



**GEOTEKNİK RİSK ANALİZİNDE RASTSAL SAHA SONLU
ELEMENLAR YÖNTEMİNİN KULLANIMI: SIĞ TEMELLER İÇİN BİR
UYGULAMA**

Emre TÜRK

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

ARALIK 2014

Emre TÜRK tarafından hazırlanan “GEOTEKNİK RİSK ANALİZİNDE RASTSAL SAHA SONLU ELEMENLAR YÖNTEMİNİN KULLANIMI: SIĞ TEMELLER İÇİN BİR UYGULAMA” adlı tez çalışması aşağıdaki jüri tarafından OY BİRLİĞİ ile Gazi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında YÜKSEK LİSANS TEZİ olarak kabul edilmiştir.

Danışman: Doç. Dr. Sami Oğuzhan AKBAŞ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Gazi Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Yüksek Lisans Tezi olduğunu onaylıyorum

.....

Başkan: Yrd. Doç. Dr. Nejan HUVAJ SARIHAN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Orta Doğu Teknik Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Yüksek Lisans Tezi olduğunu onaylıyorum

.....

ye: Prof. Dr. Özgür ANIL

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Gazi Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Yüksek Lisans Tezi olduğunu onaylıyorum

.....

Tez Savunma Tarihi: 25/12/2014

Jüri tarafından kabul edilen bu tezin Yüksek Lisans Tezi olması için gerekli şartları yerine getirdiğini onaylıyorum.

.....

Prof. Dr. Şeref SAĞIROĞLU

Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

ETİK BEYAN

Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Tez Yazım Kurallarına uygun olarak hazırladığım bu tez çalışmada;

- Tez içinde sunduğum verileri, bilgileri ve dokümanları akademik ve etik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi,
- Tüm bilgi, belge, değerlendirme ve sonuçları bilimsel etik ve ahlak kurallarına uygun olarak sunduğumu,
- Tez çalışmada yararlandığım eserlerin tümüne uygun atıfta bulunarak kaynak gösterdiğimi,
- Kullanılan verilerde herhangi bir değişiklik yapmadığımı,
- Bu tezde sunduğum çalışmanın özgün olduğunu,

bildirir, aksi bir durumda aleyhime doğabilecek tüm hak kayıplarını kabullendiğimi beyan ederim.

.....
Emre TÜRK

25/12/2014

GEOTEKNİK RİSK ANALİZİNDE RASTSAL SAHA SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİNİN KULLANIMI: SIĞ TEMELLER İÇİN BİR UYGULAMA

(Yüksek Lisans Tezi)

Emre TÜRK

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Aralık 2014

ÖZET

Rastsal saha teorisini, deterministik sonlu elemanlar ile yük ve direnç parametrelerinin ortalama, standart sapma ve korelasyon uzunluğu değerlerini gözeterek bağdaştıran Rastsal Sonlu Eleman Metodu'nun birçok geoteknik mühendisliği problemini çözmekte etkili bir araç olduğu görülmektedir. Buna dayanarak; bu çalışmada, güvenilirliğe dayalı tasarım ve geoteknik parametre istatistikleri çerçevesinde rastsal sonlu elemanlar yöntemi ile geleneksel Monte Carlo Simülasyonu yöntemi, şerit temellerin drenajlı ve drenajsız taşıma gücü kapsamında karşılaştırılmıştır. Son bölümde şerit temellerin drenajsız taşıma gücü tahmininde rastsal sonlu eleman metodunun spesifik bir uygulamasına odaklanılmıştır. Bu amaçla, istatistiksel olarak oldukça detaylı biçimde tanımlanmış bir zemin formasyonu olan, aşırı konsolide Ankara Kili temel zemin olarak düşünülmüştür. İlk olarak, drenajsız kayma dayanımının toplam değişkenliğini belirlemek için, birinci derece ikinci moment olasılıksal yaklaşım doğal değişkenliği, ölçüm hatasını ve gerektiğinde dönüşüm hatasını tutarlı bir şekilde birleştirmek için kullanılmıştır. Ardından, rastsal sonlu eleman metodu, yenilme olasılığının ya da tasarımların güvenilirlik indekslerinin tahmini için uygulanmıştır. Bu çerçevede, yatay ve dikey yönlerde mekânsal korelasyonu betimleyen dalgalanma ölçeğinin sonuçlar üzerindeki etkisi dikkatli biçimde irdelenmiştir.

Bilim Kodu : 911.1.050

Anahtar Kelimeler : Rastsal Sonlu Elemanlar Yöntemi, Risk Analizi, Monte Carlo Simülasyonu taşıma gücü, sıg temeller

Sayfa Adedi : 119

Danışman : Doç. Dr. Sami Oğuzhan AKBAŞ

APPLICATION OF RANDOM FIELD FINITE ELEMENT METHOD IN
GEOTECHNICAL RISK ANALYSIS: AN APPLICATION FOR SHALLOW
FOUNDATIONS

(M. Sc. Thesis)

Emre TÜRK

GAZİ UNIVERSITY
GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES
December 2014

ABSTRACT

The Random Finite Element Method, which associates random field theory with deterministic finite elements by considering the mean, standard deviation and correlation length values of the load and resistance parameters, has proven to be an effective tool for solving many geotechnical engineering problems. Accordingly, this study aims to compare the random finite element method and the traditional Monte Carlo Simulation Method regarding the case drained and undrained bearing capacities of strip footings in the context of reliability-based design and geotechnical uncertainties. The last chapter focuses on the implementation of random finite element method within a specific case. For this purpose, the over consolidated Ankara Clay, statistical characteristics of which have been identified in a detailed way, is considered as the foundation soil. First, to determine the total variation of undrained shear strength, the first order second moment probabilistic approach is employed for combining the inherent variability, measurement errors and transformation errors when necessary. Then, random finite element method is used for the estimation of probability of failure or the reliability index of the design under various conditions. Finally, the effect of the scale of fluctuation that defines the spatial correlation in horizontal and vertical directions, is examined in detail within this context.

Science Code : 911.1.050

Key Words : Random Finite Element Method, Risk Analysis, Monte Carlo Simulation, bearing capacity, shallow foundations

Page Number : 119

Supervisor : Assoc. Prof. Dr. Sami Oğuzhan AKBAŞ

TEŞEKKÜR

Çalışmalarım boyunca değerli yardım ve katkılarıyla beni yönlendiren, süreç boyunca sabır ve hoşgörülerini benden esirgemeyen Hocam Sayın Doç. Dr. Sami Oğuzhan AKBAŞ'a ve Sayın Öğr. Gör. Dr. Erhan TEKİN'e teşekkürlerimi sunarım.

Bugünlere gelmemi sağlayan annem Fatma TÜRK, babam Recep TÜRK, ablam Elif TÜRK ve karşılaştığım olumsuzluklarla mücadele gücümün kaynağı Gökçe İŞÇELEBİ'ye sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	iv
ABSTRACT.....	v
TEŞEKKÜR.....	vi
İÇİNDEKİLER	vii
ÇİZELGELERİN LİSTESİ	x
ŞEKİLLERİN LİSTESİ	xii
SİMGELER VE KISALTMALAR.....	xvi
1. GİRİŞ.....	1
2. GÜVENİLİRLİĞE DAYALI TASARIM.....	5
2.1. Yenilme Olasılığı	6
2.2. Rastsal Değişkenlerin İstatistiksel Tanımı ve Güvenilirlik İndeksi	9
2.3. Monte Carlo Benzetim Yöntemi	14
2.4. Hedef Yenilme Olasılığı	16
2.5. Rastsal Sonlu Eleman Yöntemi (RFEM)	21
2.5.1. Teori	22
2.5.2. Rastsal sonlu elemanlar yöntemi ile taşıma gücü analizi.....	24
2.5.3. Monte Carlo Simülasyonu ile taşıma gücü analizi	28
2.6. Özet	29
3. GEOTEKNİK PARAMETRE İSTATİSTİKLERİ	31
3.1. Zeminin Doğasındaki (Bünyesel) Değişkenlik	33
3.2. Ölçüm Hatası.....	37
3.3. Dönüşüm Belirsizliği	38
3.4. Tasarım Zemin Parametrelerindeki Belirsizliklerin Hesaplanması	39

	Sayfa
3.5. Özet	41
4. RASTSAL SONLU ELEMAN ve MONTE CARLO SİMÜLASYON YÖNTEMLERİNİN TAŞIMA GÜCÜ ANALİZLERİNDE KULLANIMI	43
4.1. Yenilme Olasılığının Tariflenmesi.....	43
4.2. Rastsal Parametrelerde Değişkenliğin Belirlenmesi	45
4.2.1. Drenajsız kayma dayanımında değişkenliğin belirlenmesi.....	45
4.2.2. İçsel sürtünme açısında değişkenliğin belirlenmesi	49
4.3. Rastsal Sonlu Eleman Analizi Sonuçları.....	50
4.4. Rastsal Sonlu Eleman Yöntemi (RFEM) Verilerinin Deterministik Sonlu Eleman Yöntemi ile Karşılaştırılması.....	77
4.5. Rastsal Sonlu Eleman Yöntemi (RFEM) Verilerinin @RISK ile Karşılaştırılması	82
4.6. Özet	86
5. RASTSAL SONLU ELEMAN METODU KULLANILARAK TEMELLERİN DRENAJSIZ TAŞIMA GÜCÜ TAHMİNİ: ANKARA KİLİ İÇİN BİR UYGULAMA	89
5.1. Giriş.....	89
5.2. Ankara Kili için Drenajsız Kayma Dayanımının Olasılıksal Karakterizasyonu	89
5.2.1. Bünyesel değişkenlik için rastsal saha modeli.....	92
5.2.2. Ankara Kilinin drenajsız kayma dayanımı için bünyesel değişkenlik	93
5.2.3. Düşey dalgalanma ölçeği	95
5.2.4. Ölçüm hataları.....	96
5.3. Ankara Kili için Drenajsız Kayma Dayanımında Değişkenliğin Belirlenmesi.....	97
5.3.1. Ankara Kili için laboratuvar ölçümünden elde edilen drenajsız kayma dayanımı.....	97

Sayfa

5.3.2. Ankara Kili için SPT N sayısı ile korelasyondan elde edilen drenajsız kayma dayanımı.....	99
5.4. Ankara Kili Üzerinde Yer Alan Bir Şerit Temel için Rastsal Sonlu Eleman Yöntemi ile Taşıma Gücünün Belirlenmesi.....	101
5.4.1. Parametre seçimi	101
5.5. Özet	105
6. SONUÇ VE ÖNERİLER	109
KAYNAKLAR	113
ÖZGEÇMİŞ	119

ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge	Sayfa
Çizelge 2.1. Güvenilirlik indeksi (β) ve yenilme olasılığı arasındaki ilişki (p_f).....	11
Çizelge 2.2. İstenilen doğruluğu sağlamak için gereken Monte Carlo benzetim sayısı .	15
Çizelge 2.3. Sosyal kriter faktörü	19
Çizelge 2.4. Aktivite ve uyarı faktörleri	20
Çizelge 3.1. Zeminin doğasındaki toplam değişkenliğin yaklaşık değerleri	32
Çizelge 3.2. Bazı geoteknik parametrelerin bünyesel değişkenliği	36
Çizelge 3.3. Bazı geoteknik parametrelerin dalgalanma ölçeği.....	36
Çizelge 3.4. Arazi deneylerinin ölçüm hataları	37
Çizelge 3.5. Kohezyonsuz zeminler için var olan korelasyonlar.....	39
Çizelge 4.1. Model geometrisinin sonuçlar üzerindeki etkisi.....	51
Çizelge 4.2. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu olasılıksal taşıma gücü analizlerinde kullanılan zemin parametreleri	56
Çizelge 4.3. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu olasılıksal taşıma gücü analizlerinde kullanılan zemin parametreleri	56
Çizelge 4.4. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu olasılıksal taşıma gücü analizleri.....	57
Çizelge 4.5. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu olasılıksal taşıma gücü analizleri.....	57
Çizelge 4.6. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)	59
Çizelge 4.7. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)	60
Çizelge 4.8. Drenajsız durum rastsal ve deterministik sonlu eleman analizleri ile elde edilen taşıma gücü değerleri	77
Çizelge 4.9. Drenajlı durum rastsal ve deterministik sonlu eleman analizleri ile elde edilen taşıma gücü değerleri	78
Çizelge 4.10. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β).....	82

Çizelge	Sayfa
Çizelge 4.11. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β).....	83
Çizelge 5.1. Ankara Kili için farklı geoteknik parametrelerin bünyesel varyasyon katsayıları.....	94
Çizelge 5.2. Killer için farklı geoteknik parametrelerin bünyesel varyasyon katsayıları.....	95
Çizelge 5.3. Ankara Kili için düşey dalgalanma ölçeği değerleri.....	95
Çizelge 5.4. Bazı laboratuvar ve yerinde deneylere ait ölçüm hataları	97
Çizelge 5.5. İzotropi/Anizotropi ve emniyet katsayı faktörünün foksiyonu olarak güvenilirlik indeksi	104
Çizelge 5.6. İzotropi/Anizotropi durumları için hedef güvenilirlik indeksine ($\beta=3,0-3,5$) ulaşılması için gerekli minimum güvenlik katsayıları.....	105

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil	Sayfa
Şekil 2.1. Normal olasılık dağılım ve olasılık yoğunluk fonksiyonları	8
Şekil 2.2. İki normal rastsal değişken için güvenilirliğin düzenlenmesi	10
Şekil 2.3. Log-normal ve eşdeğer rastsal değişkenler.....	13
Şekil 2.4. Çeşitli geleneksel inşaat tesis ve büyük yapılarının ortalama yıllık riskini gösteren F-N eğrisi.....	17
Şekil 2.5. Hong Kong Planlama Bölümünün kabul edilebilir sosyal risk klavuzu.....	18
Şekil 2.6. Hollanda hükümeti grup risk ölçütleri.....	18
Şekil 2.7. Mrbear2D veri girişi ekran görüntüsü	25
Şekil 2.8. Mrbear2d analiz ekran görüntüsü	26
Şekil 2.9. Mrbear2d analiz sonucu ekran görüntüsü.....	27
Şekil 2.10. Yenilme durumunda tipik deforme olmuş sonlu eleman ağı.....	27
Şekil 2.11. @RISK veri girişi ekran görüntüsü	29
Şekil 3.1. Zemin özelliklerinin hesaplanmasındaki belirsizlik	31
Şekil 3.2. Zeminin doğasındaki değişebilirlik	33
Şekil 3.3. Düşey dalgalanma ölçeğinin hesaplanması	35
Şekil 3.4. Dönüşüm modelinin olasılıksal tanımlanması.....	38
Şekil 4.1. s_u/p_a ve SPT N değeri arasındaki ilişki.....	47
Şekil 4.2. N değerinin bünyesel varyasyon katsayısının ortalama N Değeri ile değişimi	48
Şekil 4.3. Model geometrisine bağlı taşıma gücü değerlerindeki değişim	51
Şekil 4.4. Analiz sonuçlarının sınır koşullarının etkilenmemesi için minimum geometri boyutları	52
Şekil 4.5. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu 1 nolu analiz için başlangıç ve deforme olmuş sonlu eleman ağıları ($\theta_x=1$ m $\theta_y=1$ m)	52

Şekil	Sayfa
Şekil 4.6. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu 1 nolu analiz için başlangıç ve deforme olmuş sonlu eleman ağırları ($\theta_x=30$ m $\theta_y=30$ m)	53
Şekil 4.7. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu 1 nolu analiz için başlangıç ve deforme olmuş sonlu eleman ağırları ($\theta_x=30$ m $\theta_y=1$ m)	53
Şekil 4.8. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu 1 nolu analiz için başlangıç ve deforme olmuş sonlu eleman ağırları ($\theta_x=1$ m $\theta_y=1$ m)	54
Şekil 4.9. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu 1 nolu analiz için başlangıç ve deforme olmuş sonlu eleman ağırları ($\theta_x=30$ m $\theta_y=30$ m)	54
Şekil 4.10. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu 1 nolu analiz için başlangıç ve deforme olmuş sonlu eleman ağırları ($\theta_x=30$ m $\theta_y=1$ m).....	55
Şekil 4.11. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu farklı COV_{cu} değerlerine karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β)	62
Şekil 4.12. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu COV_E değerlerine karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β).....	63
Şekil 4.13. Elastisite modülüne ait varyasyon katsayısının(COV_E), güvenirlilik indeksi(β) ile ilişkisi.....	64
Şekil 4.14. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_c değerlerine karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β).....	65
Şekil 4.15. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_c değerlerine karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β).....	66
Şekil 4.16. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_c değerlerine karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β).....	67
Şekil 4.17. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_E değerlerine karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β).....	68
Şekil 4.18. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_E değerlerine karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β).....	69
Şekil 4.19. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_E değerlerine karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β).....	70
Şekil 4.20. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_ϕ değerlerine karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β).....	70

