circ$, ψ - α grafiği, (c) $\phi=20^\circ$, θ - α grafiği, (d) $\phi=30^\circ$, θ - α grafiği

Şekil 3.15’de, $\beta=0.4$ durumunda farklı içsel sürtünme açısı değerleri için ($\phi=20^\circ$, $\phi=30^\circ$) temel kalınlığındaki artışın kırılma yüzeyi açılarına (ψ , θ) etkisi görülmektedir. Şekil 3.15a ve 3.15b Şekil 3.14a ve 3.14b ile karşılaştırıldığında artan temel genişlik değeri ile birlikte ψ açısının temel kalınlığındaki değişimden etkilendiği açıkça görülmektedir. Şekil 3.15c ve 3.15d ile Şekil 3.14c ve 3.14d’nin karşılaştırılması sonucunda ise artan temel genişliği ile birlikte temel kalınlık parametresinin θ açısı üzerinde etkisi olduğu görülmektedir. Ancak, söz konusu etkinin %1’in altında bir değerde olması sebebiyle dikkate değer olmadığı görülmektedir.



Şekil 3.15. $\beta=0.4$ için (a) $\phi=20^\circ$, ψ - α grafiği, (b) $\phi=30^\circ$, ψ - α grafiği, (c) $\phi=20^\circ$, θ - α grafiği, (d) $\phi=30^\circ$, θ - α grafiği

3.1.2. Dinamik Durum

Bu kısımda, dinamik şartlar altında, akış şeması Şekil 2.28’de verilen program kullanılarak sabit β , α , ϕ , δ , k_v , k_h değerleri için yatay toprak itkisi maksimizasyonu yapılmıştır. Yapılan maksimizasyon sonucunda, maksimum yatay toprak itkisini oluşturan Ka_{1d} , Ka_{2d} , Ka_{3d} katsayıları ve maksimum itkinin oluşmasını sağlayan θ ve ψ açıları belirlenmiştir.

Statik duruma benzer olarak dinamik durumda da toprak itkilerinin duvarın üç ayrı bölgesine, farklı açılarla etkidiği kabulü yapılmıştır. Çalışma sonuçlarını literatürdeki diğer çalışmalarla kıyaslayabilmek için dinamik toprak itki katsayılarının yatay bileşenlerinin toplamı (Ka_{dh}) karşılaştırma parametresi olarak kullanılmıştır. Tablo 3.3’de farklı içsel

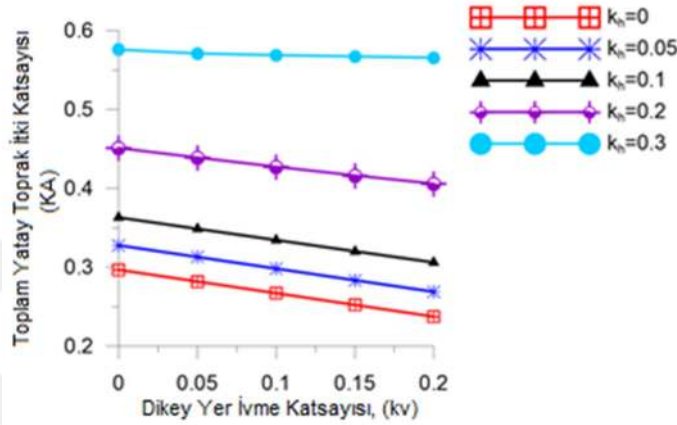
sürtünme açısı değerlerinde, yatay yer ivme katsayısının değişimine bağlı dinamik aktif yatay toprak itkisi katsayılarının değişimi görülmektedir. Söz konusu tabloda, farklı duvar boyut oranları kullanılarak, önerilen yöntemle göre belirlenen dinamik aktif yatay toprak itkisi katsayıları Evangelista vd. (2010) tarafından NSPPS (New Stress Pseudostatic Plasticity Solution) yöntemi kullanılarak, Mylonakis vd. (2007) tarafından alt sınır limit analiz yöntemi kullanılarak belirlenmiş katsayılarla ve M-O yöntemi ile belirlenen katsayılarla karşılaştırılmıştır.

Tablo 3.3'ün incelenmesi sonucunda önerilen yöntem kullanılarak elde edilen sonuçların diğer yöntemlere göre belirlenmiş olan sonuçlarla benzer oldukları ve uyumlu değişim gösterdikleri görülmektedir. Evangelista vd. (2010) 'nin daha konservatif sonuçlar vermekte, Mylonakis vd. (2007)'nin sonuçları ise daha düşük seviyede olmaktadır. Düşük β ve α değerlerinde ($\beta=0.0$, $\alpha=0.0$) önerilen yöntemle elde edilen sonuçlar M-O yöntemi örtüşmekte, Mylonakis vd. (2007)'nin belirlemiş olduğu sonuçlarla %0.07-%8.2 arasında değişen farklılık göstermektedir. Daha büyük β ve α değerlerinde ($\beta=0.3$, $\alpha=0.1$) önerilen yöntemle göre belirlenen çözümün Evangelista vd. (2010)'nin belirledikleri çözümlere yakın değerler almaktadırlar. Buna ek olarak, önerilen yöntem dışındaki diğer yöntemlerin duvar boyut katsayılarını dikkate almazken, önerilen yöntemle göre yapılan çözümlerde sonuçlar duvar genişliği ve temel kalınlığı parametresinden etkilenmektedir

Tablo 3.3. Önerilen yöntemle göre belirlenen dinamik yatay toprak itkisi katsayılarının farklı yöntemlerle karşılaştırılması

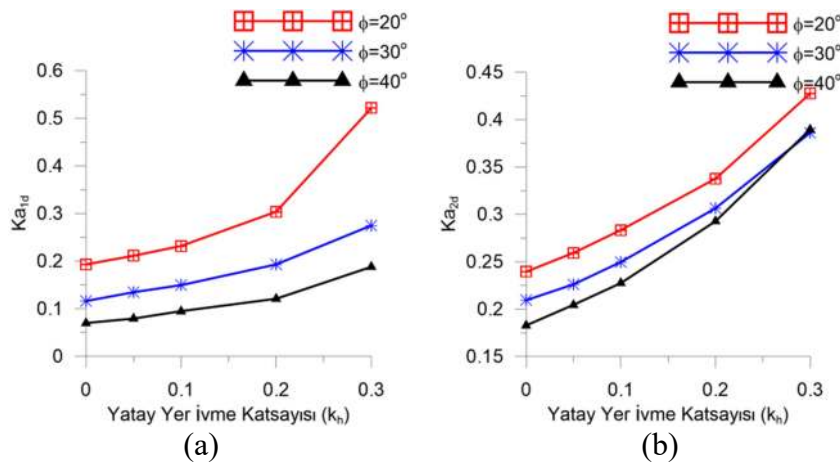
	K_{adh}							
	$\phi=20^\circ$				$\phi=40^\circ$			
$k_h \rightarrow$	0.05	0.1	0.2	0.3	0.05	0.1	0.2	0.3
Evangelista vd.(2010)	0.497	0.52	0.62	0.83	0.22	0.23	0.28	0.36
Mylonakis vd. (2007)	0.42	0.46	0.58	0.82	0.22	0.25	0.32	0.41
M-O Yöntemi	0.465	0.51	0.63	0.82	0.20	0.22	0.29	0.37
Önerilen yöntem ($\beta=0.0$, $\alpha=0.0$)	0.46	0.51	0.63	0.82	0.20	0.23	0.29	0.37
Önerilen yöntem ($\beta=0.1$, $\alpha=0.1$)	0.48	0.53	0.65	0.87	0.22	0.24	0.31	0.41
Önerilen yöntem ($\beta=0.1$, $\alpha=0.3$)	0.48	0.52	0.65	0.86	0.21	0.24	0.31	0.40
Önerilen yöntem ($\beta=0.3$, $\alpha=0.1$)	0.51	0.55	0.69	0.95	0.23	0.26	0.34	0.47

Şekil 3.16’da farklı yatay deprem ivme katsayısı değerleri altında, dikey deprem ivme katsayısı ile aktif sismik toprak basınç katsayısı arasındaki ilişki gösterilmiştir. Bu ilişkiye göre artan dikey deprem ivme katsayısı aktif sismik toprak basınç katsayısında azalmaya sebep olmaktadır. Buna ek olarak Shukla vd. (2009)’nin de değinmiş olduğu gibi yatay deprem ivme katsayısının artması ile değişim azalmaktadır.



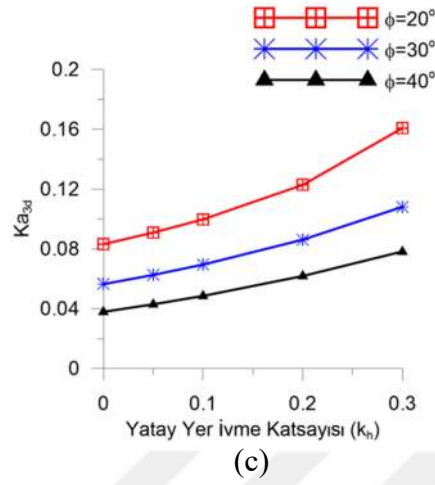
Şekil 3.16. $\phi=20^\circ$, $\alpha=0.1$ ve $\beta=0.1$ için farklı k_h değerlerinde K_a - k_h ilişkisi

Şekil 3.17’de duvar boyutları katsayıları $\alpha=0.1$, $\beta=0.1$ olan bir konsol istinat duvarı için farklı içsel sürtünme açılarının ($\phi=20^\circ, \phi=30^\circ, \phi=40^\circ$) K_{a1d} - k_h , K_{a2d} - k_h , K_{a3d} - k_h arasında oluşturduğu ilişki görülmektedir. Buna göre statik duruma benzer olarak artan ϕ açısının sismik aktif toprak itki katsayısında azalmalara sebebiyet verdiği açıktır.

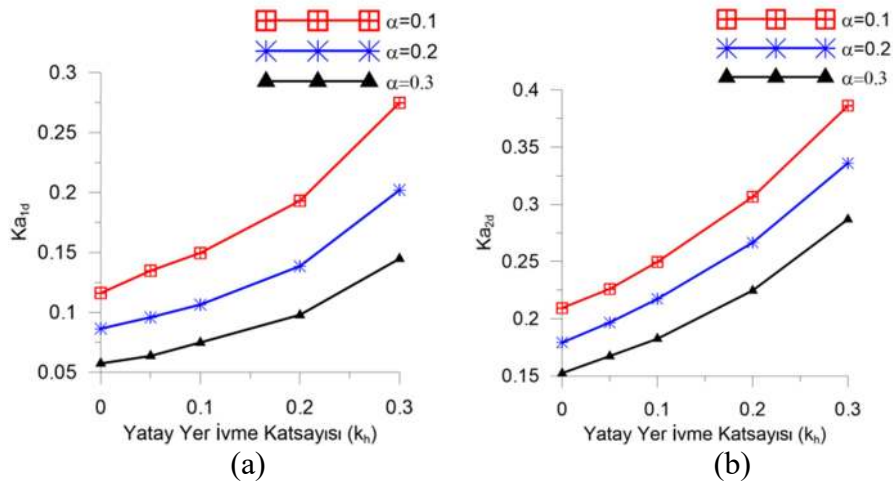


Şekil 3.17. $\alpha=0.1$, $\beta=0.1$ için, (a) $\phi=20^\circ$, K_{a1d} - k_h grafiği, (b) $\phi=30^\circ$, K_{a2d} - k_h , (c) $\phi=40^\circ$, K_{a3d} - k_h grafiği

Şekil 3.17'nin devamı

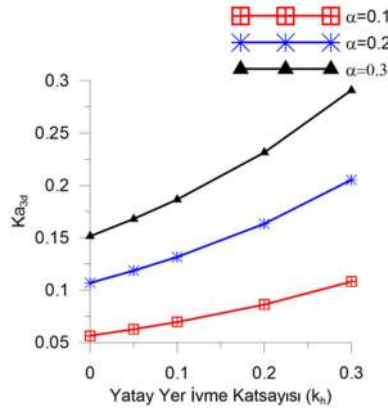


Şekil 3.18'den $\phi=20^\circ$, $\beta=0.1$, $k_v=0$ durumu için temel kalınlık katsayısındaki değişimin konsol duvarın farklı bölgelerindeki Ka - k_h ilişkisine olan etkileri görülmektedir. Buna göre, artan yer ivme katsayısına bağlı olarak Ka_{1d} , Ka_{2d} ve Ka_{3d} katsayıları da artmaktadır. Bunun haricinde statik duruma benzer olarak, 1. ve 2. Bölgelerde artan temel kalınlık değeri toprak itki katsayısını düşürürken, 3.Bölgede artan α katsayısı toprak itki katsayısını arttırmaktadır.



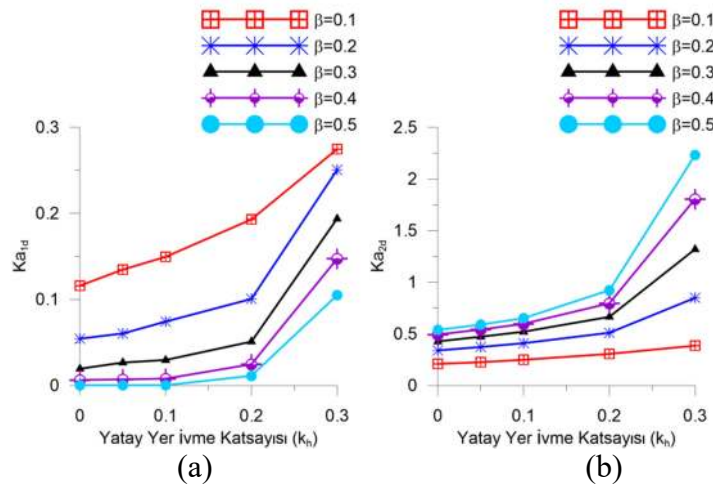
Şekil 3.18. $\phi=20^\circ$, $\beta=0.1$ için (a) $\alpha=0.1$, Ka_{1d} - k_h grafiği, (b) $\alpha=0.2$, Ka_{2d} - k_h , (c) $\alpha=0.3$, Ka_{3d} - k_h grafiği

Şekil 3.18'in devamı



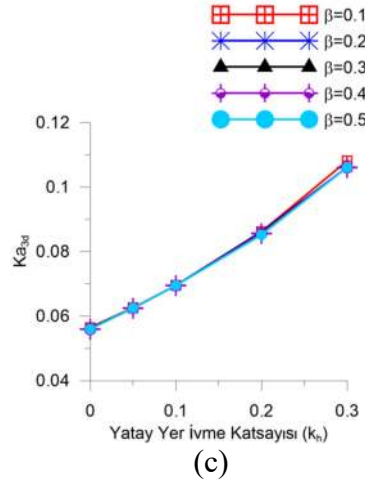
(c)

Şekil 3.19'da $\phi=20^\circ$, $\alpha=0.1$ durumu için temel genişlik katsayısınınındaki değişimin konsol duvarın farklı bölgelerindeki $Ka-k_h$ ilişkisine olan etkileri görülmektedir. Şekil 3.19a'nın incelenmesi sonucunda, 1.Bölgede oluşan, farklı temel genişliği durumları için elde edilen $Ka_{1d}-k_h$ eğrilerin iki parçalı oldukları, belirli bir yer ivme katsayısı değerinden sonra ($k_h=0.2$) sert biçimde artış gösterdikleri görülmektedir. β değerinin düşük olduğu durumlarda ($\beta=0.1$) $Ka_{1d}-k_h$ eğrilerinin doğrusala yakın olduğu, ancak β değerinin artmasıyla eğrilerin doğrulsallıklarını kaybettiği görülmektedir. Şekil 3.19b'de, Şekil 3.19a'ya benzer şekilde β değerindeki artışa bağlı olarak $Ka_{1d}-k_h$ eğrilerinin iki parçalı karakterleri ağırlık kazanmaktadır. Şekil 3.19c'den temel genişlik değerindeki (β) artışın 3. Bölgede oluşan $Ka_{3d}-k_h$ ilişkisine dikkate değer bir etki oluşturmadığı anlaşılmaktadır.