Şekil	Sayfa
Şekil 4.21. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_ϕ değerlerine karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β).....	70
Şekil 4.22. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_ϕ değerlerine karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β).....	70
Şekil 4.23. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_ϕ değerlerine karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β).....	74
Şekil 4.24. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_ϕ değerlerine karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β).....	75
Şekil 4.25. Drenajsız durum rastsal ve deterministik sonlu eleman analiz sonuçlarında elde edilen taşıma gücü değerlerinin karşılaştırılması.....	85
Şekil 4.26. Drenajlı durum rastsal ve deterministik sonlu eleman analiz sonuçlarında elde edilen taşıma gücü değerlerinin karşılaştırılması.....	85
Şekil 4.27. Analiz no 1 için Mrbear deterministik sonlu eleman analizi sonucunda deforme olmuş sonlu eleman ağı	85
Şekil 4.28. Analiz no 1 için PLAXIS 2D deterministik sonlu eleman analizi analizi sonucunda deforme olmuş sonlu eleman ağı	85
Şekil 4.29. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu RFEM ve @RISK güvenirlilik indeks değerleri (β)...	85
Şekil 4.30. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu RFEM ve @RISK güvenirlilik indeks değerleri (β)...	86
Şekil 5.1. Ankara Kilinin bazı geoteknik endeks özellikleri için tipik mekânsal değişkenliği: (a) tek bir sondaj kuyusundan elde edilen veriler; (b) birbirine yakın yedi sondaj kuyusundan elde edilmiş veriler.....	91
Şekil 5.2. Drenajsız kayma dayanımının bünyesel varyasyon katsayısının ortalama drenajsız kayma dayanımı ile değişimi	94
Şekil 5.3. (a)Ankara Kili için s_u/p_a ve SPT N değeri arasındaki korelasyon ve (b)dönüşüm hatası dağılımı	99
Şekil 5.4. $COV_{cu} = \%10$ için izotropik rastsal saha modeli; (a) başlangıç sonlu eleman ağı (b) deforme olmuş sonlu eleman ağı.....	102
Şekil 5.5. $COV_{cu} = \%10$ için anizotropik rastsal saha modeli; (a) başlangıç sonlu eleman ağı (b) deforme olmuş sonlu eleman ağı.....	103
Şekil 5.6. Emniyet katsayısı faktörü 3 olan tasarımlar için, drenajsız kayma dayanımının varyasyon katsayısı ile güvenirlilik indeksinin değişimi	104

Şekil**Sayfa**

Şekil 5.7. Emniyet katsayısı faktörü 2 olan tasarımlar için, drenajsız kayma dayanımının varyasyon katsayısı ile güvenilirlik indeksinin değişimi	94
---	----

SİMGELER VE KISALTMALAR

Bu çalışmada kullanılmış simgeler ve kısaltmalar, açıklamaları ile birlikte aşağıda sunulmuştur.

Simgeler	Açıklama
$(N_1)_{60}$	1 atmosfer basıncına göre doğrulanmış N_{60} değeri
β	Güvenilirlik indeksi
ν	Poisson oranı, birimsiz
$\phi(\cdot)$	Standart normal olasılık yoğunluk fonksiyonu
ϕ	İçsel sürtünme açısı, °
γ	Birim hacim ağırlık, kN/m^3
γ_d	Kuru birim hacim ağırlık, kN/m^3
γ_{sat}	Doygun birim hacim ağırlık, kN/m^3
Ψ	Dilastasyon açısı, °
δ	Korelasyon mesafesi
B	Temel genişliği veya çapı, m
c	Kohezyon, kPa
COV_ϕ	İçsel sürtünme açısı varyans katsayısı
COV_c	Kohezyon varyans katsayısı
COV_E	Yatay gerilme varyans katsayısı
COV_{cu}	Drenajsız kayma dayanımı varyans katsayısı
D_r	Rölatif sıkılık
E	Elastisite modülü
F	Temele etkiyen yük
$f(\cdot)$	Olasılık yoğunluk fonksiyonu
$F(\cdot)$	Olasılık dağılım fonksiyonu
m_ϕ	Ortalama içsel sürtünme açısı
m_c	Ortalama kohezyon
m_E	Ortalama elastisite modülü
m_Q	Q'nun ortalaması
N'	Düzeltilmiş standart penetrasyon değeri

Simgeler	Açıklama
N_{60}	Enerji oranı için arazi yöntemlerine göre düzeltilmiş N değeri
N_c, N_q, N_γ	Taşıma gücü faktörleri, birimsiz
p_a	Atmosfer basıncı, 101.3 kN/m^2
p_f	Yenilme olasılığı
p_T	Hedef yenilme olasılığı
q_u	Nihai taşıma gücü
Q	Kapasite
SPT-N	SPT-N değeri
s_Q	Q'nun standart sapması
w_n	Doğal su içeriği

Kısaltmalar	Açıklama
ASD	Güvenlik gerilmeleriyle tasarım
COV	Varyans (değişim) katsayısı
CPT	Koni penetrasyon testi
DMT	Dilatometre testi
FORM	Birinci derece güvenilirlik yöntemi
FS	Güvenlik katsayısı
LRFD	Yük ve dayanım katsayıları ile tasarım
CDF	Olasılık dağılım fonksiyonu
PDF	Olasılık yoğunluk fonksiyonu
PMT	Pressiyometre testi
RBD	Güvenilirliğe dayalı tasarım
RFEM	Rastsal sonlu eleman yöntemi
SLS	Hizmet verebilirlik sınır durumu
SPT	Standart penetrasyon testi
SPT-N	Standart penetrasyon testi N değeri
UC	Serbest basınç deneyi
UU	Konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli basınç deneyi
CIUC	Konsolidasyonlu izotropik drenajsız basınç deneyi

1. GİRİŞ

Tasarım sürecinde doğal (bünyesel) jeolojik değişkenlik, ölçüm hataları ve ampirik yaklaşımlarda oldukça önemli yer tutan dönüşüm etkileri gibi çeşitli sebeplerden ötürü ortaya çıkan belirsizliklerin mevcudiyeti geoteknik mühendisleri tarafından oldukça iyi bilinen bir husustur. Örneğin, zeminin içsel sürtünme açısı ve kohezyon gibi geoteknik özelliklerinin rastsal karakteri, sıkı temellerin taşıma gücü ve oturma bazlı tasarımı üzerinde önemli bir etkiye sahiptir. Fakat, bu etki genellikle uygulamada doğrudan dikkate alınmaz. Bunun yerine, geleneksel geoteknik tasarım, olumsuz yapı-temel etkileşim performansının olasılığını azaltmak için toplu bir emniyet (FS) katsayısını kullanmaya meyillidir. Ancak, bu güvenlik katsayısının seçimi aslında son derece sübjektiftir. Aynı güvenlik katsayısının kullanımı, tasarım modellerine, saha karakterizasyonuna ve geoteknik parametre seçimine bağlı olarak son derece farklı risk seviyelerini ortaya çıkartabilmektedir.

En basit şekli ile, bir şerit temel için drenajsız koşullarda taşıma gücü (q_u) eşitliği Terzaghi (1943) tarafından aşağıdaki biçimde verilmiştir;

$$q_u = c N_c \quad (1.1)$$

Burada c zeminin kohezyonu, N_c ise teorik olarak 5,14 değerine sahip olan taşıma gücü katsayısıdır. Eş. 1.1'in kullanımına dayalı bir tasarımın güvenli veya güvensiz tarafta kalması kullanılan kohezyon değerinin geoteknik mühendisi tarafından nasıl bir felsefe ile ve hangi kalitede deney sonuçlarına bağlı olarak seçildiği ile doğrudan ilişkilidir.

Fakat gerçekte, kohezyon değerinin en homojen zemin tabakasında bile sabit bir değer almadığı, aksine karmaşık jeolojik süreçlerin bir sonucu olarak zemin içerisinde bir noktadan diğerine değişkenlik gösterdiği açıktır. Eş. 1.1 kullanılarak ve tutucu bir kohezyon değeri seçimi ile son derece güvenli bir tasarım ortaya çıkartılsa dahi, bunun gerçekçi bir yaklaşım olmadığı söylenebilir.

Geoteknik parametrelerin değişkenliğini göz önünde bulunduran olasılıksal yöntemlerde 1970'li yıllardan bu yana oldukça önemli gelişmeler gözlenmiştir. Bunlardan rastsal

geoteknik parametrelerin, mekânsal korelasyon da göz önünde bulundurularak sonlu elemanlar içerisinde dağıtıldığı rastsal sonlu elemanlar yöntemi (RFEM) olasılıksal analizlerde önemli avantajlar sunmaktadır. Söz konusu metot, sonlu elemanlar yönteminin tüm imkanlarından yararlanmaya ve belirsizliklerin sonlu elemanlar ölçeğinde dağıtılması sayesinde yenilme yüzeylerinin gerçekçi olarak belirlenmesine de olanak sağlamaktadır. Doğal olarak, son yıllarda deterministik yaklaşımın sonuçlarının, geoteknik parametrelerin daha gerçekçi bir biçimde ortaya konduğu olasılıksal analiz sonuçları ile karşılaştırılmasına da literatürde sıkça rastlanmaktadır. Bu karşılaştırma sonuçlarının, seçilen olasılıksal yöntemle bağlı olarak da önemli farklılıklar gösterebileceği bilinmektedir. Diğer bir deyişle, rastsal değişkenliğin göz önünde bulundurulması, daha “doğru” sonuçlar elde edildiği anlamına gelmeyecektir. Özellikle, belirli mesafedeki iki noktanın herhangi bir rastsal özelliğinin birbirleri ile ilişkisini tanımlayan mekânsal korelasyona analizler içerisinde yer verilip verilmemesi, elde edilen sonuçlar üzerinde önemli etkiye sahip olacaktır.

Yukarıda belirtilen hususlardan hareket ile bu çalışmanın ana amacı mekânsal korelasyonu göz önünde bulunduran gelişmiş olasılıksal yöntemlerin, sıkça kullanılan Monte Carlo simülasyonu temelli yöntemlerle sığ temellerin taşıma gücü çerçevesinde karşılaştırılmasıdır. Bu kapsamda, Fenton ve Griffiths (2008) tarafından serbest kullanıma sunulan algoritma ve rastsal sonlu elemanlar programının “gelişmiş” olasılıksal yöntem olarak seçilip kullanılması uygun bulunmuştur.

Çalışmanın ikinci bölümünde, rastsal değişkenler ve güvenilirliğe dayalı tasarım kavramlarından kısaca bahsedilmiş, ardından rastsal sonlu elemanlar yöntemi özet biçimde tanıtılmıştır. Bu yöntemin sonuçlarının karşılaştırılacağı geleneksel Monte Carlo Simülasyonu tabanlı olasılıksal analiz programı @RISK de yine bu bölümde incelenmiştir.

Üçüncü bölümde, özellikle bu çalışmada kullanılan geoteknik parametrelerin değişkenliği ve istatistiksel özellikleri üzerinde durulmaktadır. Sığ temel tasarımında göz önünde bulundurulan temel geoteknik rastsal değişkenler olan kohezyon, içsel sürtünme açısı ve elastik modül bu kapsamda daha yakından irdelenmiştir.

Dördüncü bölümde, rastsal sonlu elemanlar yöntemi ile geleneksel Monte Carlo Simülasyonu yöntemi, şerit temellerin drenajlı ve drenajsız taşıma gücü kapsamında

karşılaştırılmıştır. Tüm analizlerde deterministik yöntem doğal olarak irdelenmiştir. Bu çerçevede kohezyon, içsel sürtünme açısı ve elastik modül rastsal değişkenler olarak ele alınmış, bu değişkenlerin farklı varyasyon katsayıları (COV) için analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde drenajlı durumda içsel sürtünme açısı ile kohezyon arasındaki korelasyon da dikkate alınmıştır. Sonuçlar, normal ve log-normal dağılım kabulleri için, belirli bir güvenlik katsayısı altında ortaya çıkan güvenilirlik indeksi veya yenilme olasılığı bağlamında karşılaştırılmış, mekânsal korelasyon etkisi incelenmiştir.

Beşinci bölümde ise şerit temellerin drenajsız taşıma gücü tahmininde rastsal sonlu eleman metodunun spesifik bir uygulamasına odaklanılmıştır. Bu amaçla, istatistiksel olarak oldukça detaylı biçimde tanımlanmış bir zemin formasyonu (Akbaş ve Kulhawy, 2010) olan, aşırı konsolide Ankara Kili temel zemin olarak düşünülmüştür. İlk olarak, drenajsız kayma dayanımının toplam değişkenliğini belirlemek için, birinci derece ikinci moment olasılıksal yaklaşım doğal değişkenliği, ölçüm hatasını ve gerektiğinde dönüşüm hatasını tutarlı bir şekilde birleştirmek için kullanılmıştır. Ardından, rastsal eleman metodu, yenilme olasılığının ya da tasarımların güvenilirlik indekslerinin tahmini için kullanılmıştır. Bu çerçevede, yatay ve dikey yönlerde mekânsal korelasyonu betimleyen dalgalanma ölçeğinin sonuçlar üzerindeki etkisi dikkatli biçimde irdelenmiştir.

Son bölümde ise elde edilen temel sonuçlar ve ilerideki çalışmalarda üzerinde durulması önerilen konular sunulmuştur.

2. GÜVENİLİRLİĞE DAYALI TASARIM

Güvenilirlik analizi, olasılık teorisi kullanılarak tasarım riskinin tutarlı biçimde hesaplanması olarak tanımlanır. Güvenilirlik analizini kullanan herhangi bir tasarım yöntemine de güvenilirliğe dayalı tasarım (RBD) ismi verilir. Literatürde birçok yayınlı (örneğin, Kapur ve Lamberson, 1977; Thoft-Christensen ve Baker, 1982; Madsen ve diğerleri, 1986; Melchers, 1987; Leemis, 1995; Baecher ve Christian, 2003; Arora, 2007; Tsompanakis ve diğerleri, 2008; Fenton ve Griffiths, 2008) güvenilirlik analizi detaylı biçimde anlatılmıştır.

Belirsizliklerin varlığı ve tasarım ile ilgili olarak önemi uzun zamandır değerlendirilmektedir. Mühendis, tasarımlarında tasarım amacını sağlamama ihtimali olduğunun farkındadır. Tasarımlardaki riskler, yükleri ve kapasiteleri mutlak hassasiyette değerlendirmek için yetersizlikleri ortaya çıkarmaktadır. Geleneksel olarak, mühendis olumsuz performans (aşırı deformasyon, göçme yenilmesi, vb.) riskini kabul edilebilir bir seviyeye getirmek için güvenilirlik faktörlerini kullanır. Fakat, güvenilirlik faktörü ve risk düzeyi arasındaki ilişki birebir tanımlı değildir. Büyük güvenilirlik faktörü her zaman daha küçük bir düzeyde risk olduğu anlamına gelmez. Çünkü tasarımda büyük belirsizlikler olması durumunda güvenlik faktörünün işlevi azalabilir. Temel risk düzeyi üzerinde güvenlik faktörünün etkileri, tasarım modelinin ve tasarım parametrelerinin ne kadar muhafazakar olduğundan bağımsızdır. Geleneksel tasarımda ana zayıflık yöntem (güvenlik faktörü) ve amaç (tasarım riskini azaltmak) arasındaki ilişkinin netliğinin eksik olmasıdır. Mühendis, bu ek bilinmezliğin kaynağını daha muhafazakar yaklaşımlar aracılığı ile kapatmaya çalışır. Bu durum da ek maliyetler getirir.

Güvenilirliğe dayalı tasarımın temel amacı yenilme olasılığının (p_f) kabul edilebilir eşik değeri aşmamasıdır. Bu amaç yenilme olasılığı eşikten uzak olursa kolayca sağlanır. Fakat bu takdirde tasarım ekonomik olmaz. Bu yüzden tasarımın gerçekçi yorumlanması yenilme olasılığının eşik değerden kayda değer biçimde ayrılmayacağı gerçeğidir. Başka bir deyişle yenilme olasılığının eşiği aşmamasının yanı sıra ekonomiklik açısından eşik değerinden uzaklaşmaması da gözetilmelidir.

Basit bir tasarım probleminde güvenilirliğe dayalı tasarım amacı, örneğin kapasite(Q) ve yük(F) için şöyle ifade edilebilir;

$$\text{Prob}(Q < F) \leq p_T \quad (2.1)$$

Burada p_T = hedef yenilme olasılığıdır. Mühendis kabul edilebilir tasarım riskini seçecek bilinçte olmalıdır. Hesaplanan tasarım riski ile tasarım sürecinin doğasındaki bilinmezler, olasılık analizleri yardımıyla hesaplanır.