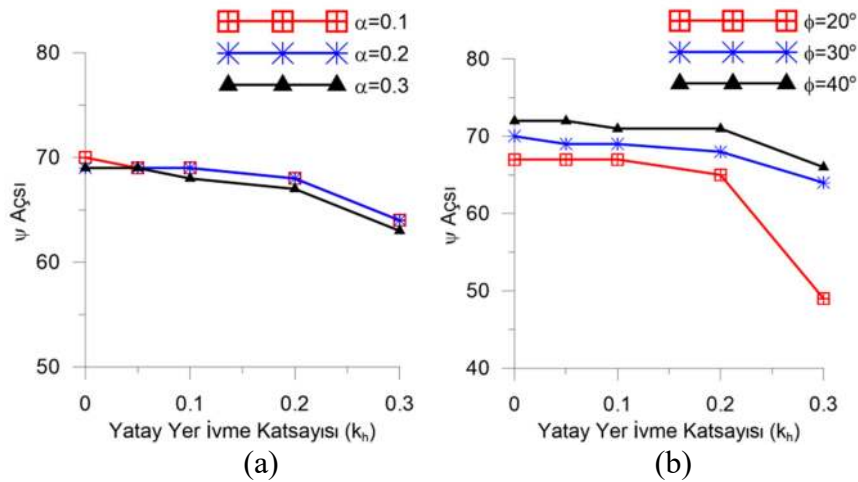


Şekil 3.19. $\alpha=0.1$ ve $\phi=20^\circ$ için, (a) $Ka_{1d}-k_h$ grafiği, (b) $Ka_{2d}-k_h$ grafiği, (c) $Ka_{3d}-k_h$ grafiği

Şekil 3.19'un devamı

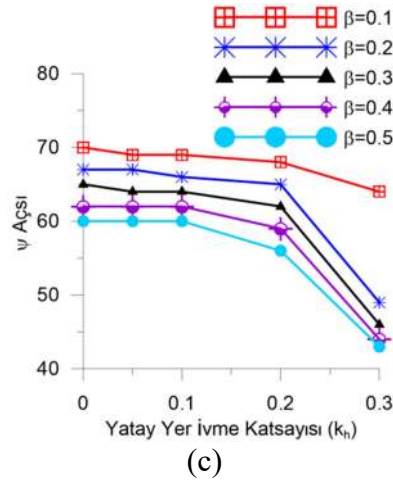


Şekil 3.20’de ψ - k_h ilişkisine etki eden parametreler irdelenmiştir. Söz konusu şekillerin incelenmesi sonucunda artan yer ivme katsayısının ψ açısında azalmaya sebebiyet verdiği görülmektedir. Şekil 3.20a’da artan temel kalınlık katsayısının ψ - k_h ilişkisine dikkate değer etki etmediği görülmektedir. Şekil 3.20b ‘de ise içsel sürtünme açısının artışının ψ değerinde artışa sebebiyet verdiği, ψ - k_h eğrilerinin trendinde değişime neden olmadığı görülmektedir. Şekil 3.20c’de artan temel genişlik değerinin, Şekil 3.19’deki duruma benzer şekilde ψ - k_h ilişkisine etki ettiği görülmektedir. Düşük β değerlerinde doğrusal karakterli olan ψ - k_h eğrileri b değeri arttıkça eğrisel görünüm almaktadır.

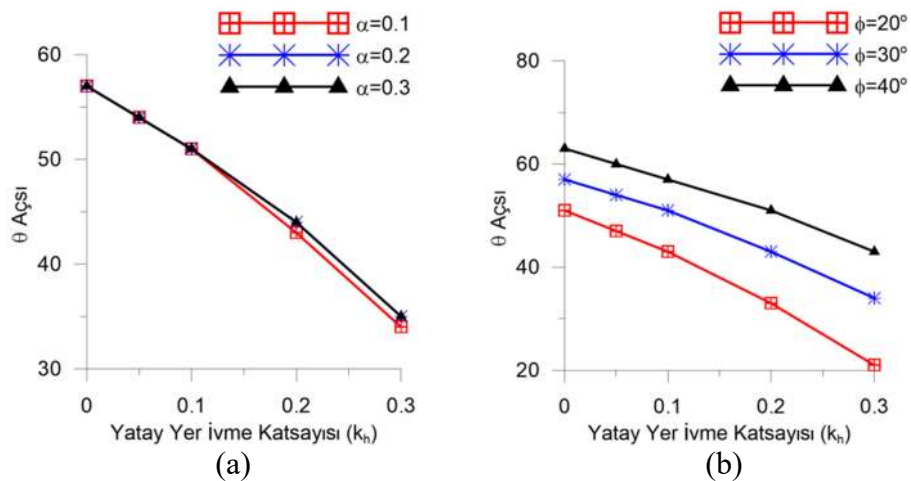


Şekil 3.20. Farklı durumlarda kırılma yüzeyi açılarının, yer ivme katsayısı ile ilişkisi (a) $\beta=0.1$, $\phi=30^\circ$ için ψ - k_h grafiği, (b) $\alpha=0.1$, $\beta=0.1$ için ψ - k_h grafiği, (c) $\phi=30^\circ$, $\alpha=0.1$ için ψ - k_h grafiği

Şekil 3.20'nin devamı

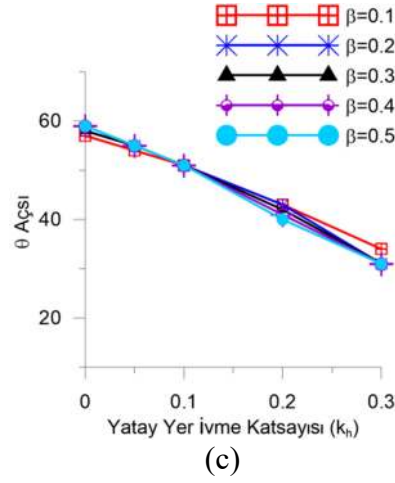


Şekil 3.21'de θ - k_h ilişkisi ve bu ilişkiye etki eden etki eden parametreler irdelenmiştir. Buna göre, artan yatay yer ivme katsayısı (k_h) ψ açısını azalttığı gibi θ açısını da azaltmaktadır. Şekil 3.21a'dan artan k_h değerleri ile birlikte temel kalınlık katsayısındaki değişimin, θ - k_h ilişkisini etkilediği görülse de bu değişimin çok küçük boyutlarda olduğu anlaşılmaktadır. Şekil 3.21b'de, k_h değerinin artmasıyla birlikte, içsel sürtünme açısındaki değişimin θ - k_h ilişkisi üzerindeki etkisinin arttığı görülmektedir. Şekil 3.21c'nin incelenmesi sonucunda ise temel genişlik parametresinin θ - k_h ilişkisi üzerinde dikkate değer etkisinin olmadığı görülmektedir.



Şekil 3.21. Kırılma yüzeyi açılarının, yer ivme katsayısı ile ilişkisi (a) $\beta=0.1$, $\phi=30^\circ$, θ - k_h grafiği (b) $\alpha=0.1$, $\beta=0.1$ θ - k_h grafiği (c) $\phi=30^\circ$, $\alpha=0.1$ θ - k_h grafiği

Şekil 3.21'in devamı

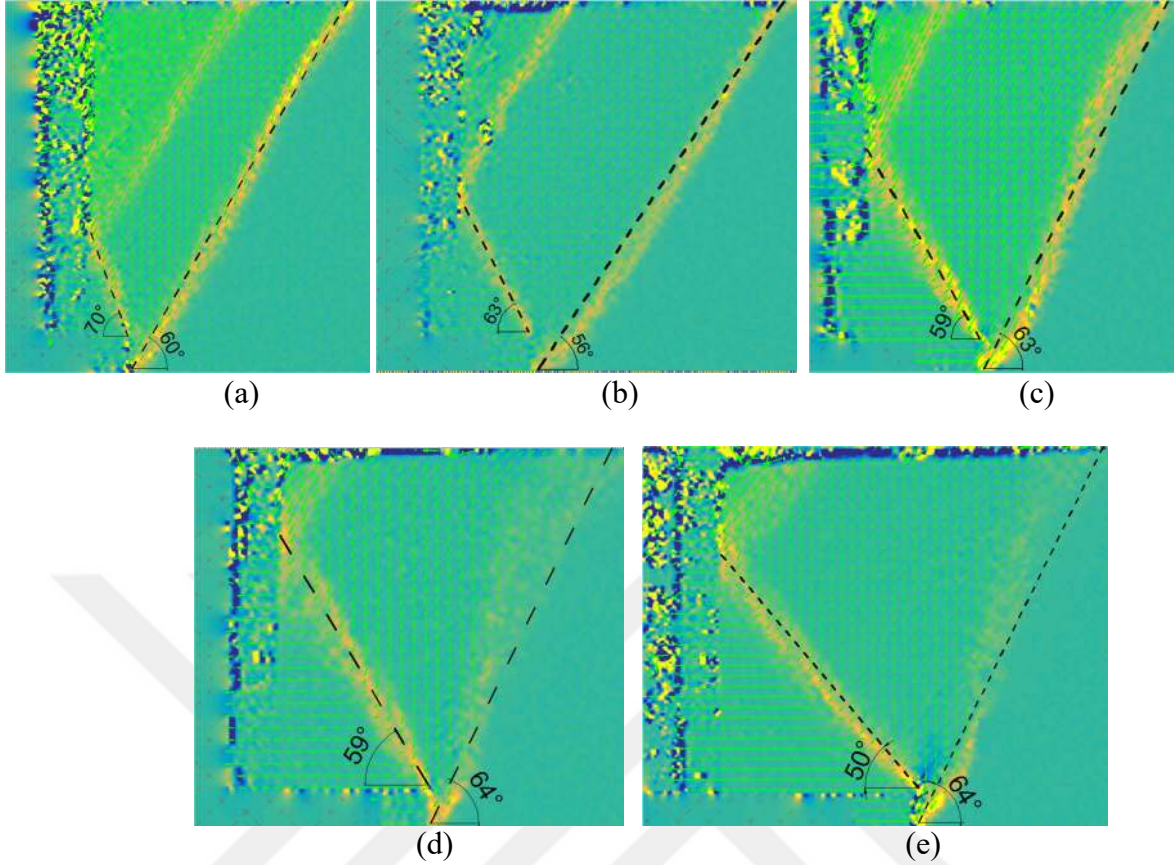


3.2. Deneysel Çalışma Bulguları ve İrdelenmesi

Deneysel çalışma kapsamında, aktif durumda, farklı koşullar altında yapılan küçük ölçekli deneyler sonucunda kısa temelli konsol istinat duvarı arkasında oluşan kırılma yüzeyi şekilleri incelenmiştir. Temel uzunluğu, temel kalınlığı, zemin sıkılığı, aktif durum oluşum şekli gibi parametrelerin kırılma yüzeyi açlarına olan etkilerinin incelendiği çalışmada zemin ortamında aktif durum oluşturmak amacıyla model duvar, iki farklı öteleme etkisine tabi tutulmuştur. Yapılan deneyler sonrasında elde edilen sonuçlar aşağıdaki gibi bölümler halinde sunulmuştur.

3.2.1. Aktif Durumun Çekme Etkisi ile Oluşturulması

Bu kısımda rölatif sıkılık bakımından çok gevşek sınıfında ($D_r=\%12$) hazırlanmış olan zeminde aktif durum, model duvarın çekme etkisine maruz bırakılması sonucu elde edilmiştir. Farklı temel genişlik ($\beta=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$) ve sabit temel kalınlık ($\alpha=0.1$) değerine sahip model dayanma duvarları arkasında oluşan kırılma yüzeyleri belirlenmiştir. Elde edilen kırılma yüzeylerinin yatayla yaptığı açılar Şekil 3.22'de belirtilmiştir. Farklı temel kalınlığı değerleri için temel genişliği ile model duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri ilişkisi Ek 1.1, Ek.1.2 ve Ek 1.3'de verilmiştir.