Bu bölümde güvenilirliğe dayalı tasarımın temel tanımları sunulacak ve hesaplamalarda kullanılacak yöntemler özetlenecektir.

2.1. Yenilme Olasılığı

Güvenilirliği sağlamayla ilgilenen geleneksel problemlerde, belirsizlik ve risk matematiksel kesin terimlere ayrılarak çözülebilir. Bu yaklaşım güvenilirliğe dayalı tasarımın ana biçimidir (Phoon ve diğerleri, 1995). Tasarım riski yenilme olasılığı ile belirlenirken, yükler ve kapasiteler gibi belirsizlik mühendisliği nicelikleri rastsal değişkenlerle modellenir. Burada yenilme beklenenin dışındaki performans olarak tanımlanmaktadır. Mutlaka yenilme durumunu belirtmez.

Rastsal değişken, yetersiz veri, ölçüm hataları, doğal değişkenlik veya model kusurları sebebiyle kesin olarak belirlenemeyen nicelik olarak tanımlanabilir (Phoon ve diğerleri, 1995). Rastsal değişken olası değerler aralığında yer alır. Genellikle bu değerlerden bazılarının gerçekleşme ihtimali diğerlerinden daha fazladır. Makul değerlerin aralığı ve gerçekleşmelerin ihtimali öz olarak olasılık dağılım fonksiyonu (CDF) veya olasılık yoğunluk fonksiyonu (PDF) ile sunulur. Olasılık dağılım fonksiyonu, rastsal değişkenin (örneğin: kapasite, Q) sabit bir q değerinden daha küçük değerler almasını şöyle tanımlar (Phoon ve diğerleri, 1995);

$$F_Q(q) = \text{Prob}(Q < q) \quad (2.2)$$

Burada, $F_Q(\cdot)$ = Q'nun olasılık dağılım fonksiyonu, $\text{Prob}(\cdot)$ = bir olayının olasılığıdır. Olasılık yoğunluk fonksiyonu, olasılık dağılım fonksiyonunun birinci türevidir:

$$f_Q(x) = d F_Q(x)/dx \quad (2.3)$$

Burada, $f_Q(\cdot)$ = Q'nun olasılık yoğunluk fonksiyonu ve x = değişkendir. Olasılık yoğunluk ve olasılık dağılım fonksiyonu ilişkisi Şekil 2.1'de gösterilmiştir. Olasılık yoğunluk fonksiyonları tek tepeli rastsal değişkenin büyük değerleri veya çok küçük değerleri için sifıra yaklaşır (Şekil 2.1). Fiziksel manada gerçekleşme ihtimali pek mümkün olmayan sifıra yaklaşma durumu ortalama değerden olağanüstü ayrılma anlamına gelir.

Olasılık yoğunluk fonksiyonunun kullanışlı tanımlayıcıları aşağıda verilmiştir:

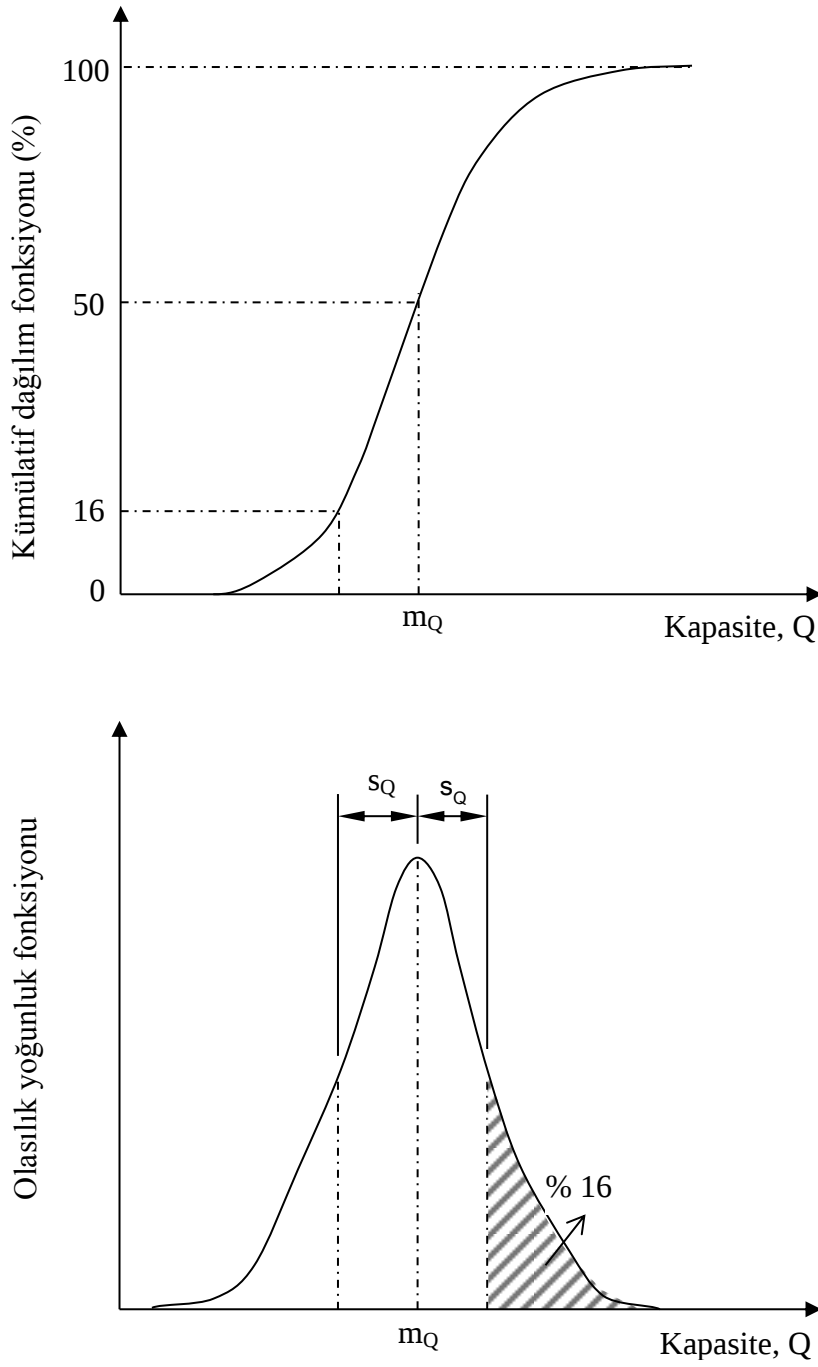
$$m_Q = \int_{-\infty}^{\infty} x f_Q(x) dx \quad (2.4)$$

$$s_Q = \int_{-\infty}^{\infty} (x - m_Q)^2 f_Q(x) dx \quad (2.5)$$

Burada m_Q = Q'nun ortalaması, s_Q = Q'nun standart sapmasıdır. Ortalama, olasılık kütlelerinin (olasılık yoğunluk eğrisinin altında kalan alan) çoğunluğunun apsis boyunca nerede olduğunu; standart sapma, ortalamadan olasılık kütlelerinin ne derecede ayrıldığını belirtir. Şekil 2.1'de normal olasılık yoğunluk fonksiyonu gösterilen özel durum için, olasılık kütlelerinin %50'si ortalamadan diğer tarafındadır ve yaklaşık olasılık kütlelerinin %68'i ortalamadan standart sapmasındadır. Her iki parametrede kaba bilgi sağlamaktadır ve genellikle olasılık yoğunluk fonksiyonunu tek başına tanımlamakta yeterli değildir. Standart sapma yerine sıkça kullanılan diğer parametre varyans katsayısıdır (COV_Q) ve şöyle tanımlanmıştır;

$$COV_Q = s_Q/m_Q \quad (2.6)$$

Varyans katsayısının en büyük avantajı birimsiz olmasıdır. Yük (F) ve kapasitedeki (Q) belirsizlikler rastsal olarak modellendiğinde yenilme olasılığı (p_f) şöyle hesaplanabilir (Melchers, 1987);



Şekil 2.1. Normal olasılık kümülatif dağılım ve olasılık yoğunluk fonksiyonları

$$p_f = Prob(Q < F) = \int_{-\infty}^{\infty} F_Q(x) f_F(x) dx \quad (2.7)$$

Burada $f_F(\cdot)$ = yükün (F) olasılık yoğunluk fonksiyonudur. Eş. 2.7 Q ve F istatistiksel olarak bağımsız olduğu varsayımında geçerlidir.

2.2. Rastsal Değişkenlerin İstatistiksel Tanımı ve Güvenilirlik İndeksi

Birkaç özel istisnai durum dışında Eş. 2.7 için kapalı çözümler mevcut değildir. Bu özel durumlardan normal ve lognormal rastsal değişkenleri içeren problemlerin yenilme olasılığı ve ilgili güvenilirlik indeksinin belirlenmesi aşağıda sunulmuştur.

Normal rastsal değişkenler: Şekil 2.2’de kapasite (Q) ve yükten (F) ibaret iki normal rastsal değişken için güvenilirliğin ifadesi gösterilmiştir. Güvenlik ayrımının (safety margin) M (=Q-F) olasılık dağılım fonksiyonu tanım itibari ile normaldir ve aşağıdaki ortalama (m_M) ve standart sapma (s_M) değerleri ile tanımlanır;

$$m_M = m_Q - m_F \quad (2.8)$$

$$s_M^2 = s_Q^2 + s_F^2 \quad (2.9)$$

Burada m_F ve s_F = yükün (F) sırasıyla ortalama ve standart sapmasıdır. Güvenlik ayrımının olasılık dağılım fonksiyonu bilinirse yenilme olasılığı (p_f) aşağıda gösterildiği gibi hesaplanabilir (Melchers, 1987);

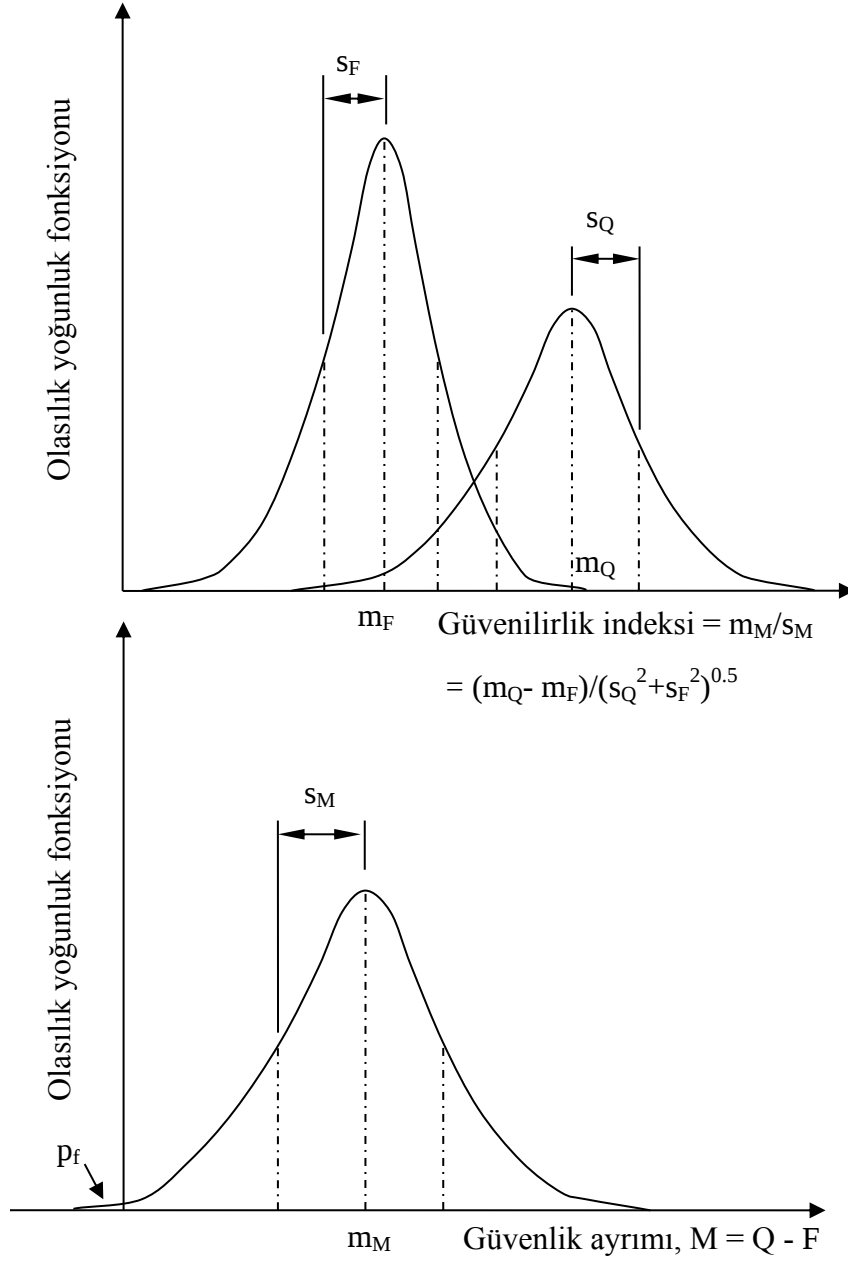
$$\begin{aligned} p_f &= Prob(Q < F) \\ p_f &= Prob(M < 0) \\ p_f &= \Phi(-m_M/s_M) \end{aligned} \quad (2.10)$$

Burada $\Phi(\cdot)$ = standart normal olasılık dağılım fonksiyonudur. $\Phi(\cdot)$ için nümerik değerler hemen hemen tüm istatistik ve olasılık kitaplarında mevcut olan standart normal dağılım tablolarından (örn. Benjamin ve Cornell, 1970; Lewis, 1994; Soong, 2004) temin edilebilir. Güvenilirlik indeksi (β) ise şöyle tanımlanır;

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f) \quad (2.11)$$

Burada Φ^{-1} = standart normal olasılık dağılım fonksiyonunun tersidir. β ’nın tipik değerleri 1 ile 4 arasında değişir. Bu değerler Çizelge 2.1’de gösterildiği üzere %0.003 ile %15

aralıkta değişen yenilme olasılıklarına denk gelir. Yenilme olasılığı artan β değerleriyle azalır.



Şekil 2.2. İki normal rastsal değişken için güvenilirliğin düzenlenmesi

Yenilme olasılığı daha çok fiziksel olarak anlamlı olarak görünmesine rağmen değerler çok küçük olduğunda kullanışsız olabilir ve “yenilme” kelimesinin olumsuz çağrışımını taşır. Güvenilirlik indeksi kullanım için daha uygundur. Ayrıca β değişimi p_f değişimi ile kolayca ilişkilendirilemez. Çünkü birbirleriyle ilişkileri doğrusal değildir (Phoon ve

diğerleri, 1995). β değeri artarken, yenilme olasılığını 0,5'e; β değeri 2,8 ile 3,6 arasında olduğunda 0,2'ye bölerek bir yaklaşımda bulunulabileceği not edilmelidir (Çizelge 2.1).

Çizelge 2.1. Güvenilirlik indeksi (β) ve yenilme olasılığı arasındaki ilişki (p_f)

Güvenilirlik indeksi, β	Yenilme olasılığı, $p_f = \Phi(-\beta)$
1,0	0,159
1,2	0,115
1,4	0,0808
1,6	0,0548
1,8	0,0359
2,0	0,0228
2,2	0,0139
2,4	0,00820
2,6	0,00466
2,8	0,00256
3,0	0,00135
3,2	0,000687
3,4	0,000337
3,6	0,000159
3,8	0,0000723
4,0	0,0000316

İki normal rastsal değişken özel durumu için güvenilirlik indeksi şöyle verilmektedir;

$$\beta = \frac{m_M}{s_M} = \frac{m_Q - m_F}{\sqrt{s_Q^2 + s_F^2}} \quad (2.12)$$

Ortalama kapasite (m_Q) ile ortalama yük (m_F) arasındaki fark artarken güvenilirlik indeksi artar. Aynı benzerlikte, s_Q ve s_F 'deki azalma daha büyük güvenilirlik ile sonuçlanır. Güvenlik ayrımının (M) olasılık yoğunluk fonksiyonundaki değişimleri incelenerek bu etkenler anlaşılabilir. Ortalama güvenlik aralığındaki ($m_M = m_Q - m_F$) artış olasılık yoğunluk fonksiyonun sağa doğru kaymasını sağlar. Şekil 2.2'de açıkça görüldüğü üzere M 'nin negatif değerleri için olasılık yoğunluk eğrisinin altında kalan alana eşit olan

yenilme olasılığı azalacaktır. s_Q ve/veya s_F çok küçük olduğu durumda yenilme olasılığındaki düşüş M 'nin olasılık yoğunluk eğrisinin ortalama (m_M) civarından dağılımındaki azalmadan ileri gelmektedir.