Şekil 3.22. Aktif durumda farklı temel genişliklerine sahip model dayanma duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.1$ $\alpha=0.1$ (b) $\beta=0.2$ $\alpha=0.1$ (c) $\beta=0.3$ $\alpha=0.1$ (d) $\beta=0.4$ $\alpha=0.1$ (e) $\beta=0.5$ $\alpha=0.1$

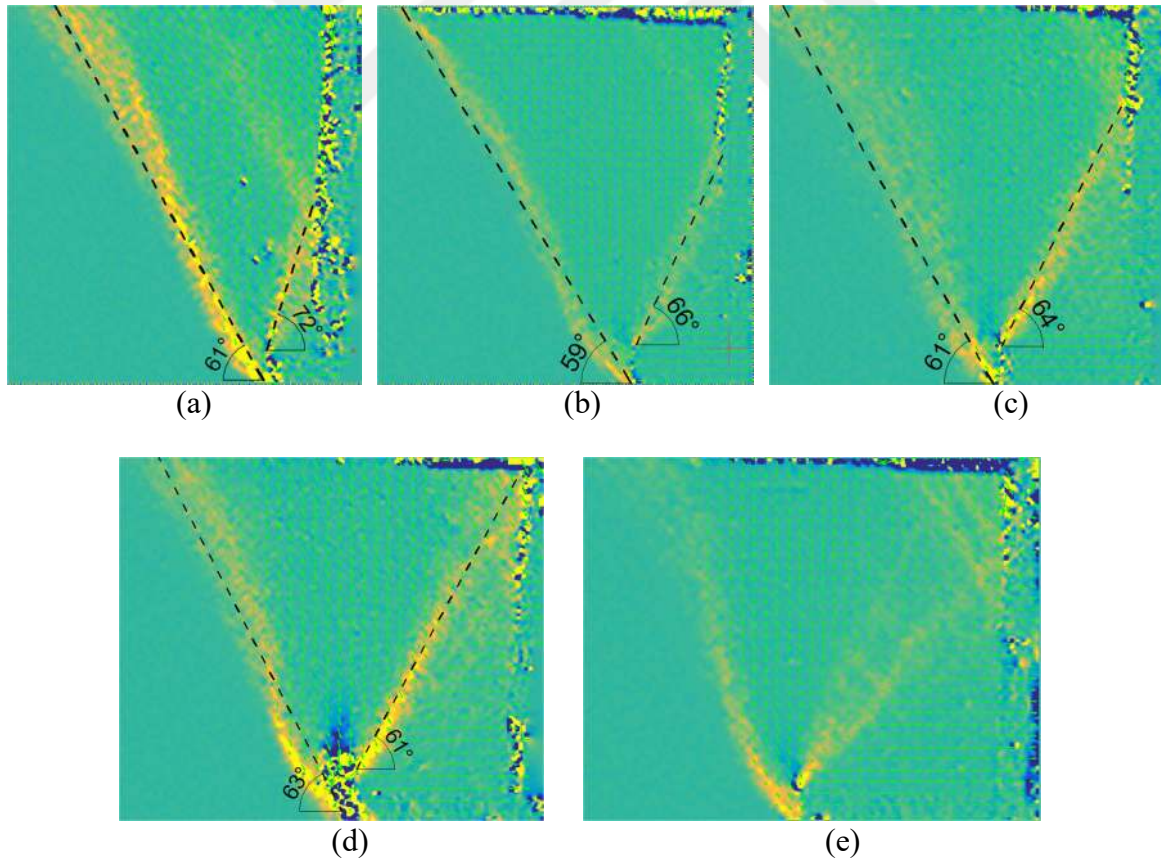
Ek 1.1, Ek.1.2, Ek 1.3 ve Şekil 3.22'nin incelenmesi sonucunda, aktif şartların zemin itkisi ile oluşturulduğu duruma benzer olarak, aktif durumun çekme etkisi ile oluşturulduğu durumda da artan temel genişliğine bağlı olarak ψ açısının değerinin azaldığı anlaşılmaktadır. Bununla birlikte θ açısının, artan temel genişliğine bağlı olarak dikkate değer bir değişim göstermediği görülmektedir. Bunun yanında, Şekil 3.22'de gösterilmiş olan duvar boyutlarında kırılma yüzeylerinin doğrusal tipte olduğu görülmektedir. Ancak, Ek 1.2a ($\alpha=0.2$, $\beta=0.4$), Ek 1.3c ($\alpha=0.2$ $\beta=0.5$) ve Ek 1.3d ($\alpha=0.3$, $\beta=0.5$)'de belirtilen kırılma yüzeyi şekillerinden kırılma yüzeylerinin tek bir yüzeyden ziyade dağınık olduğu anlaşılmaktadır.

3.2.2. Aktif Durumun Zemin İtkisi ile Oluşturulması

Söz konusu aktif durum koşulları altında yapılan deneylerde; temel genişlik katsayısının (β), temel kalınlık katsayısının (α), farklı içsel sürtünme açılarının model duvar arkasında oluşan kırılma yüzeylerine olan etkileri incelenmiştir.

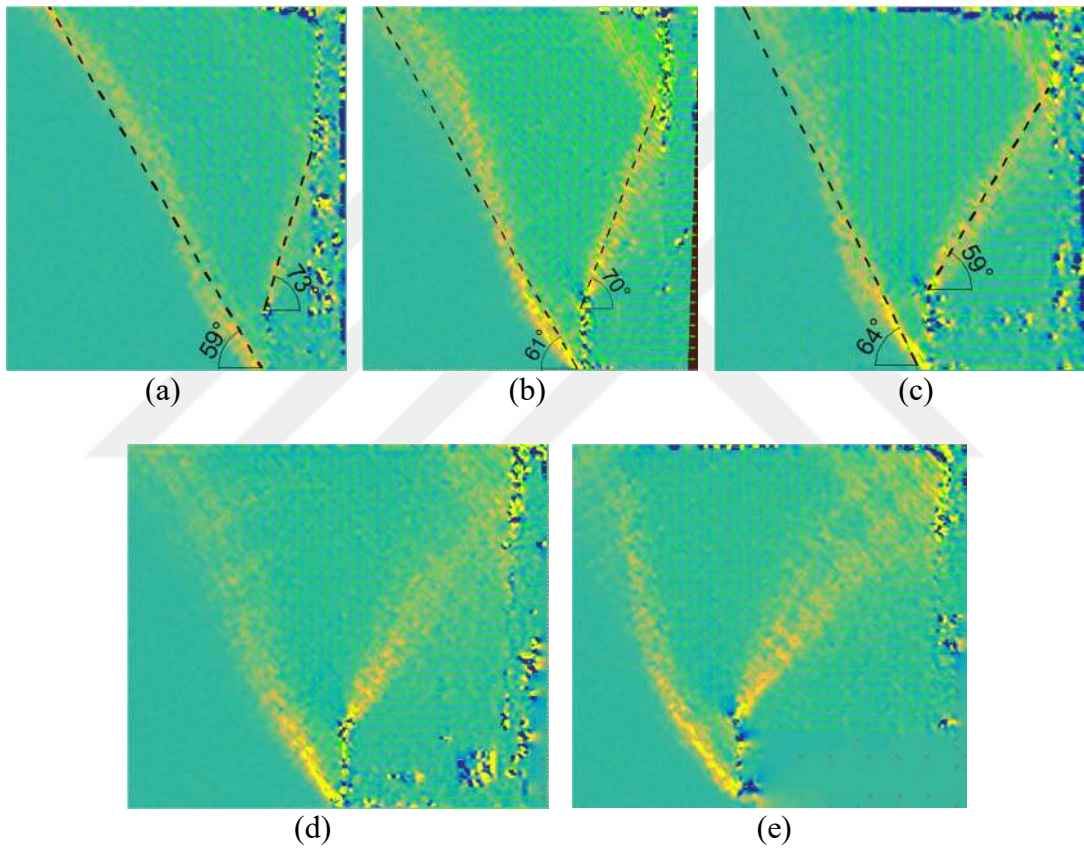
3.2.2.1. Temel Genişlik Katsayısının (β) Değişiminin Kırılma Yüzeylerine Etkisi

Rölatif sıkılık bakımından çok gevşek sınıfındaki zeminin ($D_r=\%12$) dolgu malzemesi olarak kullanıldığı çalışmada, farklı temel genişlikleri ($\beta=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5$) ve sabit temel kalınlık ($\alpha=0.1$) değerine sahip model dayanma duvarları arkasında oluşan kırılma yüzeyleri belirlenmiştir. Elde edilen kırılma yüzeylerinin yatayla yaptığı açılar Şekil 3.23’de belirtilmiştir.

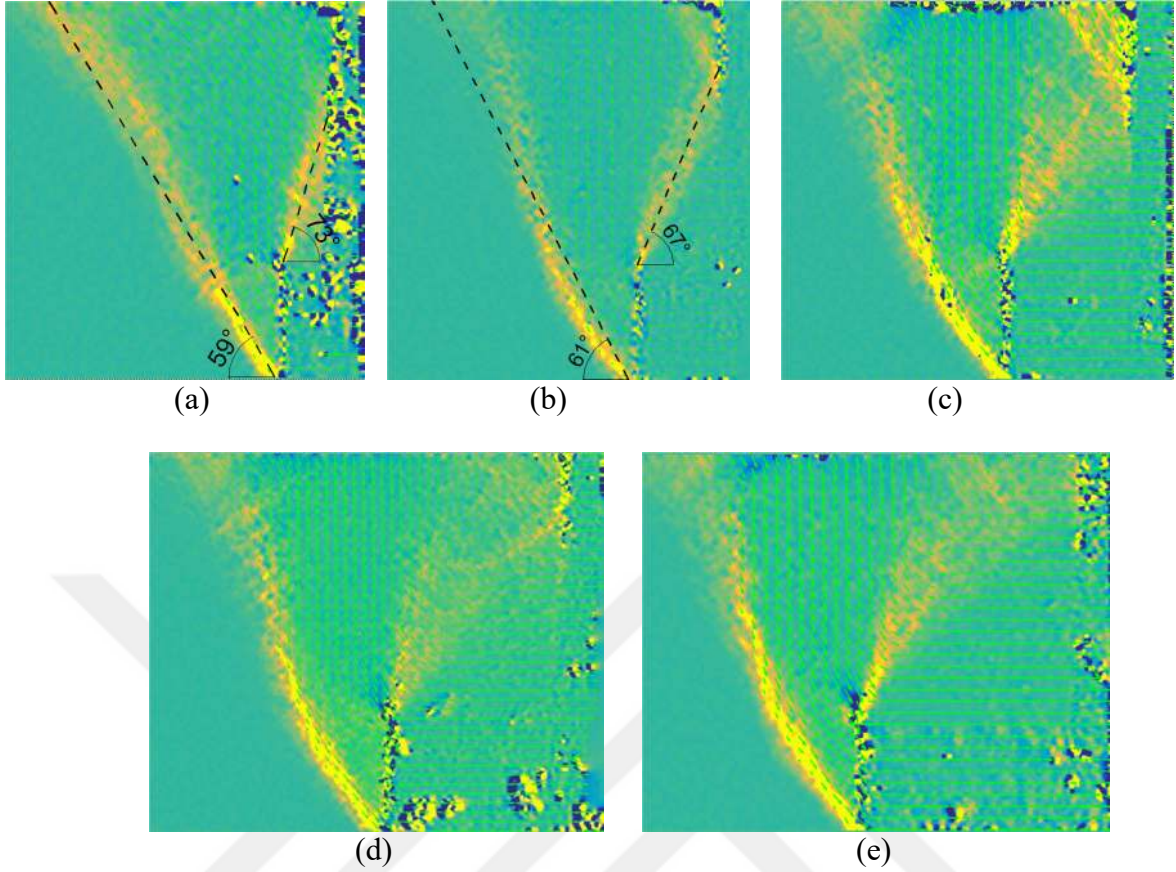


Şekil 3.23. Aktif durumda farklı temel genişliklerine sahip model dayanma duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri, (a) $\beta=0.1$ $\alpha=0.1$, (b) $\beta=0.2$ $\alpha=0.1$ (c) $\beta=0.3$ $\alpha=0.1$, (d) $\beta=0.4$ $\alpha=0.1$, (e) $\beta=0.5$ $\alpha=0.1$

Şekil 3.23, 3.24 ve 3.25'in incelenmesi sonucunda duvar temel uzunluğunun değişimi sonrasında oluşan kırılma yüzeyleri Tablo 3.4'de belirtildiği gibi olduğu anlaşılmaktadır. Tablo 3.4'ün incelenmesiyle, ψ açısının, artan temel genişlik değerine (β) bağlı olarak azaldığı görülürken, θ açısının temel genişliğinden bağımsız olduğu anlaşılmaktadır. Bunun yanında, kırılma yüzeyinin dayanma duvarını kestiği durumlarda (kısa temel durumu) kırılma yüzeylerinin doğrusala yakın olduğu görülürken kısa temel durumunun bittiği, yani temelin yeterince uzun olduğu durumda kırılma yüzeyinin dağınık olduğu belirlenmiştir.



Şekil 3.24. Aktif durumda farklı temel genişliklerine sahip model dayanma duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri, (a) $\beta=0.1$ $\alpha=0.2$, (b) $\beta=0.2$ $\alpha=0.2$, (c) $\beta=0.3$ $\alpha=0.2$, (d) $\beta=0.4$ $\alpha=0.2$, (e) $\beta=0.5$ $\alpha=0.2$



Şekil 3.25. Aktif durumda farklı temel genişliklerine sahip model dayanma duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri, (a) $\beta=0.1$ $\alpha=0.3$, (b) $\beta=0.2$ $\alpha=0.3$, (c) $\beta=0.3$ $\alpha=0.3$, (d) $\beta=0.4$ $\alpha=0.3$, (e) $\beta=0.5$ $\alpha=0.3$

Tablo 3.4'den de anlaşılacağı gibi artan temel kalınlık değerinin, kırılma yüzeylerinin yatayla yapmış oldukları açı değerleri üzerinde (θ ve ψ) dikkate değer bir değişim oluşturmamaktadır. Şekil 3.23'ün incelenmesi sonucunda $\alpha=0.1$, $\beta=0.5$ durumunda kırılma yüzeylerinin dağınık olduğu ve doğrusallığını kaybettiği görülmektedir. Şekil 3.24'den kırılma yüzeylerinin $\alpha=0.2$, $\beta=0.4$ değerinden sonra dağınık hale geldiği anlaşılmaktadır. Şekil 3.25'de ise $\alpha=0.3$, $\beta=0.3$ değerinden sonra kırılma yüzeylerinde dağınıklık başladığı görülmektedir.

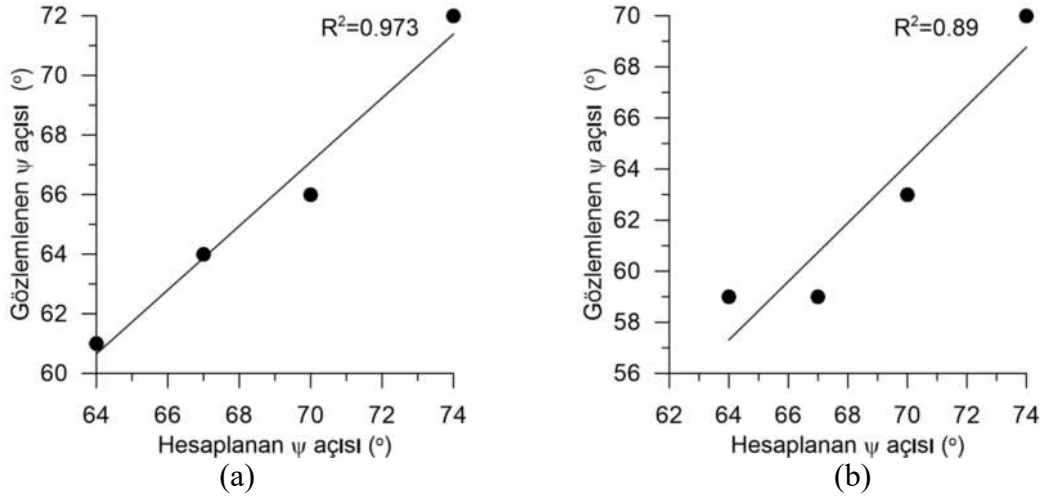
Tablo 3.4. Farklı temel kalınlık değerleri için duvar temel uzunluğuna bağlı θ ve ψ açısı değişimleri

		$\beta=0.1$	$\beta=0.2$	$\beta=0.3$	$\beta=0.4$	$\beta=0.5$
$\alpha=0.1$	ψ	72°	66°	64°	61°	-
	θ	61°	59°	61°	63°	-
$\alpha=0.2$	ψ	73°	70°	59°	-	-
	θ	59°	61°	64°	-	-
$\alpha=0.3$	ψ	73°	67°	-	-	-
	θ	59°	61°	-	-	-

Şekil 3.26'da $\alpha=0.1$, $\phi=36^\circ$ ve farklı temel genişlik katsayısı değerleri için ($\beta=0.1$, $\beta=0.2$, $\beta=0.3$, $\beta=0.4$, $\beta=0.5$) temel genişlik katsayısı değerindeki değişime bağlı ortaya çıkan ψ açılarının deneysel sonuçları, önerilen yöntemle göre hesaplanan ψ açıları ile karşılaştırılmıştır. (Kırılma yüzeylerinin analitik yöntemle belirlendiği durumda hesaplamalarda kullanılan ϕ ve δ parametreleri Şekil 2.9d ve Şekil 2.7d 'deki grafikler kullanılarak 36° ve 31.5° olarak kullanılmıştır.)

Şekil 3.26a'da önerilen yöntemle göre hesaplanan ψ açısı ile aktif durumun zemin itkisi ile oluşturulduğu deney koşulları sonucu belirlenen ψ açıları karşılaştırılmıştır. Buna göre, $\beta=0.1$ ile $\beta=0.4$ değeri arasında gözlemlenen ψ açıları ile hesaplanan ψ açıları arasındaki uyumun % 97 civarında olduğu görülmektedir. $\beta=0.5$ temel genişlik değeri için önerilen yöntemle göre hesaplanan ψ açısının maksimum değerde olduğu, yani uzun temel koşullarının geçerli olduğu görülmüştür. Deneysel çalışma sonucunda ise $\beta=0.5$ değerinde kırılma yüzeylerinin, kırılma yüzeyi açısı belirlenemeyecek kadar dağınık olduğu saptanmıştır. Bu nedenle Şekil 3.26a'da karşılaştırmalar dört değer üzerinden yapılmıştır.

Şekil 3.26b'de önerilen yöntemle göre hesaplanan ψ açısı, aktif durumun çekme etkisi ile oluşturulduğu deney koşulları sonucu belirlenen ψ açıları karşılaştırılmıştır. Bu durumda, iki değer arasındaki regresyon katsayısı değerinin %89 civarında olduğu görülmüştür. $\beta=0.5$ temel genişlik değeri için önerilen yöntemle göre hesaplanan ψ açısının maksimum değerde olduğu, yani uzun temel koşullarının geçerli olduğu görülmüştür. Deneysel çalışma sonucunda ise gözlemlenen ψ açısı değerinin 51° olduğu belirlenmiştir.



Şekil 3.26. Farklı yöntemler kullanılarak gözlemlenen ψ açılarının önerilen yönteme göre belirlenen ψ açılarıyla ilişkisi, (a) Aktif durumun zemin itkisi ile oluşturulduğu durum, (b) Aktif durumun çekme etkisi ile oluşturulduğu durum.

Şekil 3.26'dan da anlaşılacağı gibi zemin ortamında aktif durumun zemin itkisi ile oluşturulduğu durum, aktif durumun çekme etkisi ile oluşturulduğu duruma göre teorik sonuçlara daha yakın değer vermektedir.

Tablo 3.5'de aktif durumun zemin itkisiyle oluşturulduğu deneysel çalışma sonucunda belirlenen ψ açıları, önerilen analitik çalışma sonucunda elde edilen ψ açıları ve Rankine (1857) tarafından önerilen ψ açıları ile karşılaştırılmıştır. Söz konusu tabloda $\phi=36^\circ$, $\alpha=0.1$ için temel genişlik katsayısındaki artışın ψ açısına olan etkileri elde edilmiştir. Buna göre analitik yöntem sonucunda belirlenen sonuçların deneysel yöntem sonuçları ile uyduğu görülmektedir. Artan β değeri ile gerek deneysel gerekse analitik yöntem sonucu belirlenen ψ açıları, azalarak Rankine (1857) yönteminin önerdiği sonuçlara yaklaşmaktadır. $\alpha=0.1$, $\beta=0.5$ temel boyutlarında, deney sonrasında kırılma yüzeylerinin dağınık olduğu görülmekte, aynı duvar boyutları için elde edilen analitik sonuçlar incelendiğinde K_{a1s} katsayısının sıfıra çok yakın değer aldığı için bu temel boyutlarında uzun temel durumunun geçerli olduğu belirlenmiştir. Tablo 3.5'in incelenmesi sonucunda artan temel kalınlık katsayısına bağlı olarak dağınık kırılma yüzeyi ve uzun temel durumunun daha düşük temel kalınlık katsayısı değerlerinde görüldüğü anlaşılmıştır.

Tablo 3.5. ψ açısının analitik sonuç, deneysel sonuç ve Rankine (1857) yöntemi ile karşılaştırılması

		$\beta=0.1$	$\beta=0.2$	$\beta=0.3$	$\beta=0.4$	$\beta=0.5$
$\alpha=0.1$	Deneysel sonuç	72°	66°	64°	61°	D.K.Y.
	Analitik sonuç	74°	70°	67°	64°	U.T.D.
	Rankine ($45+\phi/2$)	63°	63°	63°	63°	63°
$\alpha=0.2$	Deneysel sonuç	73°	70°	59°	D.K.Y.	D.K.Y.
	Analitik sonuç	73°	69°	66°	U.T.D.	U.T.D.
	Rankine ($45+\phi/2$)	63°	63°	63°	63°	63°
$\alpha=0.3$	Deneysel sonuç	73°	67°	D.K.Y.	D.K.Y.	D.K.Y.
	Analitik sonuç	73°	68°	65°	U.T.D.	U.T.D.
	Rankine ($45+\phi/2$)	63°	63°	63°	63°	63°

D.K.Y: Dağınık Kırılma Yüzeyi, U.T.D: Uzun Temel Durumu

Tablo 3.6’de deneysel aktif durumun zemin itkisiyle oluşturulduğu deneysel çalışma sonucunda belirlenen θ açıları, önerilen analitik çalışma sonucunda elde edilen ve Rankine (1857) tarafından önerilen θ açıları ile karşılaştırılmıştır. Buna göre, gerek deneysel çalışma sonucu bulunan, gerekse analitik çalışma sonucu belirlenen θ açıları Rankine yöntemine yakın sonuçlar vermektedir. Deneysel çalışma sonrasında Tablo 3.6’de verilen ψ açılarına benzer olarak bazı β değerlerinde θ açısı kırılma yüzeylerinin dağınık olması dolayısıyla belirlenememiştir. Bunun yanında, artan temel kalınlık katsayısını bağlı olarak, daha küçük β değerlerinde kırılma yüzeyleri dağınıklaşmaya başlamaktadır.

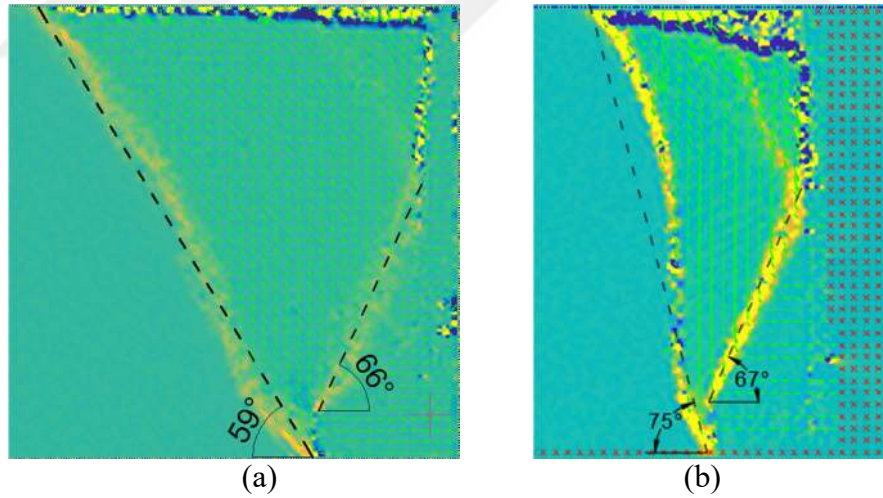
Tablo 3.6. θ açısının analitik sonuç, deneysel sonuç ve Rankine (1857) yöntemi ile karşılaştırılması

		$\beta=0.1$	$\beta=0.2$	$\beta=0.3$	$\beta=0.4$	$\beta=0.5$
$\alpha=0.1$	Deneysel sonuç	61°	59°	61°	63°	D.K.Y.
	Analitik sonuç	60°	61°	62°	62°	U.T.D.
	Rankine ($45+\phi/2$)	63°	63°	63°	63°	63°
$\alpha=0.2$	Deneysel sonuç	59°	61°	64°	D.K.Y.	D.K.Y.
	Analitik sonuç	60°	61°	61°	61°	U.T.D.
	Rankine ($45+\phi/2$)	63°	63°	63°	63°	63°
$\alpha=0.3$	Deneysel sonuç	59°	61°	D.K.Y.	D.K.Y.	D.K.Y.
	Analitik sonuç	60°	60°	60°	U.T.D.	U.T.D.
	Rankine ($45+\phi/2$)	63°	63°	63°	63°	63°

D.K.Y: Dağınık Kırılma Yüzeyi, U.T.D: Uzun Temel Durumu

3.2.2.2. İçsel Sürtünme Açısı Değişiminin Kırılma Yüzeylerine Etkisi

Zemin ortamında farklı içsel sürtünme açılarının elde edilmesi için zemin, rölatif sıkılık bakımından çok gevşek ve sıkı ($Dr=12\%$, $Dr=83\%$) olacak şekilde tanka yerleştirilmiştir. Bölüm 2.1.3’de sıkıştırma detaylarına değinilmiş olan dolguların birim hacim ağırlıklarının, gevşek durumda 14.4 kN/m^3 ve sıkı durumda 16.20 kN/m^3 olduğu belirtilmiştir. Şekil 2.9d’ de verilmiş olan birim hacim ağırlık-içsel sürtünme açısı grafiği kullanılarak, zeminin içsel sürtünme açısının gevşek durumda 36° olduğu, sıkı durumda ise 40° olduğu belirlenmiştir. Şekil 3.27’de β ve α değerleri sırasıyla 0.2 ve 0.1 olan model duvarların desteklediği farklı içsel sürtünme açısı değerlerine sahip dolgularda aktif durumda oluşan kırılma yüzeyleri incelenmiştir. Her iki durumda da zemin içerisinde aktif durumun, zeminin kendi yanal itkisi ile oluşması sağlanmıştır. Şekil 3.27a’da içsel sürtünme açısı 36° olan dolguda aktif durumda oluşan kırılma yüzeyi şekilleri görülürken, Şekil 3.27b’de ise içsel sürtünme açısı 40° olan zemin içerisinde aktif durumda oluşan kırılma yüzeyleri görülmektedir.



Şekil 3.27. $\beta=0.2$, $\alpha=0.1$ için farklı içsel sürtünme açısı değerlerine sahip dolgularda aktif durumda oluşan kırılma yüzeyleri, (a) $\phi= 36^\circ$ olan dolguda aktif durumda oluşan kırılma yüzeyi şekilleri, (b) $\phi= 40^\circ$ olan zemin içerisinde aktif durumda oluşan kırılma yüzeyleri

Şekil 3.27’nin incelenmesi sonucunda içsel sürtünme açısındaki artışın, kırılma yüzeylerinde dikleşmeye sebep olduğu görülmektedir. ψ açısındaki artış θ açısına göre çok daha büyük seviyelerde olmaktadır. İçsel sürtünme açısının 36° olduğu durumda yatayla θ

açısı yapan kırılma yüzeyinin doğrusala yakın olduğu görülürken, içsel sürtünme açısının 40° olduğu durumda yatayla θ açısı yapan kırılma yüzeyinde kemerlenme olduğu görülmektedir.



4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Yapılan bu tez çalışması deneysel ve analitik çalışma kısımlarından oluşmaktadır. Deneysel çalışma kapsamında farklı şartlar altında (temel genişliği, temel kalınlığı, sıklık, aktif durum oluşturma şekli), aktif durumda, kısa temelli konsol istinat duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyleri incelenmiştir. Yapılan deneysel çalışma sonrasında aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

Aktif durumda, kısa temelli konsol istinat duvarı arkasında üç farklı kırılma yüzeyi oluşmaktadır. Bu kırılma yüzeylerinden biri, duvar temelini üst noktasından başlayıp duvar gövdesi ile çakışmakta, diğeri duvar temelini alt ucundan başlayıp zıt yönde ilerleyerek zemin yüzeyine ulaşmaktadır. Üçüncü kırılma yüzeyi ise duvar tarafında oluşan ve duvar gövdesi ile kesişen kırılma yüzeyinin duvarla kesişme noktasında başlamakta, temel alt noktasında oluşan kırılma yüzeyine paralel şekilde zemin yüzeyine ulaşmaktadır.

Dayanma duvarlarında temel uzunluğunun artışına bağlı olarak, duvar tarafında oluşan kırılma yüzeyinin yatayla yaptığı açı değerinde azalma meydana gelmektedir. Öte yandan diğeri kırılma yüzeyinin yatayla yaptığı açı temel uzunluğundan etkilenmemektedir.

Artan temel kalınlığı değeri, duvar tarafında oluşan kırılma yüzeyi açısı üzerinde çok küçük değişikliklere sebep olmaktadır, ters tarafta oluşan kırılma yüzeyi açısına etki etmemektedir.