Log-Normal rastsal değişkenler: Yüğü ve kapasiteyi normal rastsal değişkenler kullanarak modellemek genellikle gerçekçi değildir. Çünkü teorik olarak normal rastsal değişkenler negatif değerler alabilir. Bu duruma basit bir alternatif yöntem log-normal rastsal değişkenlerdir. Log-normal rastsal değişkenler sadece pozitif değerler için tanımlıdır (Şekil 2.3). Log-normal rastsal değişken (ör. kapasite, Q) eşdeğer normal rastsal değişkene (Q^N) şu şekilde çevrilebilir;

$$Q^N = \ln(Q) \quad (2.13)$$

Normal rastsal değişken (Q^N) ortalama (m_{Q^N}) ve standart sapma (s_{Q^N}) ile tanımlanır.

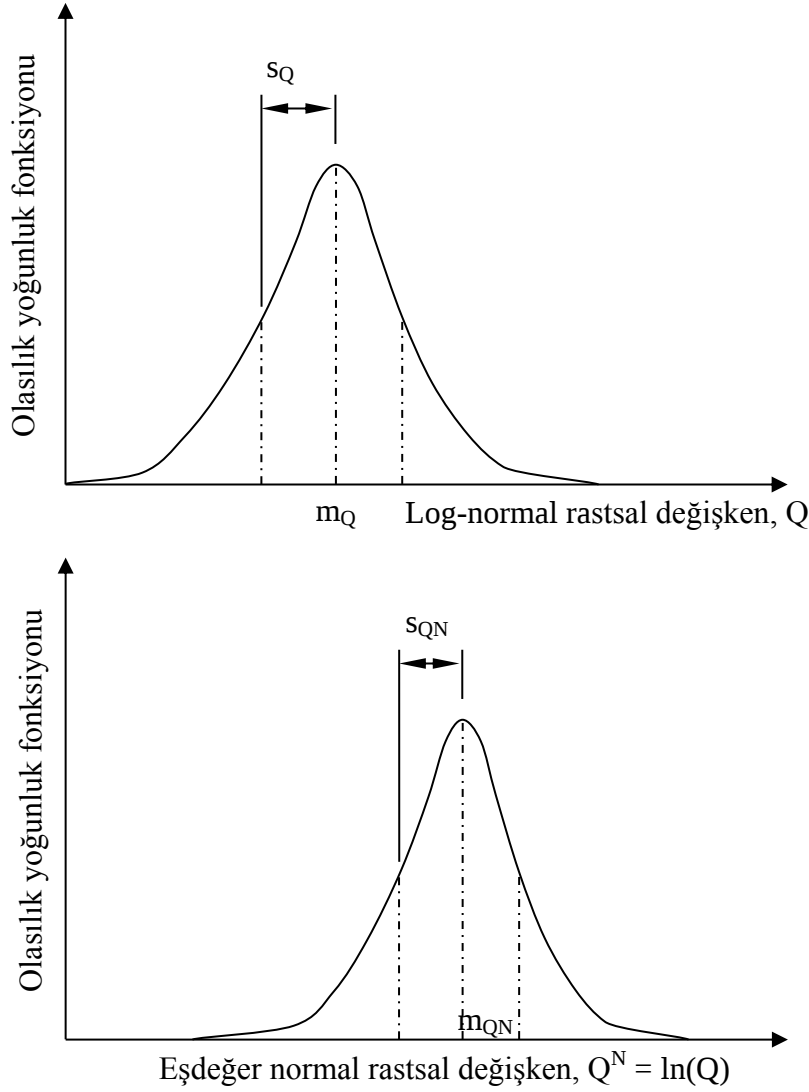
Bu iki parametre orijinal log-normal rastsal değişkenin ortalaması (m_Q) ve standart sapması (s_Q) ile şu şekilde ilişkilidir (Melchers, 1987);

$$s_{Q^N}^2 = \ln(1 + COV_Q^2) \quad (2.14)$$

$$m_{Q^N} = \ln(m_Q) - 0,5s_{Q^N}^2 \quad (2.15)$$

Q ve F log-normal rastsal değişkenler olduğu durumda, yenilme olasılığı (p_f) aşağıdaki şekilde hesaplanabilir (Melchers, 1987);

$$\begin{aligned} p_f &= Prob(Q < F) \\ p_f &= Prob(Q/F < 1) \\ p_f &= Prob[\ln(Q/F) < \ln 1] \\ p_f &= Prob[\ln(Q) - \ln(F) < 0] \\ p_f &= Prob[Q^N - F^N < 0] \end{aligned} \quad (2.16)$$



Şekil 2.3. Log-normal ve eşdeğer rastsal değişkenler

Burada Q^N ve $F^N = Q$ ve F için sırasıyla eşdeğer normal rastsal değerlerdir. Eş. 2.10 ile Eş. 2.16 karşılaştırarak, p_f aşağıdaki biçimde ifade edilebilir;

$$p_f = \Phi \left[-\frac{m_{QN} - m_{FN}}{\sqrt{s_{QN}^2 + s_{FN}^2}} \right] \quad (2.17)$$

Burada m_{FN} ve $s_{FN} = F^N$ için sırasıyla ortalama ve standart sapmadır. Eş. 2.14'te s_{QN} , Eş. 2.15'te m_{QN} ve m_{FN} ve s_{FN} için benzer eşitlikler kullanılarak elde edilen güvenilirlik indeksi için tam ifade;

$$\beta = \frac{\ln \left[m_Q / m_F \sqrt{(1 + COV_F^2) / (1 + COV_Q^2)} \right]}{\sqrt{\ln \left[(1 + COV_F^2) (1 + COV_Q^2) \right]}} \quad (2.18)$$

şeklinde olur. Burada m_Q ve m_F = sırasıyla Q ve F'nin ortalaması ve COV_Q and COV_F = sırasıyla Q ve F'nin varyans katsayısıdır. Ortalama güvenlik faktörü (m_Q/m_F) artarken güvenilirlik indeksi artar. Buna rağmen güvenlik indeksinin sadece ortalama güvenlik faktörüne bağlı olmadığı unutulmamalıdır. Kapasite ve yükteki (COV_Q ve COV_F) belirsizliklerin etkisi de rasyonel bir şekilde katkı sağlamaktadır (Phoon ve diğerleri, 1995).

2.3. Monte Carlo Benzetim Yöntemi

Monte Carlo, daha önce tanımlanmış olasılık dağılımına göre belirlenen rastsal değişkenlerden oluşan çok sayıda giriş verisini fiziksel test yapmadan sürekli olarak hesaplayarak benzetim yapma yöntemidir. Kapalı çözümü olmayan veya çok zor olan problemlerde, çok boyutlu integrallerin hesaplanması söz konusu olduğunda Monte Carlo benzetim yöntemi çok yararlıdır.

Monte Carlo benzetiminde problemi oluşturan değişkenlerin daha önceki bilgilerine bakılarak istatistiksel dağılımların türüne karar verilir. Dağılım bilgisi kullanılarak deterministik hesap yöntemi için rastsal sayılarla fiziksel veriler elde edilmiş olur. Burada dikkat edilmesi gereken nokta üretilmesi gereken veri sayısıdır. Fishman (1996) verilen güven aralığında istenilen doğruluğa ulaşmak için gerekli minimum benzetim sayısını (N) şöyle tanımlamıştır;

$$N = [\Phi^{-1} (1 - \delta/2) / (2\varepsilon)]^2 \quad (2.19)$$

Burada Φ^{-1} = standart normal dağılım için kümülatif olasılık fonksiyonunun tersi, $(1-\delta/2)$ = güvenlik aralığı, ε = hatadır. Eş. 2.19 kullanılarak hesap edilen benzetim sayıları Çizelge 2.2'de verilmiştir.

Çizelge 2.2. İstenilen doğruluğu sağlamak için gereken Monte Carlo benzetim sayısı
(Baecher ve Christian, 2003)

Hata, ϵ	%90 güven aralığı için gerekli benzetim sayısı	%95 güven aralığı için gerekli benzetim sayısı
0,005	27056	38415
0,01	6764	9604
0,02	1691	2401
0,03	752	1068
0,04	423	600
0,05	271	385
0,1	68	97
0,2	17	25
0,3	8	11
0,4	5	4
0,5	3	4

Güvenilirlik problemi için limit denge fonksiyonu (P) kontrol edilir. Eğer limit denge fonksiyonu sıfırdan küçükse sistem başarısız olur. Gerçekleştirilen benzetimlerin sayısı N olduğu kabulüyle yenilme olasılığı yaklaşık olarak;

$$p_f = \frac{n(P \leq 0)}{N} \quad (2.20)$$

olarak belirlenir. Burada $n(P \leq 0)$, $P \leq 0$ için benzetim sayısıdır. Monte Carlo benzetimlerinin temeli sözkonusu olan parametrelerin olasılık dağılımlarını kullanarak türetilmeleridir. Rastsal değişken X ve kümülatif dağılım fonksiyonu $F_x(x)$ için örnekler değerler (x_i) şöyle oluşturulur;

$$x_i = F_x^{-1}(u_i) \quad (2.21)$$

Burada $F_x^{-1} = F_x$ 'in tersi, $u_i = 0$ ile 1 arasında uniform olarak dağılmış rastsal değişken için örnek değerdir. Monte Carlo benzetiminin örneklendirme doğasından ileri gelen yenilme olasılığı sadece hesaplamalardan ibarettir. Örneklendirme sayısı arttıkça hesaplamaların

sayısı da artar. Eş. 2.20 kullanılarak bulunan yenilme olasılığının beklenen değeri, varyansı ve varyans katsayısı şöyledir (Soong ve Grigoriu, 1992):

$$E[p_f] = p_{true} \quad (2.22)$$

$$E[p_f] = p_{true} \quad (2.23)$$

$$s_{p_f}^2 = \frac{1}{N} [p_{true}(1 - p_{true})] \quad (2.24)$$

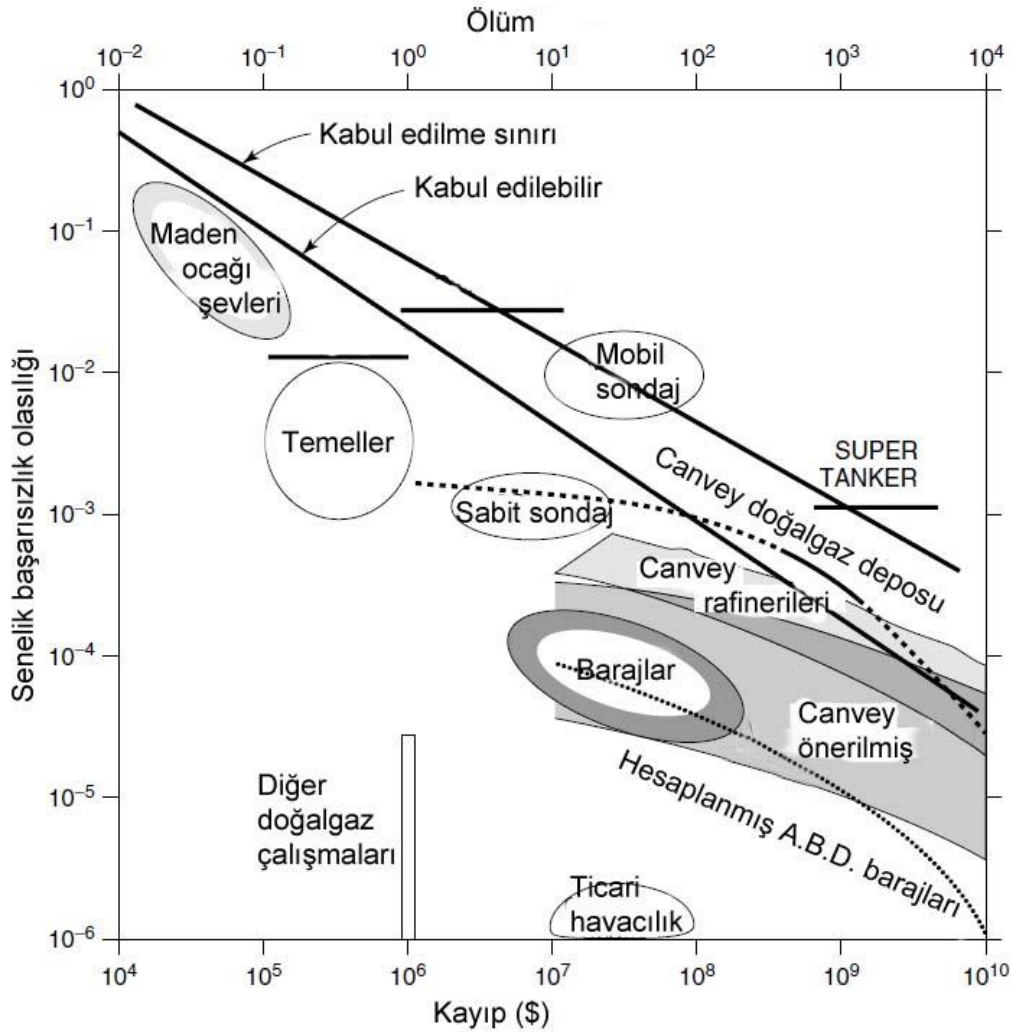
Burada p_{true} = teorik olarak doğru olasılık, N = benzetim sayısıdır.

2.4. Hedef Yenilme Olasılığı

Güvenilirliğe dayalı tasarımın önemli bir aşaması hedef yenilme olasılığı (p_T) için uygun bir değerin seçilmesidir. Temeller için tasarım ömrü süresince uygun hedef yenilme olasılığı veya kabul edilebilir risk değerini kolayca bulmak mümkün olmamaktadır. Kabul edilebilir hedef yenilme olasılığını düzenlemek için en yaygın yaklaşım maliyet yarar analizidir. Yenilme olasılığının optimum değeri başarısızlığın maliyetine, bakım veya yenilemenin maliyetine ve ilk yatırıma bağlıdır (Baecher ve diğerleri, 1980; Mortensen, 1993). Buna rağmen yenilmeyle ilgili olan maliyetler belirsiz ve hesaplanması zordur. Maliyetler hasarın boyutuna, kayıpların sayısına ve yenilmenin uzun dönemdeki etkilerine bağlıdır (Criswell ve Vanderbilt, 1987). Bu etkenleri belirlemek güç olduğundan fayda maliyet yaklaşımı pratik değildir.

Kabul edilebilir riski belirlemenin uygun bir yöntemi yenilme olasılığı ile sonuçlarının özetlendiği F-N eğrilerini kullanmaktır. Bu eğriler tarihsel yenilme oranlarını maliyetlerine göre çizerek kabul edilebilir ve kabul edilemez risk bölgelerini bölen sınır çizgilerini belirleyerek geliştirilir. Şekil 2.4'te geleneksel mühendislik tesisleri, büyük yapılar ve projeler için ortalama yıllık risk değeri F-N grafiğine örnek olarak gösterilmiştir (Baecher, 1987). Hong Kong Devlet Planlama Bölümü gibi bazı devlet kurumları kabul edilebilir risk için kılavuzlar geliştirmişlerdir (Şekil 2.5). Benzer şekilde Hollanda hükümeti de Şekil 2.6'deki risk kriterlerini belirlemişlerdir.

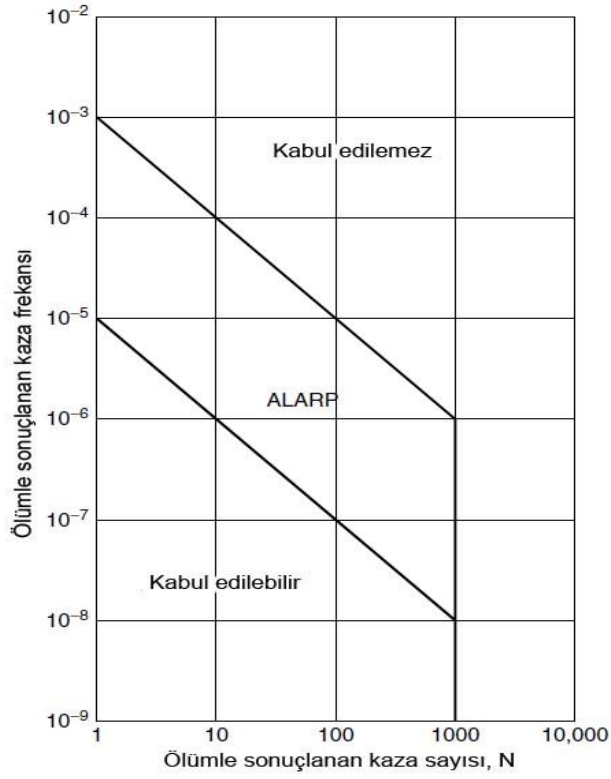
Şekil 2.4'te olduğu gibi F-N eğrilerinin tarihi yenilme oranları teorik yenilme oranını belirlemede yol gösterici olarak kullanılır. Gerçekleşen olayların yenilme oranlarını dikkatli biçimde kullanmak gerekir. F-N grafiğinde yenilme oranlarının sayısal değerleri toptan yenilme başarısızlığına karşılık gelmektedir ve bütün yenilmelerin ancak %10-%20'sini oluşturmaktadır (ör. Melchers, 1987).



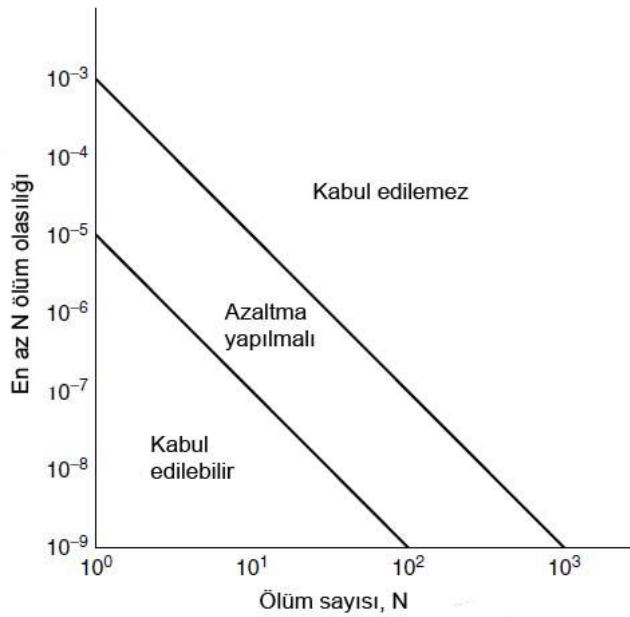
Şekil 2.4. Çeşitli geleneksel inşaat tesis ve büyük yapılarının ortalama yıllık riskini gösteren F-N eğrisi (Baecher, 1987)

Hizmet verilebilirlik denge durumunda (SLS) oluşan birçok yenilme küçük sonuçlarından veya kolayca fark edilememesinden dolayı kayıt edilmemiştir. Örneğin kaydedilen köprü yenilmeleri binalara göre çok daha fazladır çünkü köprü yenilmeleri kolayca ortaya çıkar. Birçok ülkede yapılarının yenilmelerini yaralanma veya ölüm olmadığı sürece yetkili makamlara bildirmek zorunlu değildir (Ovesen, 1989). Diğer taraftan kaydedilen yenilme durumlarından birçoğu yapım aşamasında görülmektedir.

Teorik yenilme oranı, vaka öykülerinden hesaplanan mevcut yenilme oranlarının onda birinden daha küçük alınmalıdır.



Şekil 2.5. Hong Kong Planlama Bölümünün kabul edilebilir sosyal risk klavuzu (Baecher ve Christian, 2003)



Şekil 2.6. Hollanda hükümeti grup risk ölçütleri (Versteeg, 1988)

Çünkü yukarıda anlatılan noktaları göz önüne alarak, kötü inşaa ve insan hataları gibi tasarımda görülemeyen belirsizliklerden kaynaklanabilecek yenilmeler bulunabilir (CIRIA, 1977). Temeller için Şekil 2.6’da görüleceği üzere tarihsel yenilme oranı 0,01 ile 0,001 arasındadır. Bu yüzden hedef yenilme oranı 0,001 ile 0,0001 arasındadır. Bu değerler Çizelge 2.1’den görüleceği üzere 3,1 ile 3,7 arasındaki hedef güvenilirlik indeksi değerlerine karşılık gelir.

Bu duruma ek olarak, esasında yapısal tasarım için geliştirilmiş olan ampirik yenilme olasılığını belirleme eşitlikleri bulunmaktadır. CIRIA (1977) tarafından önerilen hedef yenilme olasılığı aşağıdaki şekilde belirlenebilir:

$$p_T = 10^{-4} \mu T n^{-1} \quad (2.25)$$

Burada T = tasarım hayatı (yıl), n = kullanım periyodunda yapının yakınında ve içerisinde bulunan ortalama insan sayısı ve μ = Çizelge 2.3’te verilen sosyal kriter faktörüdür.

Çizelge 2.3. Sosyal kriter faktörü (CIRIA, 1977)

Yapı türü	μ
Kamu toplantı yerleri, barajlar	0.005
Ev, işyeri, ticaret, endüstri	0.05
Köprüler	0.5
Kuleler, direkler, açık deniz yapıları	5

Allen (1975) ise aşağıdaki eşitliği önermiştir;

$$p_T = 10^{-5} A W^{-1} T n^{1/2} \quad (2.26)$$

Burada T ve n Eş. 2.25’te tanımlandığı gibidir. A = aktivite ve W = Çizelge 2.4’te verilen uyarı faktörleridir. Bu iki eşitlikten bulunan p_T değerlerini özel veri olmadan karşılaştırmak mümkün değildir. Eş. 2.25 ve Eş. 2.26’da tanımlanan ampirik yaklaşımı kullanmak zordur. Çünkü n değerini belirlenmesinde belirsizlikler vardır ve bulunan sonuçlar birinci derece gösterge olarak kullanılabilir (Akbaş, 2007).

Çizelge 2.4. Aktivite ve uyarı faktörleri (Allen, 1975)

Yapı Türü	Aktivite faktörü, A	Yenilme türü	Uyarı faktörü, W
Yapılar	1,0	Uyarı ile birlikte kademeli yenilme	0,1
Köprüler	3,0	Görünümünden gizli kademeli yenilme	0,3
Açık deniz yapıları	10,0	Ani yenilme	1,0

Hedef yenilme olasılığının seçiminde varolan tasarımın geçmiş performansı çok değerlidir. Mevcut temellerde her sınır denge durumunda uygun yük ve direnç modelleri kullanılarak p_T hesaplanabilir. Farklı yenilme durumları (mode) birbirine eşdeğer olmadığından, güvenlik kontrolleri her denge durumunda gereklidir. Dolayısıyla farklı p_T değerleri gereklidir. Mevcut yönetmeliklere dayalı hesaplanan p_T değerlerinden, bir tasarım p_T değeri seçilir. Bu ampirik bir yaklaşım olmasına rağmen yeni tasarım yönteminin varolan deneyim tabanı ile uyumlu olmasını sağlar ve yönetmeliklerin gelişimsel doğası ve standartların ihtiyatlı değişiklikleriyle uyumludur (Phoon ve diğerleri, 1995). p_T 'nin kalibrasyonu için genel yaklaşım aşağıdaki adımları içerir (Ellingwood ve diğerleri, 1980);

- Temsili tasarım problemleri seti seçimi,
- Her bir problem için varolan yöntemle dayanan kabul edilebilir çözümün belirlenmesi, örneğin izin verilebilir gerilme yöntemi,
- Adım b'de oluşturulan tasarım çözümü için örneğin FORM ve uygun istatistiksel modeller gibi güvenilirlik hesaplama tasarımı kullanarak yenilme olasılığını hesaplanması,
- Adım c'de belirlenen p_T aralığına dayanan uygun p_T değeri seçimi,
Adım c'de modellenen belirsizliklerin p_T değerini önemli ölçüde etkilemesi önemlidir. Ek bilgilerin gelmesiyle rastsal değişkenlerin istatistiksel karakteristiklerinin değiştirilmesi p_T değerinin yeniden kalibrasyonunu gerektirir.

Yukarıda ana hatları çizili yaklaşımı kullanarak, ASCE Yapı Yükleri Komitesi (Mozar, 1991), Criswell ve Vanderbilt (1987) iletim hatları yapılarının tasarımı için hedef güvenilirlik indeksini (β_T) 2,7 ile 3,2 aralığında (p_T aralığı %0,07 ile %0,35 aralığına tekabül etmektedir) önermişlerdir. Nowak ve Collins (2000) mevcut köprü tasarımlarının

yenilme olasılıklarında önemli değişim olduğunu işaret etmişler ve yapısal elemanların moment ve kayma tasarımları için β_T değerini 3,5 olarak önermişlerdir. Ontario Otoyol Köprüsü Tasarım Yönetmeliği üstyapı tasarımında β_T değerlerini nihai denge durumunda 3,5, servis denge durumunda 1,0 olarak seçmiştir (Nowak ve Lind, 1979). Ellingwood ve diğerleri (1980) yapısal tasarım için yarı sezgisel seçilen β_T değerlerini ölü ve hareketli yük (kar yükü) kombinasyonlarında 3,0, ölü, hareketli ve rüzgar yükü kombinasyonlarında 2,5, deprem yüklerinde ise 1,75 seçmişlerdir.

Bu hedef değerler yapı tasarımı kapsamında ortaya çıkartıldığından, yeniden gözden geçirme olmadan temel tasarımına doğrudan uygulanamaz. Buna rağmen bu değerler temel tasarımında β_T 'nin alt sınırı olarak kullanılabilir. Temeller en az yapı kadar güvenilir olmak durumundadır. Çünkü temellerin tamir ve güçlendirmesi daha zor ve pahalıdır (Criswell ve Vanderbilt, 1987).

Birtakım çalışmalar temellerde güvenlik gerilmeleriyle tasarım (ASD) yöntemlerinin yenilme olasılıkları değerlerini %0,01 ile %1 arasında yer aldığını belirtmektedir (Meyerhof, 1994). 1995 yılında Kanada Ulusal Yapı Yönetmeliği β_T değerini temel tasarımı için 3,5 olarak önermiştir (Barlett ve diğerleri, 2003). AASHTO LRFD Köprü Yönetmeliğinde β_T değerleri çakma kazıklar için 2,0 ile 2,5, fore kazıklar için 2,5 ile 3,5, tekil temeller için ise 3,5 olarak seçilmiştir (Barker ve diğerleri, 1991). Baecher ve Christian (2003) modern temel yönetmeliklerde hedef güvenilirlik indeksinin gerekliliğe göre 2,0 ile 3,0 arasında yaygın olduğunu göz önüne almışlardır. Phoon ve diğerleri (1995) iletişim hatları yapılarının temellerinin nihai sınır denge ve hizmet verebilirlik sınır denge durumları için sırasıyla β_T değerlerini 3,2 ve 2,6 olarak seçmişlerdir. Kullanma ve nihai denge durumları arasındaki güvenilirlik düzeylerindeki fark her bir durumun yenilmesinin olası sonuçlarıyla ilgilidir.

2.5. Rastsal Sonlu Eleman Yöntemi (RFEM)

Rastsal geoteknik parametrelerin, mekânsal korelasyon da göz önünde bulundurularak sonlu elemanlar içerisinde dağıtıldığı rastsal sonlu elemanlar yöntemi (RFEM) sonlu elemanlar yönteminin tüm imkanlarından yararlanmaya ve belirsizliklerin sonlu elemanlar ölçeğinde dağıtılması sayesinde yenilme yüzeylerinin gerçekçi olarak belirlenmesine olanak sağlamaktadır.

2.5.1. Teori

Rastsal alanda değişebilirliğin kullanışlı ölçüsü korelasyon mesafesidir (θ). Bazen dalgalanma ölçęi olarak da adlandırılmaktadır (Vanmarcke, 1983; Tekin ve Akbaş, 2010). θ belirli bir mesafedeki noktaların anlamlı şekilde korele olduğunu (ör. %20'den fazla) gösterir. Tersini olarak iki nokta θ mesafesinden uzak ise aralarında bir korelasyonun olmadığı söylenebilir. Matematiksel olarak korelasyon mesafesi korelasyon fonksiyonunun altında kalan alana eşittir (Vanmarcke, 1984);

$$\theta = \int_{-\infty}^{\infty} \rho(\tau) d\tau = 2 \int_0^{\infty} \rho(\tau) d\tau \quad (2.27)$$

Burada $\rho(\tau)$ korelasyon fonksiyonudur. Markov korelasyon fonksiyonu basitliğinden dolayı yaygın olarak kullanılmaktadır (Fenton ve Griffiths, 2008). Çünkü tahmin edilecek koşullu olasılıklar sadece var olan diziye bağlıdır;

$$P[X(t_{n+1}) \leq x | X(t_n), X(t_{n-1}), X(t_{n-2}), \dots] = P[X(t_{n+1}) \leq x | X(t_n)] \quad (2.28)$$

Burada $X(t)$ rastsal alanı oluşturan dizilerdir. Sadece $X(t_{n-3}), X(t_{n-4}), \dots$ biliniyorsa ve $X(t_{n+1})$ ile ilgili olan koşullu olasılığın değeri bilinmek isteniyorsa Markov korelasyon fonksiyonu aşağıdaki biçimi alır;

$$\rho(\tau) = e^{-\left(\frac{2\tau}{\theta}\right)} \quad (2.29)$$

Burada τ = rastsal alanda bulunan iki nokta arasındaki mesafedir. Aşağıdaki birinci derece türevsel ifadenin çözümünü gerektirir;

$$c \frac{dX(t)}{dt} + \alpha X(t) = W(t) \quad (2.30)$$

Burada c ve α katsayılar, $W(t)$ sıfır ortalamalı, G_0 yoğunluklu beyaz gürültü girdisidir.

Beyaz gürültü girdisinin çözümü için birçok rastsal değişkenin $X_1 = X(t_1)$, $X_2 = X(t_2)$ gibi sonsuz t dizisinin bir araya gelerek $X(t)$ rastsal alanını oluşturmaktadır. Herbirinin marjinal dağılımı $f_x(x)$ ise, herbir dizi bağımsız olduğundan birleşik dağılımları, marjinal dağılımların çarpımına eşittir;

$$f_{x_1, x_2, \dots}(x_1, x_2, \dots) = f_x(x_1)f_x(x_2) \dots \quad (2.31)$$

$X(t_1)$ ve $X(t_2)$ noktaları arasındaki kovaryans fonksiyonu aşadaki gibidir;

$$C(t_1, t_2) = C(|t_1 - t_2|) = C(\tau) = \begin{cases} \tau = 0 \text{ ise } \sigma^2 \\ \tau \neq 0 \text{ ise } 0 \end{cases} \quad (2.32)$$

Yukarıdaki ifade için benzetim yardımıyla beyaz gürültü elde edilir. Problemin çözümü ise Ornstein-Uhlenbeck işlemi olarak isimlendirilir (Uhlenbeck ve Ornstein, 1930).

Küçük korelasyon mesafeleri rastsal alanın düzensiz ve ani değişmesini, büyük korelasyon mesafeleri ise daha yavaş ve daha az farklılık göstermesini sağlar. Örneğin arazide $\tau = \theta$ ile farklılık gösteren iki noktanın korelasyonları $e^{-2} = 0.13$ 'e düşer. Diğer taraftan Markov işleminin varyans fonksiyonu;

$$\gamma(T) = \frac{\theta^2}{2T^2} \left[\frac{2|T|}{\theta} + \exp\left(-\frac{2|T|}{\theta}\right) - 1 \right] \quad (2.33)$$

ve tek taraflı spektrum yoğunluk fonksiyonu ($G(\omega)$) aşağıdaki gibi tanımlanır;

$$G(\omega) = \frac{\sigma^2 \theta}{\pi(1 + (\frac{\theta \omega}{2})^2)} \quad (2.34)$$

Markov korelasyon fonksiyonun türevi süreksizdir ve sonsuz değişkendir.