Zemin ortamında aktif durum oluşturma şekli kırılma yüzeyi açılarındaki değişime sebep olmaktadır. Çalışmada, aktif durumun zemin itkisi ile oluşturulduğu durumda belirlenen kırılma yüzeyi açılarının, aktif durumun çekme etkisi ile oluşturulduğu durumda belirlenen kırılma yüzeyi açılarına göre daha büyük olduğu görülmektedir. Öte yandan analitik yöntem sonucunda belirlenen kırılma yüzeyi açılarının, aktif durumun zemin itkisi ile oluşturulduğu durum sonucu elde edilen kırılma yüzeyi açıları ile daha uyumlu sonuçlar verdiği görülmektedir.

Model duvarın temel genişliğinin küçük olduğu durumlarda kırılma yüzeylerinin doğrusal karakterli olduğu ve duvar gövdesi ile çakıştığı görülürken, temel genişlik değerinin artmasına bağlı olarak kırılma yüzeyi ile duvarın kesişme noktası yükselmektedir. Belirli bir temel genişlik değerinden sonra ise kırılma yüzeyinin doğrusallığı bozulmakta kırılma yüzeyleri dağınık bir hal almaktadır.

Artan temel genişlik değeri ile birlikte kırılma yüzeyindeki dağınık görünüş, daha küçük temel genişlik değerlerinde ortaya çıkmaya başlamaktadır.

Düşük sıklık değerlerinde oluşan kırılma yüzeyleri daha dağınık, yüksek sıklık değerlerinde oluşan kırılma yüzeyleri ise daha net karakterli olmaktadır. İçsel sürtünme açısı değerindeki değişim duvar tarafında oluşan kırılma yüzeyi açısını çok az etkilerken, diğer tarafta oluşan kırılma yüzeyi şeklini büyük oranda etkilemektedir.

Deneyisel çalışma sonucunda kısa temel durumunda duvar tarafındaki kırılma yüzeyinin doğrusal olduğu ve duvar gövdesi ile çakıştığı, uzun temel durumunda ise kırılma yüzeylerinin dağılım gösterdiği görülmektedir.

Çalışmanın ikinci kısmında deneyisel olarak elde edilen kırılma yüzeyi şekilleri baz alınarak, limit denge yöntemine göre statik ve dinamik şartlar altında toprak itki katsayısı formülleri geliştirilmiştir. Deneyisel çalışma sonucu elde edilen kırılma yüzeyleri kullanılarak yapılan analitik çalışmada toprak itkisinin, duvarın üç farklı bölgesine ayrı ayrı etkidiği kabul edilmiştir. Buna göre, her bölge için sürşarj, dolgu yüzey eğimi, içsel sürtünme açısı, sürtünme açısı, temel genişliği, temel kalınlığı, kırılma yüzeylerinin yatayla yapmış oldukları açı değerine bağlı olarak toprak itki katsayısı formülleri türetilmiştir. İtki maksimizasyonu yapılması amacıyla bir algoritma oluşturulmuş, algoritma sonucunda duvarın üç bölgesi için toprak itki katsayıları ve duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyi açıları elde edilmiştir. Söz konusu formüllerin irdelenmesi sonucunda aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

Statik durumda, analitik çalışma sonucu belirlenen toprak itki katsayıları farklı yöntemlerle yapılan çalışmaların (Coulomb, 1776; Sokolovskii, 1965; Habibagahi ve Ghahramani, 1979; Chen ve Liu, 1990; Soubra ve Macuh, 2002; Mylonakis vd. , 2007) sonuçları ile karşılaştırılmış, önerilen yöntemle elde edilen sonuçların diğer çalışmalarla yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.

Artan içsel sürtünme açısı değerlerine bağlı olarak, duvarın tüm bölgelerindeki toprak itki katsayısı değerleri azalmaktadır.

Artan temel kalınlığı değeri, birinci ve ikinci bölgelerdeki toprak itki katsayısı değerlerinde azalmaya neden olmakta, üçüncü bölgedeki toprak itki katsayısında ise artışa sebep olmaktadır.

Temel genişlik değerindeki artışa bağlı olarak, belirli içsel sürtünme açısı ve temel kalınlığı değeri için birinci bölgede toprak itki katsayısı değeri sıfır olmaktadır. Temel

genişlik değerinin artmasına paralel olarak, daha düşük içsel sürtünme açısı ve temel kalınlığı değerlerinde birinci bölgedeki toprak itki katsayısı sıfır olmaktadır.

Temel genişlik değerindeki artışla birlikte, birinci bölgede toprak itki katsayısı azalarak sıfıra yaklaşmakta, ikinci bölgede, toprak itki katsayısı artmaktadır. Üçüncü bölgede ise toprak itki katsayısı temel genişliğinden etkilenmemektedir. Toplam yatay itki katsayısı artan temel genişlik değerine bağlı olarak artış göstermektedir.

Temel kalınlık değerinin artmasına bağlı olarak birinci ve ikinci bölgede toprak itki katsayısı azalmakta, üçüncü bölgede ise artış göstermektedir. Artan temel kalınlığı değerine bağlı olarak toplam yatay itki katsayısı değeri artmaktadır.

İçsel sürtünme açılarındaki artışa bağlı olarak, duvar arkasında oluşan kırılma yüzeyi açılarındaki artış meydana gelmektedir.

Düşük temel genişliği değerlerinde, duvar tarafında oluşan kırılma yüzeyi açısı, Rankine (1857)'nin önerdiği açı değerlerinden yüksek olmakta, artan temel genişliği değeri ile birlikte, duvar tarafında oluşan kırılma yüzeyi açıları azalarak Rankine (1857)'in önerdiği açı değerlerine yaklaşmaktadır. Öte yandan, artan temel genişliği değeri ters tarafta oluşan kırılma yüzeyi açısına etki etmemekte, Rankine (1857)'in önerdiği açı değerine yakın değerler almaktadır.

Zemin itki katsayısına benzer şekilde, artan temel kalınlık değeri ile birlikte belirli içsel sürtünme açısı değerlerinden sonra duvar tarafında oluşan kırılma yüzeyi açıları limit değere ulaşmaktadır. Bu değerden sonra kırılma yüzeyi duvarı kesmemekte, zemin yüzeyine ulaşmaktadır.

Düşük temel genişlik katsayısı değerleri için, temel kalınlık değerindeki artış, kırılma yüzeyi açılarındaki dikkate değer değişime sebep olmamaktadır. Öte yandan temel genişlik katsayısı değerindeki artışa bağlı olarak, temel kalınlık değerindeki yükselme kırılma yüzeyi açılarının azalarak Rankine (1857)'nin önermiş olduğu açı değerlerine yaklaşımlarına sebep olmaktadır.

Deneysel çalışma sonucunda belirlenen kırılma yüzeyleri açıları ile analitik çalışma sonucu hesaplanan kırılma yüzeyleri açıları birbirlerine çok yakın aralıktadır.

Analitik ve deneysel çalışma sonucunda kısa temel durumunda duvara yakın kırılma yüzeyi açısının Rankine (1857)'in önermiş olduğu açı değerinden büyük olduğu, uzun temel durumuna yaklaştıkça deneysel çalışmada kırılma yüzeyinin dağıldığı, analitik çalışmada sonucu önerilen değerin de Rankine (1857)'nin önerdiği değerlere yakın değerler aldığı görülmektedir.

Analitik çalışma sonrasında elde edilen kırılma yüzeylerinin değerlendirilmesi sonucunda, duvar tarafındaki kırılma yüzeyinin limit değere geldiği durumda birinci bölgedeki toprak itki katsayısı değerinin sıfır olduğu görülmektedir. Dolayısıyla bu durumda kısa temel durumu ortadan kalkmaktadır.

Uzun temel durumunu sadece temel genişliğinin belirlememekte, temel kalınlığı, içsel sürtünme açısı, duvar-zemin sürtünme açısı gibi parametreler de uzun temel ya da kısa temel durumunun oluşmasında etkili olmaktadır.

Önerilen dinamik toprak itki katsayısı yöntemi sonucunda belirlenen yatay aktif sismik toprak basınç katsayısı değerleri Evangelista vd. (2010), Mylonakis vd. (2007) ve M-O yöntemi gibi metotlarla benzer sonuçlar vermektedir.

Shukla vd. (2009)'un sonuçlarına benzer olarak, artan dikey deprem ivme katsayısının, aktif sismik toprak basınç katsayısında azalmaya sebep olduğu, artan yatay deprem ivme katsayısı ile azalma miktarının düştüğü belirlenmiştir.

Artan yatay yer ivme katsayısı, duvarın tüm bölgelerindeki sismik aktif toprak basınç katsayısında artışa sebep olmaktadır.

Artan temel genişlik değerine bağlı olarak birinci bölgedeki sismik aktif toprak basınç katsayısı azalmakta, ikinci bölgede artmakta ve üçüncü bölgede değişime sebep olmamaktadır.

Artan yatay yer ivme katsayısına bağlı olarak, kırılma yüzeyi açılarında azalma meydana gelmektedir.

Bu çalışmanın devamı olarak, farklı sürüşarj yükleri ve farklı dolgu eğimlerinde duvar arkasında oluşacak kırılma yüzeyi şekilleri deneysel olarak araştırılabilir ve önerilen yöntem sonucu elde edilecek olan kırılma yüzeyi açıları ile karşılaştırılabilir. Buna ek olarak, pasif durumda oluşan kırılma yüzeyine etki eden faktörler deneysel olarak araştırılabilir. Bunun yanında kohezyon parametresi göz önünde bulundurularak söz konusu durum için toprak itki katsayısı formülleri geliştirilebilir.

5. KAYNAKLAR

- Adeosun, A., 1968. Lateral Forces and Failure Patterns in the Cutting of Sands, Research Project, University of Cambridge.
- Al Atik, L. ve Sitar, N., 2010. Seismic Earth Pressures on Cantilever Retaining Structures, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136, 10, 1324-1333.
- Al-Homoud, A., S. ve Whitman, R., V., 1999. Seismic Analysis and Design of Rigid Bridge Abutments Considering Rotation and Sliding Incorporating Non-Linear Soil Behavior, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 18, 4, 247-277.
- Alshibli, K., A., Strure, S., Costes, N., C., Frank, M., L., Lankton, M., R., Batiste, S., N. ve Swanson, R., A., 2000. Assesment of Localized Deformations in Sand Using X-Ray Computed Tomography, ASTM Geotechnical Testing Journal, 23, 3, 274-299.
- Altunbaş, A., 2015. Influence of Dilatancy on Slip Planes and on Localization of Strains, Doktora Tezi, Boğaziçi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- A.S.T.M., 2011. Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, D-3080 American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 9s.
- A.S.T.M., 2011. Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils, D-7181, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 11s.
- A.S.T.M., 2000. Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibrotory Table, D-4253, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 13s.
- A.S.T.M., 2000. Standard test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density, D-4254, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 9s.
- A.S.T.M., 2006. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer, D-854, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 8s.
- A.S.T.M., 2017. Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis, D-6913, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, 34s.
- Aminpour, M., M. ve Ghanbari, A., 2014. Design Charts For Yield Acceleration and Seismic Displacement of Retaining Walls With Surcharge Through Limit Analysis, Structural Engineering and Mechanics, 52, 6, 1225-1256.

- Antão, A., N., Santana, T., G., Silva, M., V. ve Guerra, N., M., C., 2011. Passive Earth Pressure Coefficients by Upperbound Numerical Limit Analysis. Canadian Geotechnical Journal, 48, 5, 767–780.
- Anvar, S., A. ve Ghahramani, A., 1995. Dynamic Active Earth Pressure Against Retaining Walls, Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, April, Missouri, 343-347.
- Anvar, S., A. ve Ghahramani, A., 1997. Equilibrium Equations, On Zero Extension Lines And Their Application To Soil Engineering, Iranian Journal of Science and Technology Transaction B- Engineering, 21, 1, 11-34.
- Arango, I., 1969. Personal Communication with Seed H.B and Whitman R.V.
- Arthur, J., R., F., 1962. Strains and Lateral Force in Sand, PhD Thesis, University of Cambridge, Cambridge.
- Askari, F., Roghabadi, M., M. ve Farzaneh, O., 2011. Seismic Active Pressure on Retaining Walls, Civil Engineering Infrastructure Journal, 45, 3, 329-333.
- Azad, A., Yasrobi, S., S. ve Pak, A., 2008. Seismic Active Pressure Distribution History Behind Rigid Retaining Walls. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 28, 5, 365–375.
- Basavanna, B., M., 1970. Dynamic Earth Pressure Distribution Behind Retaining Walls, 4th Symposium on Earthquake Engineering, April, Roorkee, 311-320.
- Basudhar, P., K. ve Madhav, M., R., 1980. Simplified Passive Earth Pressure Analysis, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 106, 4, 470-474.
- Baxter, G. W., Behringer, R., P., Faggert, T. ve Johnson, G., A., 1989. Pattern Formation in flowing Sand, Physical Review Letters, 62, 24, 2825-2828.
- Benmeddour, D., Mellas, M., Frank, R. ve Mabrouki, A., 2012. Numerical Study of Active Earth Pressures of Sands, Computers and Geotechnics, 40, 34-44.
- Bentler, J.G. ve Labuz, J.F., 2006. Performance of a Cantilever Retaining Wall, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 132, 8, 1062-1070.
- Bigdeli, A., M. ve El-Emam, M., M., 2014. Effect of Material Properties on Sesimic Response of Non-Yielding Retaining Walls, 8th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Jun, Delft, 1093-1098.
- Bishop, A., W., 1955. The Use of The Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. Géotechnique, 5, 1, 7-17.
- Borin, D., L., 1989. WALLAP-Computer program for the stability analysis of retaining walls. Geosolve, Londra.

- Bransby, P., L., 1968. Stress and Strain in Sand Caused by Rotation of a Model Wall, PhD. Thesis, University of Cambridge, Cambridge.
- Bransby, P., L. ve Milligan, G., W., E., 1975. Soil Deformations Near Cantilever Sheet Pile Walls, Geotechnique 25, 2, 175-195.
- Camp, C., ve Akin, A., 2012. Design of Retaining Walls Using Big Bang– Big Crunch Optimization, Journal of Structural Engineering, 138, 3, 438-448.
- Caquot, A. I., ve J. Kerisel, 1948. Tables for the Calculation of Passive Pressure, Active Pressure, and Bearing Capacity of Foundations, Gautier-Villars, Michigan Publishing, 120s.
- Chang M., F., 1981. Static and Seismic Lateral Earth Pressures on Rigid Retaining Structures, PhD Thesis, Purdue University School of Civil Engineering, West Lafayette.
- Chen, J., G., Deng, M., L. ve Zhang, Y., X., 2011. Nonlinear Active Earth Pressure Distribution Based on Coulomb's Theory, Applied Mechanics and Materials, 90, 93, 433-437.
- Chen, L., 2014. Active Earth Pressure of Retaining Wall Considering Wall Movement, European Journal of Environmental and Civil Engineering, 18 ,8, 910-926.
- Chen, W., F., ve Liu, X., L., 1990. Limit Analysis in Soil Mechanics, Elsevier, Amsterdam, 447s.
- Chen, W., F. ve Rosenfarb, J., L., 1973. Limit Analysis Solutions of Earth Pressure Problems, Soils and Foundations, 13, 4, 45–60.
- Chen, W., F. ve Scawthorn, C., R., 1970. Limit Analysis and Limit Equilibrium Solutions in Soil Mechanics, Soils and Foundations, 10, 3, 13-49.
- Chen, Z. ve Li, S., 1998. Evaluation of Active Earth Pressure by the Generalized Method of Slices, Canadian Geotechnical Journal, 35, 4, 591-599
- Cheng, Y., M., 2003. Seismic Lateral Earth Pressure Coefficients for c – ϕ Soils by Slip Line Method, Computers and Geotechnics, 30, 8, 661-670.
- Cheng, Y., M., Hu, Y., Y. ve Wei, W., B., 2007. General Axisymmetric Active Earth Pressure by Method of Characteristics—Theory and Numerical Formulation, International Journal of Geomechanics, 7, 1, 1-15.
- Choudhury, D. ve Nimbalkar, S., 2005. Seismic Passive Resistance by Pseudo-Dynamic Method, Geotechnique, 55, 9, 699–702.
- Clayton, C., R., I., Milititsky, J., ve Woods, R., I., 1993. Earth Pressures and Earthretaining Structures, CRC Press, London, 412s.

- Coulomb, C., A., 1776. Essai Sur Une Application Des Règles de Maximis & Minimis à Quelques Problèmes de Statique, Relatifs à L'architecture, des Sciences Memoires de MATH. et Physique Par Divers Savants, 7, 343-382.
- Culmann, C., 1866. Graphische Statik, Zurich.
- Darwin G., H., 1883. On the Horizontal Thrust of a Mass of Sand, Proc. Inst. Civ. Eng., 71, 350–378.
- Debabrata, G., 2011. Pseudo-Dynamic Approach of Seismic Earth Pressure Behind Cantilever Retaining Wall With Inclined Backfill Surface, Geomechanics and Engineering, 3, 4, 123-130.
- Desrues, J. ve Viggiani, G., 2004. Strain Localization in Sand: Overview of the Experiments in Greable Using Stereophotogrammetry, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 28, 4, 279-324
- Desrues, J., Chambon, R., Makni, M. ve Mazeralle, F., 1996. Void Ratio Evolution Inside Shear Bands in Three Axial Sand Specimens Studied by Computed Tomography, Geotechnique, 46, 3, 529-546.
- Dewaikar, D., M. ve Halkude, S., A., 2002. Seismic Passive/Active Thrust on Retaining Wall-Point of Application. Soils and Foundations, 42, 1, 9-15.
- Ehrichs, E., E., Jeager, H., M., Karczmar, G., S., Knight, J., B., Kuperman, V., Y. ve Ngoel, S.,R., 1995. Granular Convection Observed by Magnetic Resonance Imaging, Science, 267, 5204, 1632-1634.
- Evangelista, A., di Santolo, A., S., ve Simonelli, A., L, 2010. Evaluation of Pseudostatic Active Earth Pressure Coefficient of Cantilever Retaining Walls. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30, 11, 1119-1128.
- Fang, Y. ve Ishibashi, I., 1986. Static Earth Pressures With Various Wall Movements, Journal of Geotechnical Engineering, 112, 3, 317-333.
- Fang, Y., Chen, J. ve Chen, C., 1997. Earth Pressures with Sloping Backfill, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123, 3, 250-259
- Fellenius, W., 1927. Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohasion, Ernst, Berlin, Deutschland.
- Fellenius, W., 1936. Calculation of the Stability of Earth Dams, Transactions of 2nd Cong. on Large Dams, Washington 445- 462.
- Fenton, G., A., Griffiths, D., V., ve Williams, M., B., 2005. Reliability of Traditional Retaining Wall Design, Geotechnique, 55, 1, 55-62.
- Finn, W., D., L., 1967. Applications of Limit Plasticity in Soil Mechanics, Journal of the Soil Mechanics and Foundations, 93, 5, 101-120.

- Fishman, K., L., Mander, J., B. ve Richards, R., 1995. Laboratory Study of Seismic Free Field Response of Sand, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 14, 1, 33-43.
- Gazetas, G., Psarropoulos, P., N., Anastasopoulos, I., ve Gerolymos, N., 2004. Seismic Behavior of Flexible Retaining Systems Subjected To Short-Duration Moderately Strong Excitation, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, 7, 537-550.
- Ghahramani, A. ve Clemence S., P., 1980. Zero Extension Line Theory of Dynamic Passive Pressure, Geotechnical Eng. Division , ASCE, 106, 6, 631-644.
- Ghahramani, A. ve Anvar, S., A., 2004. Dynamic Earth Pressure Simulation by Single Degree of Freedom System, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, 2663, 212-217
- Ghanbari, A. ve Ahmadabadi, M., 2010. Active Earth Pressure on Inclined Retaining Walls in Static and Pseudo-Static Conditions. International Journal of Civil Engineering, 8, 2, 159-173.
- Ghosh, S., 2010. Pseudo-Dynamic Active Force and Pressure Behind Battered Retaining Wall Supporting Inclined Backfill. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30, 11, 1226-1232.
- Greco, V., R., 2001. Active Earth Thrust on Cantilever Walls With Short Heel, Canadian Geotechnical Journal 38, 2, 401-409.
- Greco, V., R., 2001. Pseudo-Static Thrust on Cantilever Walls, Soils and Foundations, 41, 3, 87-92.
- Greco, V., R., 2003. Pseudo-Static Analysis For Earth Thrust Computations. Soils and Foundations 43, 2, 135-138.
- Greco, V., R., 2008. Analytical Active Earth Thrust on Cantilever Walls with Short Heel, Canadian Geotechnical Journal 45, 12, 1649-1658.
- Greco, V., R., 2013. Active Thrust on Retaining Walls of Narrow Backfill Width, Computers and Geotechnics, 50, 66-78.
- Green, R., A. ve Ebeling, R., M., 2003. Modeling The Dynamic Response of Cantilever Earth-Retaining Walls Using FLAC, 3rd International Symposium on FLAC and FLAC 3D: Numerical Modeling in Geomechanics, Sudbury, 333-342.
- Habibagahi, K., ve Ghahramani, A., 1979. Zero Extension Theory of Earth Pressure, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 105, 7, 881-896.
- Hammad, W., I., 1991. Nonlinear Modeling and Experimental Study of Shear Bands in Sands, PhD Thesis, University of Grenoble Alpes Institute of Mechanics, Grenoble.

- Hansen, J., B., 1953. Earth Pressure Calculation, The Danish Technical Press, Copenhagen, 271s.
- Houlsby, G., T. ve Wroth, C., P., 1982. Direct Solution of Plasticity problems in Soils by the Method of Characteristics. 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, 1059–1071.
- Horvath, J., 1991. Effect of Footing Shape on Behavior of Cantilever Retaining Wall, Journal of Geotechnical Engineering ASCE, 117, 6, 973-978.
- Huang, Y., P., Huang, C., Y., Chen, S., S., ve Lin, W., C., 1999. The World Wide Web and the Databases For Retaining Wall Design, Advances in Engineering Software, 30, 9, 799–808.
- Ismeik, M. ve Shaqour, F., 2015. Seismic Lateral Earth Pressure Analysis of Retaining Walls, Geomechanics and Engineering, 8, 4, 523-540
- Jahanandish, M., 2003. Development of a Zero Extension Line Method for Axially Symmetric Problems in Soil Mechanics, Scienta Iranica, 10, 2, 203-2010.
- Jaky, J., 1936. Stability of Earth Slopes, International Conference of Soil Mechanics, Cambridge, 125- 129.
- James, R., G., 1965. Stress and Strain Field in Sand, PhD Thesis, University of Cambridge.
- James, R., G. ve Bransby, P., L., 1971. A Velocity Field for Some Passive Earth Pressure Problem, Geotechnique, 21, 1, 61-83.
- Janbu, N., 1957. Earth Pressure and Bearing Capacity Calculations by Generalized Procedure Of Slices, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, 207–212.
- Jaworski, A. ve Dyakowski, T., 2001. Application of Electrical Capacitance Tomography for Measurement of Gas-Solid Flow Characteristics in a Pneumatic Conveying System, Measurement Science and Technology, 12, 8, 1109-1119.
- Jo, S., Ha, J., Yoo, M., Choo, Y., W. ve Kim, D., 2014. Seismic Behavior of an Inverted T-Shape Flexible Retaining Wall Via Dynamic Centrifuge Tests, Bulletin of Earthquake Engineering, 12, 2, 961-980.
- Kamiloğlu, H., A., ve Şadoglu, E., 2014. Experimental Examination of Active and Passive Wedge in Backfill Soil of Model Cantilever Retaining Wall, International Journal of Structural Analysis & Design, 1, 3, 96-100.
- Kaveh, A., ve Abadi, A., S., M., 2010. Harmony Search Based algorithms for the Optimum Cost Design of Reinforced Concrete Cantilever Retaining Walls, International Journal of Civil Engineering, 9, 1, 1–8.

- Kerisel, J., ve Absi, E., 1990. Active and Passive Earth Pressure Tables, CRC Press, Rotterdam, 234s.
- Keshavarz, A. ve Pooresmaeil, Z., 2016a. Evaluation of the Static and Seismic Active Lateral Earth Pressure for $c-\phi$ Soils by the ZEL Method, Scientia Iranica, 23, 1, 142-154.
- Keshavarz, A. ve Pooresmaeil, Z., 2016b. Static and Seismic Active Lateral Earth Pressure Coefficients for $c-\phi$ Soils, Geomechanics and Engineering, 10, 5, 657-676.
- Khosravi, M., H., Pipatpongsa, T. ve Takemura, J., 2013. Experimental Analysis of Earth Pressure Against Rigid Retaining Walls Under Translation Mode, Geotechnique, 63, 12, 1020-1028.
- Kötter, F., 1892. Die Entwicklung Der Lehre Vom Erddruck, Jahresber. Deut. Math. Ver., 2.
- Kumar, J. ve Subba Rao, K., S., 1997. Passive Pressure Coefficients, Critical Failure Surface And Its Kinematic Admissibility, Géotechnique, 47, 1, 185–192.
- Kumar, J. ve Chitikela, S., 2002. Seismic Passive Earth Pressure Coefficients Using The Method of Characteristics, Canadian Geotechnical Journal, 39, 2, 463–471.
- Kumar, J., 2001. Seismic Passive Earth Pressure Coefficients for Sands. Canadian Geotechnical Journal, 38, 4, 876-881.
- Lancelotta, R., 2007. Lower-Bound Approach For Seismic Passive Earth Resistance, Geotechnique, 57, 3, 319-321.
- Lee, J., Chae, H., Kim, D., Jo, S., B. ve Park, H., J., 2015. Numerical Analysis of Inverted T-type Wall Under Seismic Loading, Computers and Geotechnics, 66, 85-95.
- Lee, J., Lee, D. ve Park, D., 2014. Experimental Investigation on the Coefficient of Lateral Earth Pressure at Rest of Silty Sands: Effect of Fines, Geotechnical Testing Journal, 37, 6. DOI: 10.1520/GTJ20130204.
- Leśniewska, D. ve Mróz Z., 2000. Limit Equilibrium Approach to Study the Evolution of Shear Band Systems in Soil, Géotechnique, 50, 5, 389–403.
- Leśniewska, D. ve Mróz Z., 2001. Study of Evolution of Shear Band Systems in Sand Retained by Flexible Wall, International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 25, 9, 909-932.
- Leśniewska, D. ve Wood, M.D., 2011. Photoelastic and Photographic Study of a Granular Material, Géotechnique, 61, 7, 605-611.
- Leśniewska, D., Niedostatkiwicz, M. ve Tejchman, J., 2012. Experimental Study on Shear Localisation in Granular Materials Within Combined Strain and Stress Field, Strain, 48, 5, 430–444.

- Li, X., P., Wu, Y. ve He, S., M., 2010. Seismic Stability Analysis of Gravity Retaining Walls, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 30, 10, 875-878.
- Lin, Y., Leng, W., Yang, G., Zhao, L., Li, L. ve Yang, J., 2015. Seismic Active Earth Pressure of Cohesive-Frictional Soil on Retaining Wall Based On a Slice Analysis Method, Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 70, 133-147.
- Liu, F., Q., Wang, J., H. ve Zhang, L., L., 2008. Analytical Solution of General Axisymmetric Active Earth Pressure, International Journal for Numerical and Analytical Methods In Geomechanics, 33, 4, 551-565.
- Liu, F., Q., Wang, J., H. ve Zhang, L., L., 2009. Axi-Symmetric Active Earth Pressure Obtained by the Slip Line Method with a General Tangential Stress Coefficient, Computers and Geotechnics, 36, 1, 352-358.
- Liu, Q., F. ve Wang, J., H., 2008. A Generalized Slip Line Solution to The Active Earth Pressure on Circular Retaining Walls. Computers and Geotechnics, 35, 2, 155–164.
- Liu, X., Ou, M., ve Yang, X., 2013. Upper Bound Limit Analysis of Passive Earth Pressure of Cohesive Backfill on Retaining Wall. Applied Mechanics and Materials,. 353-356, 895-900.
- Lord, J.A., 1969. Stress and Strains in an Earth Pressure Problem, PhD Thesis, University of Cambridge.
- Loukidis, D. ve Salgado, R., 2012. Active Pressure on Gravity Walls Supporting Purely Frictional Soils, Canadian Geotechnical Journal. 49, 1, 78-97.
- Lu, H. ve Yuan, B., 2011, Calculation of Passive Earth Pressure of Cohesive Soil Based on Culmann's Method, Water Science and Engineering, 4, 1, 101-109.
- Luan, M. ve Nogami, T., 1997. Variational Analysis of Earth Pressure on a Rigid Earth-Retaining Wall, Journal of Engineering Mechanics, ASCE. 123, 5, 524-530.
- Lucia, J., B., A., 1966. Passive Earth Pressure and Failure in Sand Research Report, University of Cambridge.
- Madhav, M., R. ve Rao, N., S., V., K., 1969. Earth Pressures Under Seismic Conditions, Soils and Foundations, 4, 33-47.
- May, J., 1967. A Pilot Project on the Cutting of Soils, Research Report, University of Cambridge.
- Mayniel, K., 1808. Traite Analytique et Experimental de la Poussee des Terres. Paris, Colas.