2.5.2. Rastsal sonlu elemanlar yöntemi ile taşıma gücü analizi

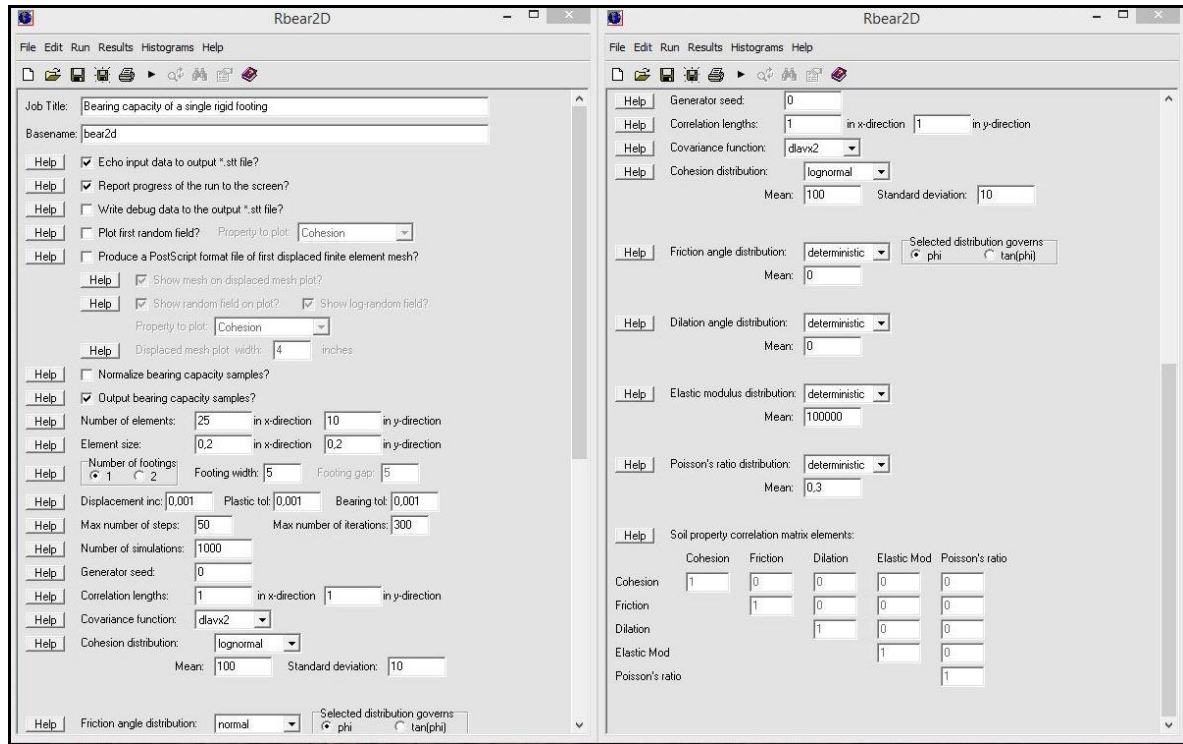
Yukarıdaki geometrik özellikleri betimlemeye yardımcı olan eşitlikler problemin olasılıksal olarak tanımlanmasını sağlar. Olasılıksal geometriden yola çıkarak Fenton ve Griffiths rastgele alan benzetimini sonlu elemanlar yöntemi ile birleştirmiş Rastsal Sonlu Elemanlar Yöntemini (RFEM: Random Finite Element Method) oluşturmuşlardır (Fenton ve Griffiths, 2008). Problemin geometrik özellikleri yukarıda anlatılan yöntemlerle rastsal parametrelere dönüştürülür. Bu çalışmada Mrbear2D adlı grafiksel kullanıcı arayüzü, herkese açık bilgisayar yazılımı kullanılmıştır.

Mrbear2D yazılımı Windows işletim sistemleri üzerinde çalışmakta olup veri giriş ekran görüntüsü Şekil 2.7’de sunulmuştur. Analiz özellikleri, eleman boyutları cinsinden model geometrisi ve deterministik, normal, lognormal ya da bounded olarak tanımlanan parametrelerin girişi ve parametreler arası korelasyon matrisi bu ekrandan düzenlenmektedir. Analiz sırasında alınan bir ekran görüntüsü ve sonuç ekran görüntüleri sırası ile Şekil 2.8 ve Şekil 2.9’da sunulmuştur.

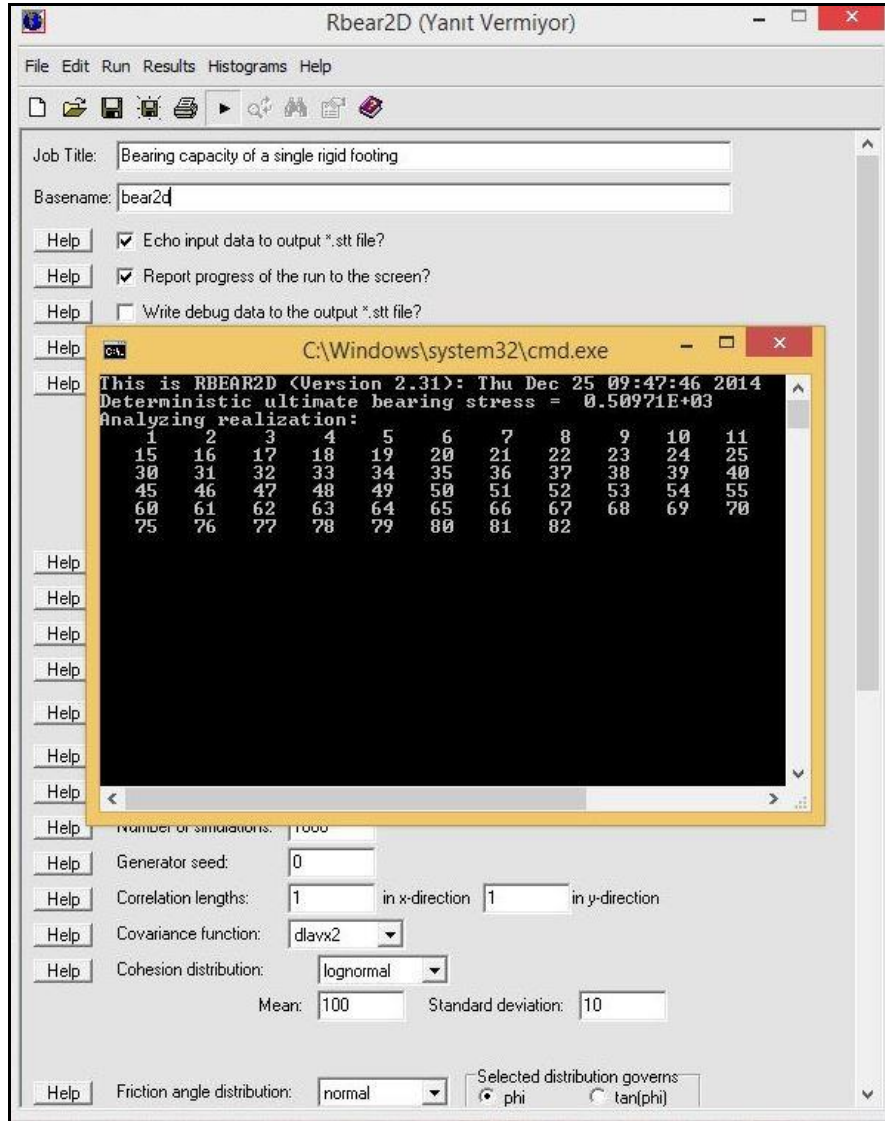
Uygulanan sonlu eleman analizleride zemin, Tresca yenilme kriteri ve elastik ve mükemmel plastik gerilme-deformasyon ilişkisi kullanılarak modellenmiştir. RFEM 2 boyutlu taşıma gücü analizleri için sonlu eleman ağı, 0,2 m genişlik ve uzunluğa sahip $10 \times 25 = 250$ adet eş boyutlu ve 8 düğümlü dikdörtgen elemanından oluşmaktadır. Şerit temel 1 m genişliğe sahiptir ve bu yüzden 5 elemandan oluşur. Her bir düğüm noktası 2 adet serbestlik derecesine sahiptir. Sonlu eleman modelinin sağ ve sol sınırları x doğrultusunda tutulmakta olup sadece y doğrultusunda hareket etmesine izin verilmektedir. Model alt sınırı ise her iki doğrultuda da tutulmakta olup herhangi bir harekete izin verilmemektedir. Üst sınır zemin yüzeyini temsil eder ve temelden aktarılan yükler altında serbestçe deformasyon yapar. Yükler ve şekil değiştirmeler aşağı doğrultuda pozitiftir. Yazılımda Markov fonksiyonu ile korelasyon mesafesi 1 m ve 30 m için hesaplamalar yapılmıştır. İzotropik ve anizotropik koşullar göz önünde bulundurulmuştur. Yazılım içerisindeki her veri giriş satırının solunda bulunan yardım butonu ile gerekli tanım, açıklama ve örnek veri girişi bilgilerine ulaşılabilir.

Örneğin, Şekil 2.10’da mekânsal değişken parametrelili gerçekçi zemin için taşıma gücü yenilmesi gösterilmiştir. Bu modelde açık renkli alanlar zayıf, koyu renkli

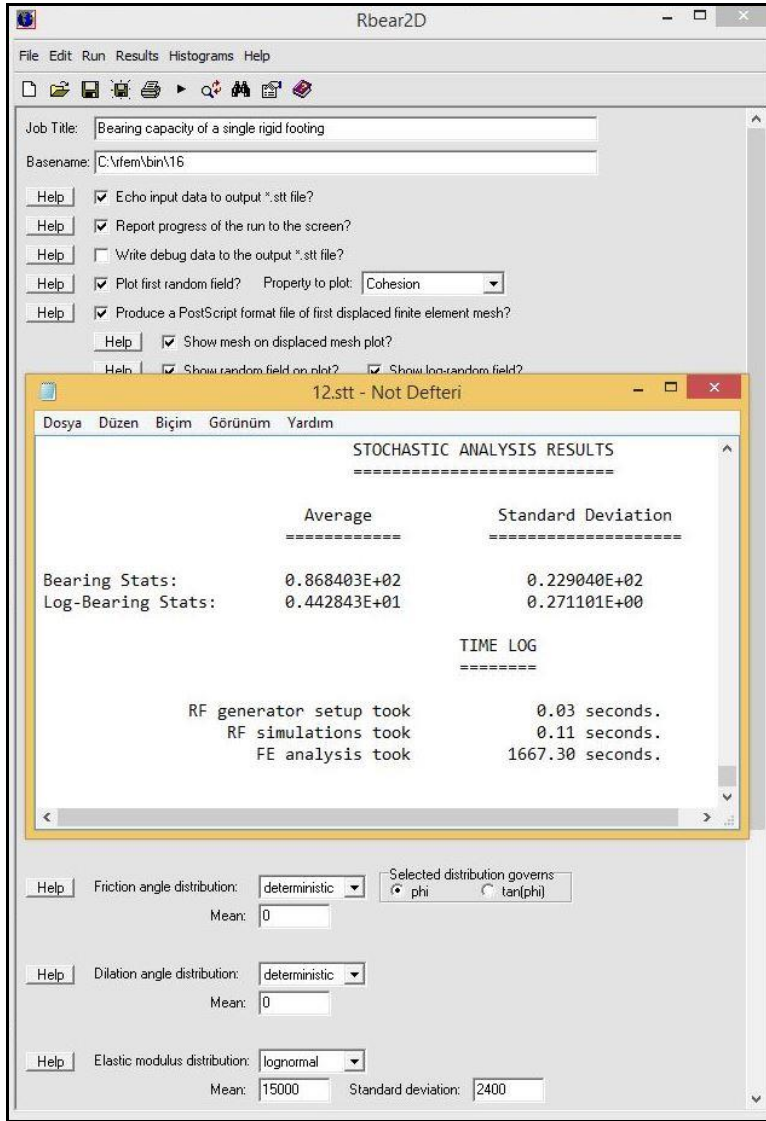
alanlar ise daha dayanımlı zemin birimlerine işaret etmektedir(Fenton ve Griffiths, 2008). RFEM ile zeminin rastsal davranışı sızma (Griffiths ve Fenton, 1993; Griffiths ve Fenton, 1997), sıg temellerin oturması (Paice, Griffiths ve Fenton, 1996; Fenton ve Griffiths, 2002), sıg temellerin taşıma gücü (Griffiths, Fenton ve Manoharan, 2002; Fenton ve Griffiths, 2003), şev stabilitesi (Chok ve diğerleri, 2007; Griffiths, Huang ve Fenton, 2010) gibi geoteknik problemlere uygulanmıştır.



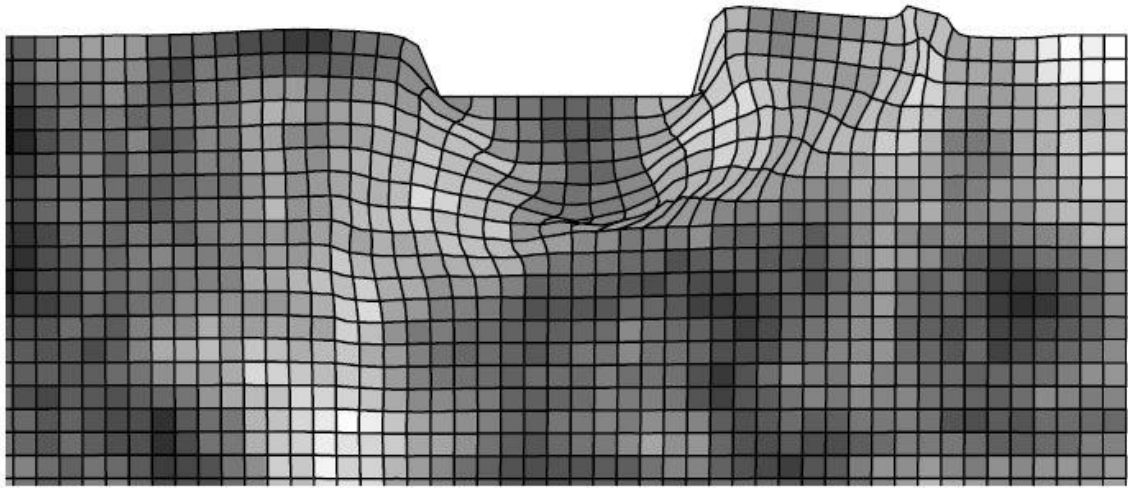
Şekil 2.7. Mrbear2D veri girişi ekran görüntüsü



Şekil 2.8. Mrbear2d analiz ekran görüntüsü



Şekil 2.9. Mrbear2d analiz sonucu ekran görüntüsü



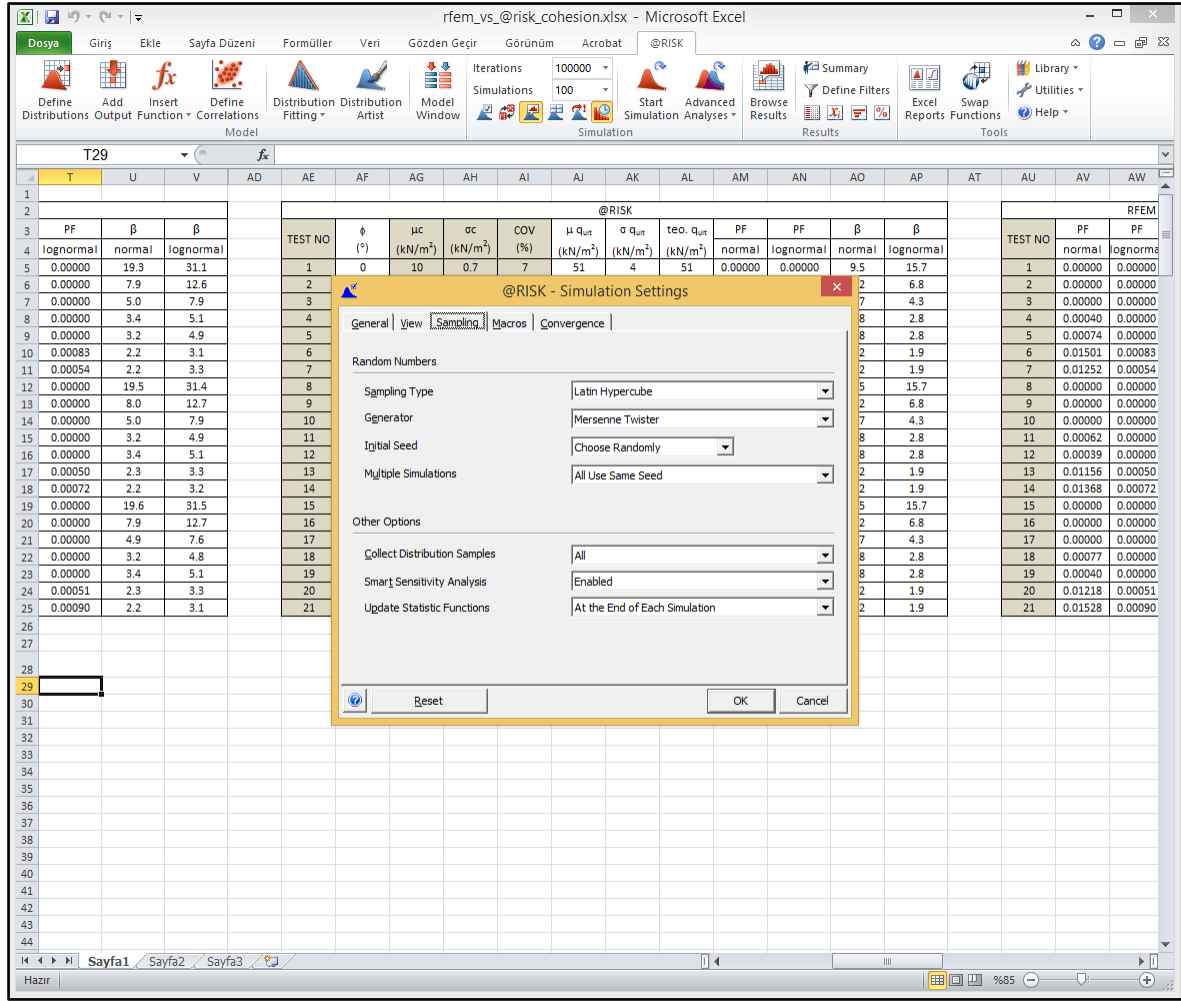
Şekil 2.10. Yenilme durumunda tipik deforme olmuş sonlu eleman ağı

2.5.3. Monte Carlo Simülasyonu ile taşıma gücü analizi

Rastal sonlu elemanlar yöntemi ile korelasyon mesafesi de dikkate alınarak elde edilen güvenilirlik indeks değerlerinin karşılaştırılmasında geleneksel Monte Carlo Simülasyonu tabanlı olasılıksal analiz programı @RISK kullanılmıştır. @RISK Microsoft Excel üzerinde çalışmak üzere tasarlanmış Monte Carlo Simülasyonu bazlı bir risk analiz eklentisidir. Kurulumu ile Microsoft Excel'e eklenen bir @RISK menüsü vasıtasıyla kullanılmakta olup, rastal parametreler için oluşturulan dağılımlar klasik Excel formüllerine entegre edilerek kullanılabilir. @RISK yazılımına ait bir ekran görüntüsü Şekil 2.11'de sunulmuştur.