- Milligan, G.W., E., 1974. The Behaviour of Rigid and Flexible Retaining Walls in Sand, Geotechnique, 26, 3, 473–494.
- Mononobe N. ve Matsuo H., 1929., On the Determination of Earth Pressure During Earthquakes, The World Engineering Congress, 9, 179–187.
- Motta, E., 1994. Generalized Coulomb Active Earth Pressure For Distanced Surcharge, Journal of Geotechnical Engineering, 120, 6, 1072-1079.
- Müller, H., B., 1906. Erddruck Auf Stützmauern. Kroner, Stuttgart.
- Mylonakis, G., Kloukinas, P. ve Papantonopoulos, C., 2007. An Alternative to Mononobe-Okabe Equations for Sesimic Earth Pressures. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 27, 957-969.
- Nadukuru, S., S. ve Michalowski, R., L., 2012. Arching in Distribution of Active Load on Retaining Walls, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138, 575-584.
- Nakawa, M., Altabelli, S., A., Caprihon, A., Fukushima, E. ve Jeang, E., K., 1993. Non-invasive Measurements of Granular Flows by Magnetic Resonance Imaging, Experiments in Fluids, 16, 1, 54-60.
- Newmark, N., M., 1965. Effects of Earthquakes on Dams and Embankments, Geotechnique, 15, 139-159.
- Niedostatkiewicz, M., Leśniewska D. ve Tejhman, J., 2011. Experimental Analysis of Share Zone Patterns in Cohesionless for Earth Pressure Problems Using Particle Image Velocimetry, Strain, 47, 2, 218-231.
- Niedostatkiewicz, M., Tejhman, J., Chaniecki, Z. ve Grudzien, K., 2008. Determination of the Bulk Solid Concentration Changes During Granular Flow in a Model Silo With ECI Sensors, Chemical Engineering Science, 64, 1, 20-30.
- Nübel, K., ve Weitbrecht, V., 2002. Visualization of Localization in Grain Skeletons with Particle Image Velocimetry, Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, 30, 4, 322-329.
- Ohde, J., 1938. Zur Theorie Des Erddruckes Unter Besonderer Berücksichtigung. Der Erddruck Verteilung, Die Bautechnik, Vol. 16.
- Okabe, S., 1926. General Theory of Earth Pressures, J. Japan Soc. Civil Engineering. 12, 1.
- Ortiz, L., A., Scott, R., F. ve Lee, J., 1983. Dynamic Centrifuge Testing of a Cantilever Retaining Wall, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 11, 2, 251-268.
- Ou, M., Liu, X. ve Chen, Y., 2016. Upper Bound Limit Analysis of Active Earth Pressure on Retaining Wall. Journal of Huazhong University of Science and Technology (Natural Science Edition), 44, 4, 106-110.

- Ouyang, C., Xu, Q., He, S. ve Yong W.L., 2013. A Generalized Limit Equilibrium Method for the Solution Of Active Earth Pressure On A Retaining Wall, Journal of Mountain Science, 10, 6, 1018–1027.
- Pappin, J., W., Simpson, B., Felton, P., J., ve Raison, C., 1985. Numerical Analysis of Flexible Retaining Walls, The Conference on Numerical Methods in Engineering Theory and Application, Swasea, 789-802.
- Parry, R., H., G., 1995. Mohr Circles, Stress Paths and Geotechnics, Spon Press, Taylor and Francis Group, 230s.
- Patki, M., A., Mandal, J., N. ve Dewaikar, D., P., 2015a. Computation of Passive Earth Pressure Coefficients for a Vertical Retaining Wall with Inclined Cohesionless Backfill, International Journal of Geo-Engineering, 6, 4, 1-17.
- Patki, M., A., Mandal, J., N. ve Dewaikar, D., M., 2015b. Determination of Passive Earth Pressure Coefficients Using Limit Equilibrium Approach Coupled With the Kötter Equation, Canadian Geotechnical Journal, 52, 9, 1241-1254.
- Peng, M., X. ve Chen, J., 2013. Slip-Line Solution to Active Earth Pressure on Retaining Walls, Géotechnique, 63, 12, 1008-1019.
- Poncelet, V., 1840. Mem. Sur la Stabilité des Revêtements et de Leur Fondations, Mem. de L'Officier du genie, 13.
- Potts, D. ve Zdravkovic, L., 2012. Computer Analysis Principles in Geotechnical Engineering, ICE Manual of Geotechnical Engineering, 6, 35-57.
- Potts, D., M. ve Fourie, A., B., 1986. A Numerical Study of the Effect of Wall Deformation on Earth Pressures, International Journal for Numerical Analysis Methods in Geomechanics, 10, 4, 383-405.
- Prakash, S. ve B., M. Basavanna, 1969. Earth Pressure Distribution Behind Retaining Walls During an Earthquake, The 4th World Conference in Earthquake Engineering, Santiago, 133-148.
- Prakash, S., 1981. Analysis of Rigid Retaining Walls During Earthquakes, Proc., First International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Missouri, 993-1020.
- Prony, M., R., 1802. Recherches sur la Poussee des Terres, Bulletin Paris Societie Philomatique, 1.
- Psarropoulos, P., N., Klonaris, G. ve Gazetas, G., 2005. Seismic Earth Pressures on Rigid And Flexible Retaining Walls, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 25, 7-10, 795-809.

- Rahardjo, H. ve Fredlund, D., G., 1984. General Limit Equilibrium Method for Lateral Earth Force, Canadian Geotechnical Journal, 21, 1, 166-175.
- Rankine, W., J., M., 1857. On the Stability of Loose Earth. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, 147.
- Reddy, N, Dewaikar, D. ve Mohapatra, G., 2013. Computation of Passive Earth Pressure Coefficients for a Horizontal Cohesionless Backfill Using The Method of Slices, International Journal of Advanced Civil Engineering and Architecture Research, 2, 1, 32-41.
- Reece, A., R. ve Hettiaratchi, D., R., P., 1989. A Slip-Line Method for Estimating Passive Earth Pressure, Journal of Agricultural Engineering Research, 42, 1, 27-41.
- Rosco, K., H., 1970. The Influence of Strains In Soil Mechanics, Geotechnique, 20, 2, 129-170.
- Sadrekarimi, A. ve Damavandinejad, M., S., 2013. Numerical Investigation of The Mobilization of Active Earth Pressure on Retaining Walls, The 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 793-796.
- Santolo, A., S. ve Evangelista, A., 2011. Dynamic Active Earth Pressure on Cantilever Retaining Walls, Computers and Geotechnics, 38, 1041-1051.
- Santolo, A., S., Evangelista, A. ve Aversa, S., 2012. Upper and Lower Bound of Solution For Dynamic Active Earth Pressure on Cantilever Retainind Walls, The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, 138- 149.
- Schanz, T. ve Vermeer, P., A., 1996. Angles of Friction and Dilatancy of Sand, Geotechnique, 40, 1, 145-151.
- Seed, H., B. ve Withman, R., V., 1970. Design of Erath Retaining Structures for Dynamic Loads, Proc. Specialty Conf. Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, New York, 103-147.
- Shamsabadi, A., Xu, S., Y. ve Taciroğlu, E., 2013. A Generalized Log-Spiral-Rankine Limit Equilibrium Model For Seismic Earth Pressure Anaysis, Soil Dynamics and Earthquake Analysis, 49, 197-209.
- Sherif, M.i A., Ishibashi, I. ve Lee, C., D., 1982. Earth Pressures Against Rigid Retaining Walls, Journal of the Geotechnical Engineering Division, 108, 5, 679-695.
- Shiau, J. ve Smith, C., 2006. Numerical Analysis of Passive Earth Pressures with Interfaces, The 3th European Conference on Computational Mechanics, Lisbon 147-157.
- Shiau, J., Augarde, C., Lyamin, A., V. ve Sloan, S., W., 2008. Finite Element Limit Analysis Of Passive Earth Resistance in Cohesionless Soils, Soils and Foundations, 48, 6, 843-850.

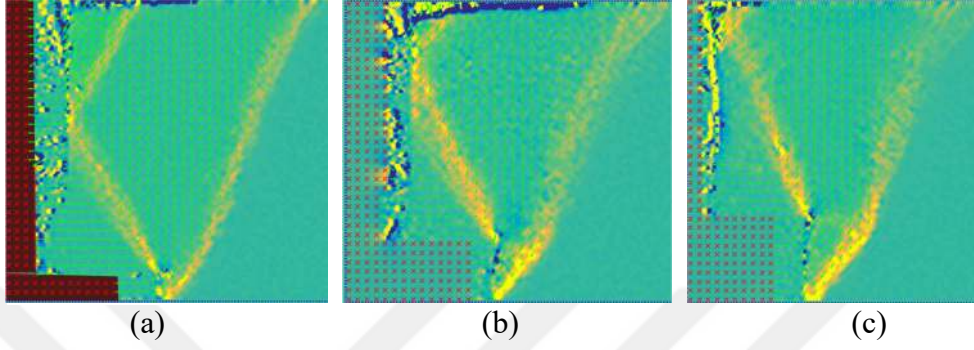
- Shields, D., H. ve Tolunay, A., Z., 1973. Passive Pressure Coefficients by Method of Slices, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99, 12, 1043-1053.
- Shinya, N., 2006. Reexamination Of Mononobe-Okabe Theory Of Gravity Retaining Walls Using Centrifuge Model Tests, Soils and Foundations, 46, 2, 135-146.
- Shubhra, G. ve Patra, N., R., 2008. Effect of Arching on Active Earth Pressure for Rigid Retaining Walls Considering Translation Mode, International Journal of Geomechanisc, 8, 2, 123-133.
- Shukla, S., K. ve Bathurst, R., J., 2012. An Analytical Expression for the Dynamic Active Thrust From $c-\phi$ Soil Backfill on Retaining Walls With Wall Friction and Adhesion, Geomechanics and Engineering, 4, 3, 209-218.
- Shukla, S., K., Gupta, S., K. ve Sivakugan, N., 2009. Active Earth Pressure on Retaining Wall for $c-\phi$ Soil Backfill Under Seismic Loading Condition. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 135, 5, 690-696.
- Škrabl, S. ve Macuh, B., 2005. Upper-Bound Solutions of Three Dimensional Passive Earth Pressures. Canadian Geotechnical Journal 42, 1449–1460.
- Smith, I., 1972. Stress and Strain in a Sand Mass Adjacent to a Model Wall, PhD Thesis, University of Cambridge
- Sokolovskii, V., V., 1965. Statics of Granular Media, Pergamon Press, New York, 269s.
- Soubra, A., H. ve Macuh, B., 2002. Active and Passive Earth Pressure Coefficients by a Kinematical Approach. Proc. Inst. Civil Eng. Geotech. Eng., 155, 2, 119–31.
- Soubra, A., H. ve Regenass, P., 2000. Three-Dimensional Passive Earth Pressures by Kinematical Approach, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 126, 11, 969-978.
- Soubra, A., H., Kastner, R., ve Benmansour, A., 1999. Passive Earth Pressures in the Presence of Hydraulic Gradients. Géotechnique, 49, 3, 319–330.
- Steedman, R., S., ve Zeng, X., 1990. The Influence of Phase on the Calculation of Pseudo-Static Earth Pressure on a Retaining Wall, Geotechnique, 40, 1, 103-112.
- Tejchman J., 2002. Patterns of Shear Zones in Granular Materials within a Polar Hypoplastic Continuum, Acta Mechanica, 155, 1–2, 71–95.
- Tejchman, J., 2004. FE-Analysis of Patterning of Shear Zones in Granular Bodies for Earth Pressure Problems of a Retaining Wall, Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics, 51, 4, 317–34 .

- Tejchman, J., Bauer, B. ve Tantonio, S., F., 2007. Influence of Initial Density of Cohesionless Soil on Evolution of Passive Earth Pressure, Acta Geotechnica, 2, 53-63.
- Tejchman, J. ve Gudehus, G., 2000. Verspannung Scherfungenbildung und Selbststregung Bei der Siloentleerung In Silostrregung und Ihre Spezifischen Beanspruchungen (Eibl, J. and Gudehus, G., Eds), Deutsche Forschungsgemeinschaft, Wiley-VCH: 245-284.
- Tejchman, J. ve Wu, W., 1995. Experimental and Numerical Study of Sand-Steel Interfaces. International Journal for Numerical Analysis Methods in Geomechnaics, 19, 513-537.
- Teng, W.C., 1962. Foundation Design, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 680s.
- Terzaghi, K. ve Peck, R., 1941. Soil Mechanics in Engineering Practice, Wiley, New York, 529s.
- Terzaghi, K., 1936. A Fundamental Fallacy in Earth Pressure Computations, Journal of the Bostan Society of Civil Engineers, 23, 71-88.
- Terzaghi, K., 1943. Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons, New York,.
- Thielicke, W. ve Stamhuis, E., J., 2014. PIVlab – Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB. Journal of Open Research Software 2, 1, 30
- Totonchi, A., Askari, F. ve Farzaneh, O., 2012. Analytical Solution of Seismic Active Lateral Force in Retaining Walls Using Stress Fields, IJST, Transactions of Civil Engineering, 36, 195-207.
- Toyosawa, Y., Tamrakar, S., B. ve Suemasa, N., 2006. Redistribution of Active Earth Pressures Using Movable Earth Support Apparatus in Centrifuge, The Sixth International Conference on Physical Modelling in Geotechnics - 6th ICPMG, Hon Kong, 1113-1118.
- Vo, T., L. ve Russell, A., R., 2014. Slip Line Theory Applied to a Retaining Wall Unsaturated Soil Interaction Problem, Computers and Geotechnics, 55, 416-428.
- Wang, K. ve Que, R., 2003. Ameliorated Culmann's Graphical Construction and Its Application in Earth Pressure Calculation, Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 25, 2, 167-169.
- Wang, Y., Z., 2000. Distribution of Earth Pressure on a Retaining Wall. Geotechnique, 50, 1, 83-88.
- Wang, Y., Z., Tang, Z., P. ve Zheng, B., 2004. Distribution of Active Earth Pressure of Retaining Wall with Wall Movement of Rotation About Top. Applied Mathematics and Mechanics. 25, 7, 761-767.