Bu çalışmada öncelikle rastal değişkenler, literatür çalışması ile belirlenen ortalama ve varyasyon katsayıları gözetilerek lognormal dağılımlı bir şekilde @RISK'te tanımlanmıştır. Parametrelere ait dağılımlar taşıma gücü denkleminde yerlerine koyularak Monte Carlo Simülasyonu ile taşıma gücü dağılımı elde edilmiştir. Monte Carlo Simülasyonu tabanlı analiz programı @RISK ile, her analiz grubunda taşıma gücü için gerçekleştirilen simülasyon adedi kadar açık sonuç elde edilebilmektedir. Bu durumda yenilme olasılığı teorik maksimum taşıma gücünün tasarıma bağlı emniyet katsayısı faktörüne bölümünden elde edilen değerden düşük sonuç veren benzeşim sayısının toplam simülasyon sayısına oranı olarak tanımlanabilir.

Monte Carlo Simülasyonu temelli @RISK, rastal sonlu eleman yönteminin aksine korelasyon mesafesini dikkate alamadığından seçilen olasılıksal yaklaşıma bağlı olarak elde edilecek olan yenilme olasılığına bağlı güvenilirlik indeks değeri dikkatlice irdelenecektir.



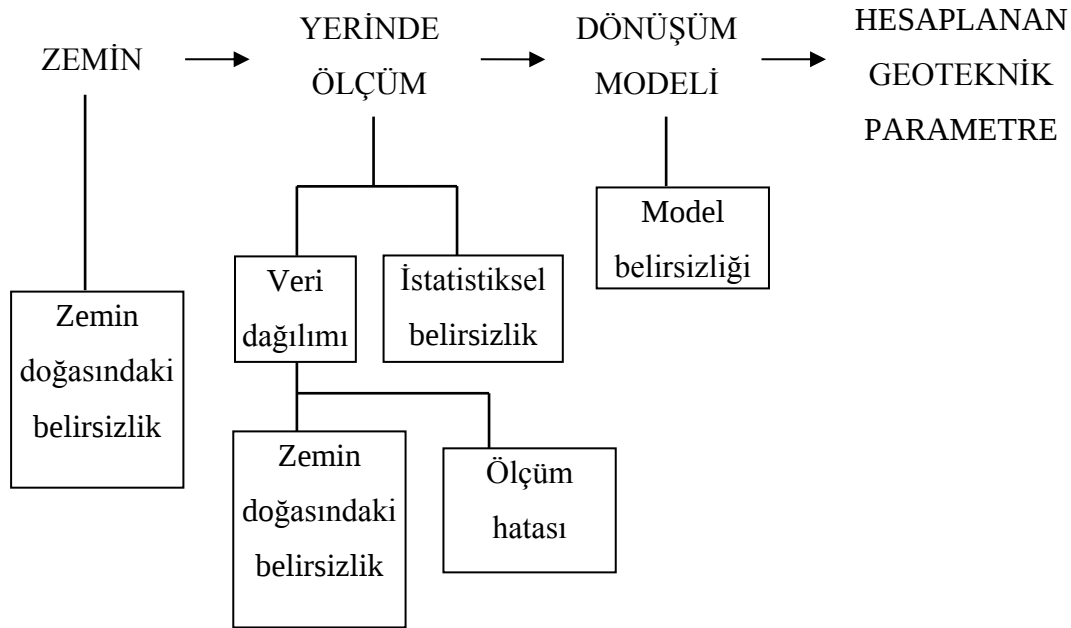
Şekil 2.11. @RISK veri girişi ekran görüntüsü

2.6. Özet

Bu bölümde güvenilirliğe dayalı tasarım için gerekli olasılık teorisi unsurlarına yer verilmiştir. Rastsal değişkenin temel özellikleri, normal ve lognormal rastsal değişken tanımlanmış, güvenilirliğe dayalı tasarım kavramı genel çerçevesiyle açıklanmıştır. Ardından rastsal sonlu elemanlar yöntemi (RFEM) ve bu yöntemi baz alan Mrbear2D programı ile bu yöntemin sonuçlarının karşılaştırılacağı geleneksel Monte Carlo Simülasyonu tabanlı olasılıksal analiz programı @RISK de yine bu bölümde kısaca tanıtılmıştır.

3. GEOTEKNİK PARAMETRE İSTATİSTİKLERİ

Tasarım için zemin özelliklerindeki değişimleri istatistiksel olarak hesaba katmak güvenilirliğe dayalı tasarımın bir parçasıdır. Geoteknik literatürde bildirilen istatistiksel zemin özellikleri doğrudan kullanım için genellikle uygun değildir (Akbaş, 2007). Çünkü bu istatistiksel bilgiler uniform belirsizlik kaynağı olarak kabul edilen toplam değişebilirlik analizleri ile belirlenmiştir. Oysa Şekil 3.1’de gösterildiği üzere geoteknik değişkenlik tamamen farklı belirsizlik kaynaklarından oluşan karmaşık bir yapıdır (Phoon ve Kulhawy, 1999b). Belirli bir sahada istenilen zemin özelliklerinin değişim katsayılarının belirlenmesi için yeterli miktarda ölçümün yapılması gerekir. Fakat çoğu zaman yeterli sayıda ölçüm yapılamayabilir. Bu takdirde literatürde bildirilmiş olan zemin özelliklerinin varyans katsayıları ön planlamada yol gösterici olacaktır.



Şekil 3.1. Zemin özelliklerinin hesaplanmasındaki belirsizlikler (Phoon ve Kulhawy, 1999b)

Geoteknik belirsizlik, ölçüm hataları, dönüşüm belirsizlikleri ve zeminin doğasındaki belirsizlikler olmak üzere üç grupta toplanabilir. Birinci belirsizlik, ekipman, yöntem, operatör ve ratgele test etme etkilerinden; ikinci belirsizlik, laboratuvar veya arazi deney sonuçlarını ampirik ve diğer korelasyonlarla zemin tasarım özelliklerine çevrilmesinden; üçüncü belirsizlik ise zemin formasyonunun oluşmasına yol açan doğal jeolojik süreçten

kaynaklanır (Phoon ve Kulhawy, 1999a). Bu belirsizliklerin tamamı saha koşullarına, ekipman kalitesine, deney süreçlerine ve korelasyon modelinin hassasiyetine bağlıdır.

Phoon ve diğerleri (1995) daha önce güvenilirliğe dayalı tasarım amacıyla gerçekleştirilen bazı çalışmalardan (Spry ve diğerleri, 1988; Orchant ve diğerleri, 1988; Filippas ve diğerleri, 1988; Kulhawy ve diğerleri, 1992) yararlanarak geoteknik değişkenliği istatistiksel bilgiler içerisinde açıklayan kapsamlı bir çalışma yapmıştır. Phoon ve diğerleri (1995) ve Yapısal Güvenlik Ortak Komitesinin (JCSS, 2001) önerdiği geoteknik analiz parametrelerinin istatistiksel özellikleri Çizelge 3.1’de verilmiştir.

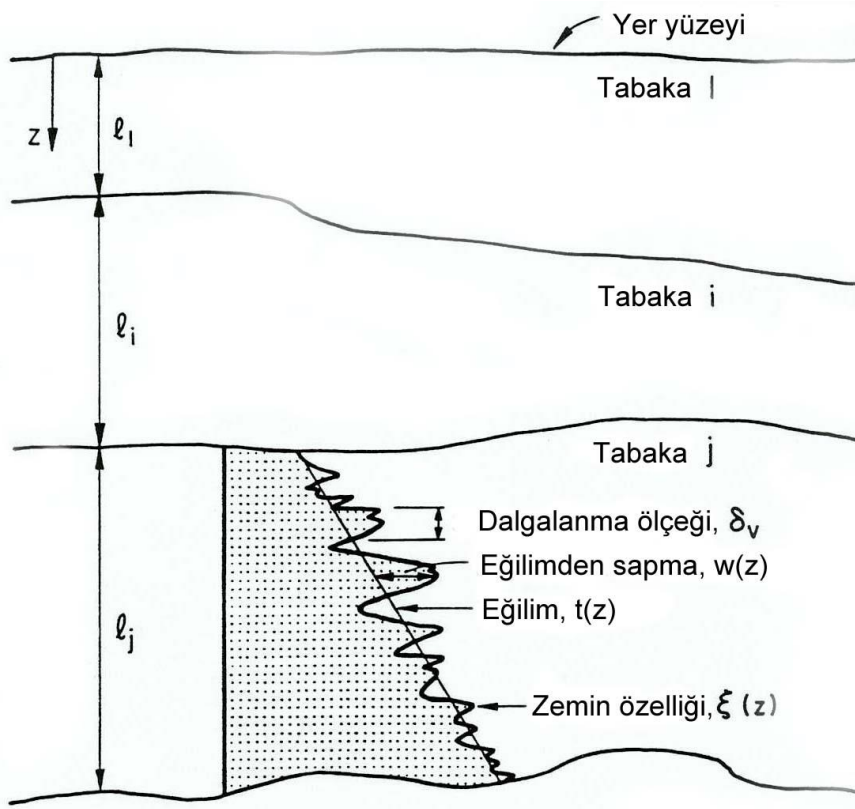
Çizelge 3.1. Zeminin doğasındaki toplam değişkenliğin yaklaşık değerleri

Test Türü	Özellik	Ortalama	COV (%)	Kaynak
Lab. Dayanımı	ϕ'	20 - 40°	5 - 15	Phoon ve Kulhawy (1999)
CPT	q_c	0.5 - 30 MN/m ²	20 - 60	Phoon ve Kulhawy (1999)
SPT	N	10 - 70 vuruş	25 - 50	Phoon ve Kulhawy (1999)
DMT	E_D	10 - 50 MN/m ²	15 - 65	Phoon ve Kulhawy (1999)
PMT	E_{PMT}	5 - 15 MN/m ²	15 - 65	Phoon ve Kulhawy (1999)
Lab. indeksi	γ, γ_d	13 - 20 kN/m ³	<10	Phoon ve Kulhawy (1999)
Lab. indeksi	D_r	30 - 70 %	10 - 40, 50 - 70	Phoon ve Kulhawy (1999)
-	γ	20 kN/m ³	5 - 10	JCSS (2001)
-	ϕ'	°	10 - 20	JCSS (2001)
-	E	MN/m ²	20-100	JCSS (2001)

Geoteknik güvenilirlik analizinde zemin özellikleri için normal (Gauss) dağılımı en çok tercih edilen dağılımdır (JCSS, 2001). Birtakım araştırmacılar (Lumb, 1966; Schultze, 1971) tarafından çok çeşitli zemin özelliklerinin normal dağılımı reddetmediği deneysel kanıtlar ile desteklenmiştir. Ancak bu uygulama daha çok modelleme kolaylığından tercih edilmektedir. Zemin parametrelerinin olasılıksal güvenilirlik analizinde normal dağılım seçilmesi fiziksel tutarsızlıklara yol açabilir. Örneğin kayma dayanımının negatif değerleri normal dağılıma uymayan bir durumdur. Bu tür tutarsızlıkların önüne geçmek için zemin

özelliklerinin log-normal dağılımda seçilmesi önerilmektedir. Bu doğrultuda mevcut çalışmada kohezyon, içsel sürtünme açısı ve elastisite modülü lognormal dağılıma sahip kabul edilmiştir.

3.1. Zeminin Doğasındaki (Bünyesel) Değişkenlik



Şekil 3.2. Zeminin doğasındaki değişkenlik (Phoon ve diğerleri, 1995)

Zemin jeolojik ve çevresel etkilerin altında şekillenen fiziksel özellikleri karmaşık bir malzemedir (Phoon ve diğerleri, 1995). Doğal süreçlerden ötürü zemin özellikleri düşey ve yatayda değişkenlik gösterir. Şekil 3.2'de gösterildiği üzere zemin parametrelerinin mekana bağlı değişimi, eğilim fonksiyonu ($t(z)$: trend function) ve dalgalanma bileşeni ($w(z)$) ile Filippas ve diğerleri (1988) tarafından şöyle gösterilmiştir;

$$\xi(z) = t(z) + w(z) \quad (3.1)$$

Burada $\xi(z) = z$ derinliğindeki zemin özelliğidir. Zeminin doğasındaki değişkenliğin standart sapması (s_w) şöyle hesaplanır;

$$S_w = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [w(z_i)]^2} \quad (3.2)$$

Burada n = veri noktaları sayısı ve $w(z_i) = z_i$ derinliğindeki dalgalanmadır. Zemin doğasındaki değişkenliği birimsiz bir değer olan varyans katsayısı ile göstermek daha kullanışlıdır;

$$COV_w = \frac{s_w}{m_\xi} \quad (3.3)$$

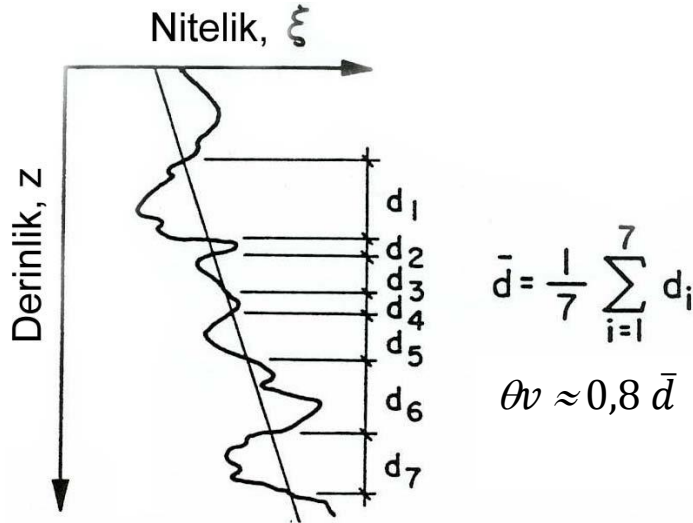
Burada m_ξ = ortalama zemin özelliğidir ve aşağıdaki şekilde bulunur;

$$m_\xi = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \xi(z_i) \quad (3.4)$$

Burada $\xi(z_i) = z_i$ derinliğindeki zemin özelliğidir. Zeminin doğasındaki değişkenliği tanımlamak için gerekli olan diğer parametre dalgalanma ölçeği veya korelasyon mesafesidir. Dalgalanma ölçeği zemin özelliklerinin kuvvetli korelasyon gösterme mesafesini ölçer. Vanmarcke (1977) tarafından aşağıdaki eşitlikle tahmin edilebileceği belirtilmiştir;

$$\theta_v = 0,8d \quad (3.5)$$

Burada θ_v = düşey dalgalanma ölçeği, d = Şekil 3.3'te gösterildiği üzere zemin özelliğinin ve eğilim fonksiyonunun kesişim noktasıdır.



Şekil 3.3. Düşey dalgalanma ölçeğinin hesaplanması (Phoon ve diğerleri, 1995)

Dalgalanma ölçeğinin düşük değerleri geoteknik parametrenin hızlı değişimini, yüksek değeri ise geoteknik parametrenin yavaş değişen doğasını anlatır (Wickremesinghe ve Campanella, 1993). Dalgalanma ölçeği ile ilgili ayrıntılı bilgi Vanmarcke (1977) ve Baecher (1985) çalışmalarında bulunabilir.

Phoon ve diğerleri (1995) tarafından yapılan çalışmada zeminin bünyesel değişkenliğinin değişim katsayıları Çizelge 3.2'de verilmiştir. Fakat burada sunulan değişim katsayıları gerçekte olandan daha yüksek olabilir. Farklı jeolojik birimlerden alınan zemin verilerinin karıştırılması, ekipman ve kontrollerin genelde yetersiz olması, zemin verisindeki deterministik eğilimlerin kaldırılmaması ve zemin verisinin uzun zaman periyodunda alınması bu sapmalarının sebeplerindendir (Phoon ve Kulhawy, 1999a).