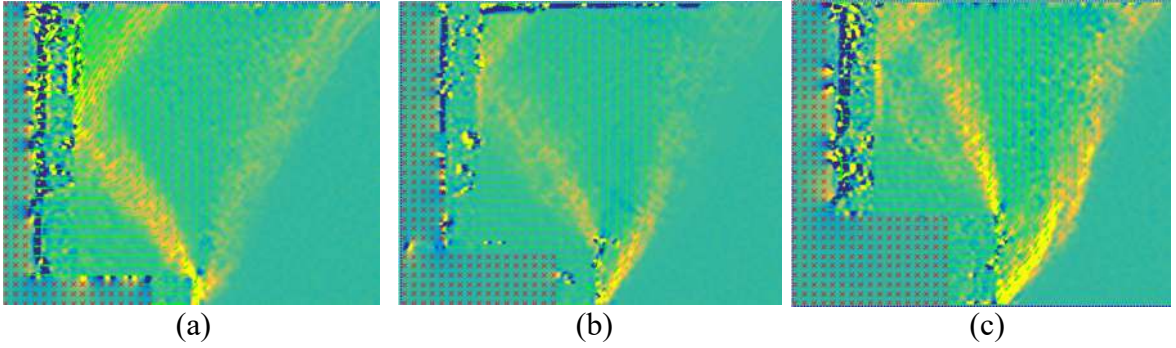
- White, D., J. ve Take, W., A., 2002. GeoPIV: Particle Image Velocimetry (PIV) Software For Use in Geotechnical Testing, Cambridge University Engineering Department Technical Report.
- Widuliński, L., Tejchman, J. ve Lésniewska, D., 2011. Discrete Simulations of Shear Zone Patterning in Sand in Earth Pressure Problems of a Retaining Wall, International Journal of Soilds and Structures, 48, 1191-1209.
- Woltmann, R., 1794. Hydraulische Architectur. Vol.3.
- Yang, W., L., 2013. Active Earth Pressure on Retaining Wall Due To Local Uniform Load, Applied Mechanics and Materials, 368-370, 1497-1502.
- Yang, X., L., 2007. Upper Bound Limit Analysis Of Active Earth Pressure With Different Fracture Surface and Nonlinear Yield Criterion. Theoretical and Applied Fracture Mechanics. 47, 1, 46-56.
- Yoshida, T., Tatsuoka, F. ve Diddique, M., 1994. Shear Banding in Sands Observed in Plain Strain Compression. In: localisation and Birfuration theory for Soils and Rocks (Chambon R., desrues, J., Vardualakis, I. Eds.), Balkema, Rotterdam, 165-181.
- Zhao, L., H., Luo, Q., Li, L., Yang, F. ve Yang, X., L., 2009. The Upper Bound Calculation of Passive Earth Pressure Based on Shear Strength Theory of Unsaturated Soil, International Conference on Challenges and Recent Advances in Pavement Technologies and Transportation Geotechnics, Hunnan, 151-157.
- Zhu, D., Y. ve Qian, Q., 2000. Determination of Passive Earth Pressure Coefficients by The Method of Triangular Slices, Canadian Geotechnical Journal, 37, 2, 485-491.
- Zhuang, L. ve Kim, U., 2013. Shear Band Formation in Granular Materials with Different Particle Shapes Behind a Retaining Wall, Journal of Korean Geoenvironmental Society, 14, 9, 39-47.

6.EKLER

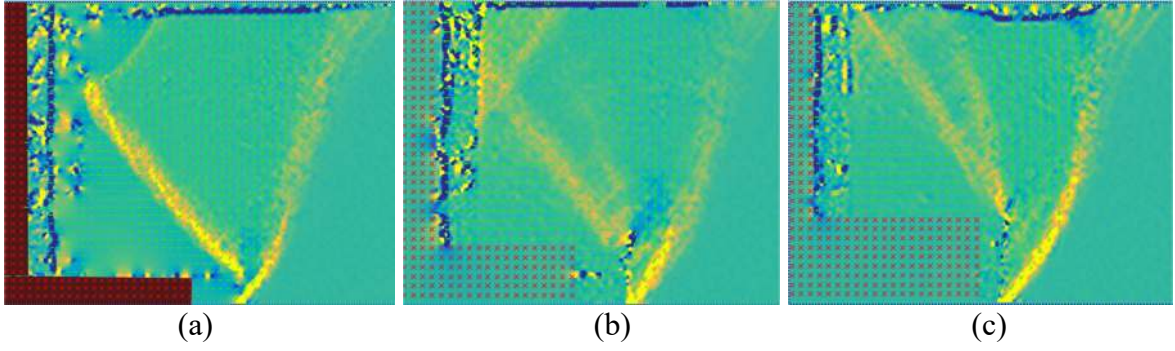
Ek 1. Farklı Duvar Şekilleri, Zeminde Aktif Durum Oluşturma Tiplerine Göre Temel Arkasında Oluşan Kırılma Yüzeyleri



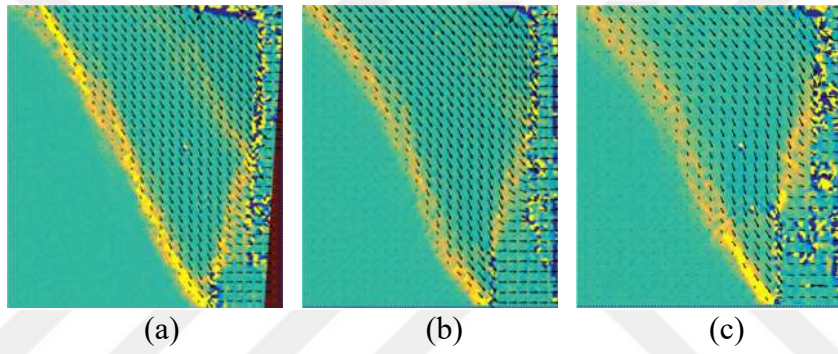
Ek Şekil 1.1. Çekme etkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.3$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.3$, $\alpha=0.1$ (b) $\beta=0.3$, $\alpha=0.2$ (c) $\beta=0.3$, $\alpha=0.3$



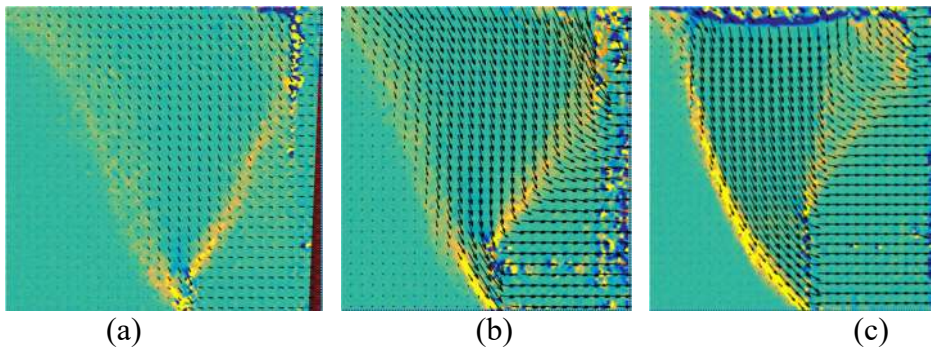
Ek Şekil 1.2. Çekme etkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.4$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.4$, $\alpha=0.1$ (b) $\beta=0.4$, $\alpha=0.2$ (c) $\beta=0.4$, $\alpha=0.3$



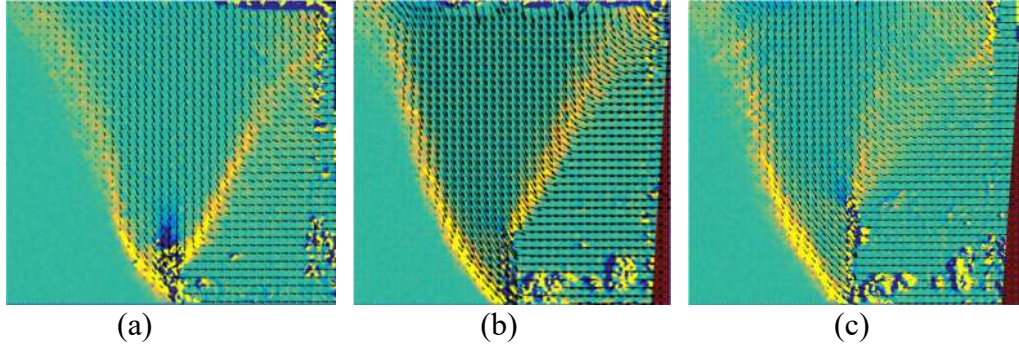
Ek Şekil 1.3. Çekme etkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.5$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.5$, $\alpha=0.1$ (b) $\beta=0.5$, $\alpha=0.2$ (c) $\beta=0.5$, $\alpha=0.3$



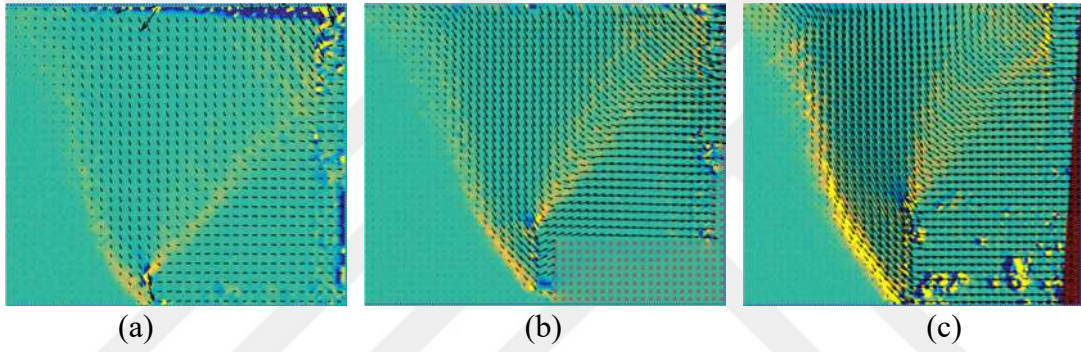
Ek Şekil 1.4. Zemin itkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.1$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.1$, $\alpha=0.1$ (b) $\beta=0.1$, $\alpha=0.2$ (c) $\beta=0.1$, $\alpha=0.3$



Ek Şekil 1.5. Zemin itkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.3$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.3$, $\alpha=0.1$ (b) $\beta=0.3$, $\alpha=0.2$ (c) $\beta=0.3$, $\alpha=0.3$



Ek Şekil 1.6. Zemin itkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.4$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.4$, $\alpha=0.1$ (b) $\beta=0.4$, $\alpha=0.2$ (c) $\beta=0.4$, $\alpha=0.3$



Ek Şekil 1.7. Zemin itkisi ile elde edilen aktif şartlar altında $\beta=0.5$ değeri için farklı temel kalınlık değerleri için edilen kırılma yüzeyleri (a) $\beta=0.5$, $\alpha=0.1$ (b) $\beta=0.5$, $\alpha=0.2$ (c) $\beta=0.5$, $\alpha=0.3$

Ek 2. Kuvvet Maksimizasyonu Amacıyla Yazılan Program Kodu

```

clc
clear all

% f acisi ve F acisi degistirilmelidir
%a parametresi temel yuksekligi ile ilgili
%beta ise temelin genisligi ile ilgili

Fl=32;
f=(Fl)*pi/180;
s=2/3*f;
a=0.1;
Beta=0.2;
kh=0;
kv=0;

K1=atan((1-a)/Beta);

K=round(K1*180/pi);
%AT=f+acot((kv-1)/kh);

%AT=ceil(AT*180/pi)

for t=1+Fl:1:90

    for k=1+Fl:1:K

        t=t*pi/180;
        k=k*pi/180;

        W=1+tan(pi/2-t+f)*kh-kv;

        L=sin(s)+cos(s)*tan(pi/2-t+f);

        Z=1-a-Beta*tan(k);

        A=cot(t)*cos(s)*(W/L)*[0.5*(Z^2)*[1]+a*((1-0.5*a))];

        B=[Beta*(Z+0.5*Beta*tan(k))+0.5*cot(t)]*kh;

        D=[Beta*(Z+0.5*Beta*tan(k))+0.5*cot(t)]*(1-kv);

        E=cot(t)*sin(s)*(W/L)*[0.5*(Z^2)*[1]+a*((1-0.5*a))];

        Ka2=[[sin(pi/2-t+f)*[B-A]+cos(pi/2-t+f)*[D-E]]/[sin(k+t-2*f)]]*cos(pi/2-k+f);

        Ka1=[0.5*(Z^2)*cot(t)*W/L]*cos(s);

        Ka3=[a*cot(t)*(1-0.5*a)*W/L]*cos(s);

        fprintf('teta=%f, psi=%f\n', t*180/pi,k*180/pi)
    end
end

```

```
%fprintf('%f\n%f\n%f\n', Ka1, Ka2,Ka3)
```

```
KA=Ka1+Ka2+Ka3;
```

```
t=t*180/pi;  
k=k*180/pi;
```

```
% t=round(t);  
% k=round(k);
```

```
%fprintf('KA=%f\n',KA);
```

```
if t==Fl+1 & k==Fl+1
```

```
    maxKA=KA;  
    maxKa1=Ka1;  
    maxKa2=Ka2;  
    maxKa3=Ka3;  
    maxt=t;  
    maxk=k;
```

```
else if maxKA<KA
```

```
    maxKA=KA;  
    maxKa1=Ka1;  
    maxKa2=Ka2;  
    maxKa3=Ka3;  
    maxt=t;  
    maxk=k;
```

```
end
```

```
end
```

```
end
```

```
end
```

ÖZGEÇMİŞ

1984 yılında Trabzon'da doğdu. İlk, orta ve lise öğrenimini Trabzon'da tamamladı. 2003 yılında lise öğrenimini tamamlayarak aynı yıl girdiği Atatürk Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden 2007 yılında mezun olup İnşaat Mühendisi unvanı aldı. 2007-2008 yıllarında özel sektörde saha mühendisi olarak çalıştı. 2009-2010 yılları arasında İstanbul Büyükşehir Belediyesi Yol Bakım Onarım Müdürlüğünde İnşaat Mühendisi unvanıyla görev yaptı. 2010 yılında Bayburt Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde Araştırma Görevlisi olarak çalışmaya başladı. 2007-2011 yılları arasında Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalında yüksek lisans eğitimini tamamlayarak aynı yıl doktora öğrenimine başladı. Halen Bayburt Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde araştırma görevlisi olarak çalışan Hakan Alper KAMILOĞLU İngilizce bilmektedir.

Yapılan bu tez çalışması kapsamında yapılan çalışmalardan bazıları, 'Active Earth Thrust Theory For Horizontal Granular Backfill On A Cantilever Wall With A Short Heel' başlıklı makale kapsamında International Journal of Geomechanics (ASCE) isimli dergide yayımlanmıştır.