Dalgalanma ölçeğinin çeşitli geoteknik parametreler için farklı zeminlerde gerçekleştirilen değerlendirmesinin sonuçları ise Çizelge 3.3'te verilmiştir. Çizelge 3.2 ve Çizelge 3.3.'e bakıldığında dalgalanma ölçeği hakkındaki bilginin varyans katsayısı bilgisine göre daha kısıtlı olduğu görülmektedir.

Çizelge 3.2. Bazı geoteknik parametrelerin bünyesel değişkenliği (Phoon ve diğ., 1995)

Nitelik ^a	Zemin	Veri sayısı	Test Sayısı/Grup		Değer		COV (%)	
			Aralık	Ortalama	Aralık	Ortalama	Aralık	Ortalama
ϕ'	Kum	7	29-136	62	35-41°	37,6°	5-11	9
$\tan\phi'$	Kum	13	6-111	45	0,65-0,92	0,744	5-14	9
q_c	Kum	57	10-2039	115	0,4-29,2	4,10	10-81	38
N	Kum	22	2-300	123	7-74	35,1	19-62	54
D_r	Kum	5	-	-	30-70	50	11-36 ^d	19 ^d
D_r	Kum	5	-	-	30-70	50	49-74 ^e	61 ^e
E_D	Kum, silt	16	-	-	10,4-53,4	21,6	7-67	36
E_{PMT}	Kum	4	-	-	5,2-15,6	8,97	28-68	42

a: ϕ' = efektif içsel sürtünme açısı; q_c = konik uç direnci ; N = standart penetrasyon N değeri (vuruş/305 mm); E_D = dilatometre modülü (MN/m²), E_{PMT} = pressiyometre modülü (MN/m²), D_r = rölatif sıklık (%), c: laboratovar test türü bildirilmemiş, d= direkt yöntem belirlemesinin toplam değişebilirliği, e= SPT değerleri kullanılarak dolaylı belirlemenin toplam değişebilirliği

Çizelge 3.3. Bazı geoteknik parametrelerin dalgalanma ölçeği (Phoon ve diğerleri, 1995)

Dalgalanma yönü	Nitelik ^a	Zemin Türü	Çalışma sayısı	Dalgalanma ölçeği (m)	
				Aralık	Ortalama
Düşey	s_u	Kil	5	0,8-6,1	2,5
	q_c	Kum, kil	7	0,1-2,2	0,9
	q_T	Kil	10	0,2-0,5	0,3
	$s_u(VST)$	Kil	6	2,0-6,2	3,8
	N	Kum	1	-	2,4
	w_N	Kil	3	1,6-12,7	5,7
	w_L	Kil	2	1,6-8,7	5,2
	γ	Kil	2	2,4-7,9	5,2
Yatay	q_c	Kum, kil	11	3,0-80,0	47,9
	q_T	Kil	2	23,0-66,0	44,5
	$s_u(VST)$	Kil	3	46,0-60,0	50,7
	w_N	Kil	1	-	170,0

a: s_u = drenajsız kayma mukavemeti (laboratuvar deneyinden); $s_u(VST)$ = Veyn kesme deneyinden s_u ; q_c = konik uç direnci; q_T = düzeltilmiş konik uç direnci; N = standart penetrasyon N değeri; w_N = doğal su içeriği, w_L = likit limit

3.2. Ölçüm Hatası

Zemin özellikleri fiziksel araçlarla ölçülmek zorundadır. Ölçümler esnasında hatalar ortaya çıkmaktadır. Ölçüm hataları, ekipman, yöntem, uygulayıcı ve rastsal kaynaklı hatalardan dolayı ortaya çıkar (Phoon ve Kulhawy, 1999b). Ölçülen niteliğin toplam değişkenliği (ξ_m) Orchant ve diğerleri (1988) tarafından şöyle tanımlanmıştır;

$$\xi_m(z) = \xi(z) + e(z) \quad (3.6)$$

Burada ξ = yerinde özellik, e = ölçüm hatasıdır. Eş. 3.1 ve Eş. 3.6 yeniden düzenlenerek şu hale gelir;

$$\xi_m(z) = t(z) + w(z) + e(z) \quad (3.7)$$

Burada t = deterministik eğilimdir ve w = doğasındaki değişkenliktir. w ve e , farklı kaynaklardan vukuu bulduğu için birbiriyle korelasyonlarının olmadığı kabul edilir (Filippas ve diğerleri, 1988; Kulhawy ve diğerleri, 1992). Aynı zemin farklı numune grupları üzerinde gerçekleştirilen deneyler arasındaki değişimlerden ölçüm hataları bulunur. Laboratuvar deneyleri için regresyon analizi kullanılarak belirlenen ölçüm hataları varyans katsayısı türünden Çizelge 3.4'te verilmiştir.

Çizelge 3.4. Arazi deneylerinin ölçüm hataları (Orchant ve diğ., 1988)

Deney	COV Ekipman (%)	COV Yöntem (%)	COV Rastsal (%)	COV ^a Toplam (%)	COV ^b Aralık (%)
SPT	5 ^c -75 ^d	5 ^c -75 ^d	12-15	14 ^c -100 ^d	15-45
Mekanik CPT	5	10 ^e -15 ^f	10 ^e -15 ^f	15 ^e -22 ^f	15-25
Elektrikli CPT	3	5	5 ^e -10 ^f	7 ^e -12 ^f	5-15
VST	5	8	10	14	10-20
DMT	5	5	8	11	5-15

Çizelge 3.4. (devam) Arazi deneylerinin ölçüm hataları (Orchant ve diğ., 1988)

Deney	COV Ekipman (%)	COV Yöntem (%)	COV Rastsal (%)	COV ^a Toplam (%)	COV ^b Aralık (%)
PMT	5	12	10	16	10-20 ^g
Kendi delen PMT	5	15	8	19	15-25 ^g

a: $COV(Toplam) = [COV(Ekipman)^2 + COV(Yöntem)^2 + COV(Rastsal)^2]^{0.5}$

b: COV hesaplanmasındaki sınırlı veri ve yargı barındırmaktadır

c: SPT deneyi şartları için en iyi senaryo

d: SPT deneyi şartları için en kötü senaryo

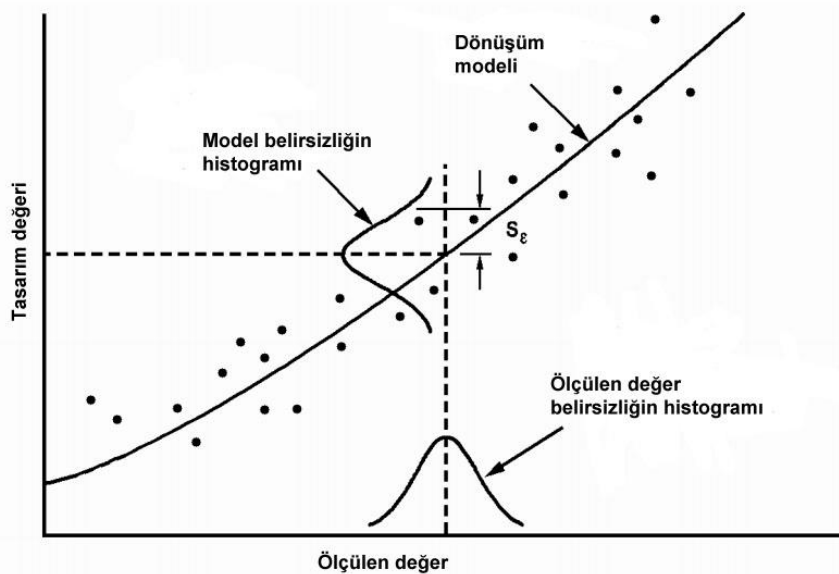
e: CPT ölçümlerinin uç direnci

f: CPT ölçümlerinin yanıl direnci

g: p_0 , p_f ve p_L hesaplamasına göre yapıldığı belirli değil

3.3. Dönüşüm Belirsizliği

Test ölçümlerini, bir model yardımıyla tasarım parametrelerine dönüştürme belirsizlikler getirir. Çünkü çoğu dönüşüm modeli ampiriktir (Akbaş, 2007). Teorideki basitleştirme ve idealleştirmelerden dolayı model belirsizliği oluşur. Dönüşüm modelinin veri yayılımı olasılıksal araçlar kullanılarak Şekil 3.4'te gösterildiği gibi tanımlanır. Dönüşüm modeli genelde regresyon analizi kullanılarak hesaplanır (Phoon ve Kulhawy, 1999b).



Şekil 3.4. Dönüşüm modelinin olasılıksal tanımlanması (Phoon ve Kulhawy, 1999b)

Kohezyonsuz zeminlerde diğer tasarım parametreleri ve deney ölçümleri için dönüşüm modellerinin mevcudiyeti kısıtlı olsa da Çizelge 3.5'te özetlenmiştir.

Çizelge 3.5. Kohezyonsuz zeminler için var olan korelasyonlar (Kulhawy ve Mayne, 1990)

Özellik sınıfı	Zemin özelliği	Lab/ Teori korelasyonu	Arazi deneyi korelasyonu				
			SPT	CPT	CPTU	PMT	DMT
Temel tanımlama	Sınıflandırma	X	-	X	X	-	X
	Birim hacim ağırlık	X	-	-	-	-	-
	Rölatif sıklık	-	X	X	X	-	X
Yerinde gerilme	Yatay zemin gerilmesi	X	-	X	-	X	X
	katsayısı						
Mukavemet	Efektif içsel sürtünme açısı	X	X	X	-	X	X
Deforme olabilirlik	Poisson oranı	X	-	-	-	-	X
	Young modülü	X	X	-	-	X	-
	Sıkışma indeksi	X	-	-	-	-	-
	Kısıt modülü	X	-	X	-	-	-
	Yatak modülü	X	-	-	-	-	-
Permeabilite	Hidrolik iletkenlik	X	-	-	-	-	-
Sıvılaşma direnci	Devinimli gerilme oranı	-	X	X	-	-	X

X: mevcut

3.4. Tasarım Zemin Parametrelerindeki Belirsizliklerin Hesaplanması

Zeminin doğasındaki değişkenlik, ölçüm hatası ve dönüşüm belirsizliği olasılıksal yaklaşım kullanılarak şöyle birleştirilebilir (Filippas ve diğerleri, 1988);

* Deney ölçümünün (ξ_m), aşağıdaki dönüşüm modeli verilen tasarım değeri (ξ_d) ile tahmin edildiğini varsayılır;

$$(\xi_d) = T(\xi_m, \varepsilon) \quad (3.8)$$

Burada $T(\cdot)$ = genelde doğrusal olmayan dönüşüm fonksiyonu, ε = model belirsizliğidir.

* Eş. 3.7'deki ξ_m değerini Eş. 3.8'de yerine koyarak zeminin doğasındaki değişkenlik (w) ve ölçüm hatası (e) hesaba katılır;

$$(\xi_d) = T(t + w + e, \varepsilon) \quad (3.9)$$

* Eş. 3.9 Taylor serisi açılımı kullanarak, (w , e , ε) ortalaması etrafında doğrusallaştırılır (Benjamin ve Cornell, 1970);

$$\xi_d \approx T(t, 0) + w \left. \frac{\partial T}{\partial w} \right|_{(t,0)} + e \left. \frac{\partial T}{\partial e} \right|_{(t,0)} + \varepsilon \left. \frac{\partial T}{\partial \varepsilon} \right|_{(t,0)} \quad (3.10)$$

* Eş. 3.10 üzerinde ikinci-moment olasılık teknikleri uygulanarak ξ_d değerinin ortalaması ve varyansı hesaplanır (Benjamin ve Cornell, 1970);

$$m_{\xi_d} = T(t, 0) \quad (3.11)$$

$$s_{\xi_d}^2 \approx \left(\frac{\partial T}{\partial w} \right)^2 s_w^2 + \left(\frac{\partial T}{\partial e} \right)^2 s_e^2 + \left(\frac{\partial T}{\partial \varepsilon} \right)^2 s_\varepsilon^2 \quad (3.12)$$

Burada m_{ξ_d} ve $s_{\xi_d}^2$ = sırasıyla ξ_d değerinin ortalama ve varyansı, s_w^2 = zeminin doğasındaki değişebilirliğin varyansı, s_e^2 = ölçüm hatasının varyansı ve s_ε^2 = dönüşüm belirsizliğinin varyansıdır. Eş. 3.11 ve Eş. 3.12'de verilen ortalama ve varyans tasarım parametresinin ikinci moment istatistiklerini oluşturur. Temel tasarımı için tasarım parametresini belirli bir derinlikten ziyade bir aralıkta mekânsal ortalamasını hesaplamak yaygındır (Phoon ve diğerleri, 1995). ξ_d 'nin mekânsal ortalaması şöyle bulunur;

$$\xi_a = \frac{1}{L_a} \int_{z_t}^{z_b} \xi_d(z) dz \quad (3.13)$$

Burada ξ_a = mekânsal ortalama, z_t ve z_b = derinlik aralığının üst ve alt koordinatları, $L_a = z_b - z_t$ = ortalama uzunluktur.

Eş. 3.10'u Eş.3.13'te yerine koyarak ξ_a değerinin ortalama ve varyansı hesaplanır. Eğer t ve $\partial t / \partial w$ sabitse, ortalama aynı kalmasına rağmen varyans aşağıdaki hale gelir (Vanmarcke, 1983);

$$s_{\xi_a}^2 \approx \left(\frac{\partial T}{\partial w} \right)^2 \Gamma^2(L) s_w^2 + \left(\frac{\partial T}{\partial e} \right)^2 s_e^2 + \left(\frac{\partial T}{\partial \varepsilon} \right)^2 s_\varepsilon^2 \quad (3.14)$$

Burada $\Gamma^2(\cdot)$ = mesafenin ortalama (L_a) uzunluğuna bağlı olan varyans azaltma fonksiyonudur. Pratik uygulamalar açısından varyans azaltma fonksiyonu şöyle tanımlanır (Vanmarcke, 1983);

$$L_a \leq \theta_v \text{ için: } \Gamma^2(L_a) = 1 \quad (3.15)$$

$$L_a > \theta_v \text{ için: } \Gamma^2(L_a) = \theta_v / L_a \quad (3.16)$$

Burada θ_v = düşey dalgalanma ölçeğidir. Dalgalanma ölçeğinin tipik değerleri Çizelge 3.3'te verilmiştir.

3.5. Özet

Zemin üzerine inşa edilecek temellerin güvenilirliğe dayalı tasarımının yapılabilmesi için geoteknik analiz parametrelerinin hesaplama yöntemleri ve istatistiksel özelliklerinin belirlenmesi gerekmektedir. Üçüncü bölümde, geoteknik parametrelerin değişkenliği ve istatistiksel özellikleri ile ilgili temel bilgiler sunulmuştur. Söz konusu geoteknik parametre belirsizliklerinin kaynağı zeminin doğasındaki değişkenlik, ölçüm hatası ve dönüşüm belirsizliği olmak üzere üç alt başlıktan gelmektedir. Bünyesel değişkenlik, ölçüm hatası ve dönüşüm belirsizliklerinin unsurları ayrıntılı olarak tanıtıldıktan sonra yapılan literatür çalışması sonucunda referans değerleri yine bu başlıkta derlenmiştir.

4. RASTSAL SONLU ELEMAN ve MONTE CARLO SİMÜLASYON YÖNTEMLERİNİN TAŞIMA GÜCÜ ANALİZLERİNDE KULLANIMI

Bu bölümde, yüzeysel bir şerit temel için drenajsız ve drenajlı durumlarda üçüncü bölümde üzerinde durulan geoteknik parametre değişkenlikleri göz önünde bulundurularak taşıma gücü yenilmesi risk analizleri gerçekleştirilmiştir. Öncelikle, her iki durum için deterministik analizler yardımı ile taşıma gücü değerleri belirlenmiştir. Ardından, yenilme olasılığını ve buna bağlı olarak güvenilirlik indeksini belirlemek amacı ile, ilk olarak mekânsal korelasyonu sonlu elemanlar yöntemi ile iç içe göz önünde bulundurma avantajına sahip olan rastsal sonlu elemanlar temelli bilgisayar yazılımı Mrbear2D kullanılmış, sonuçlar geleneksel Monte Carlo Simülasyonu tabanlı olasılıksal analiz programı @RISK'ten elde edilenler ile karşılaştırılmıştır. @RISK ile gerçekleştirilen analizlerde mekânsal korelasyon göz önünde bulundurulmadığından, dalgalanma ölçeğinin sonuçlar üzerindeki etkisi dikkatle incelenmiştir.

4.1. Yenilme Olasılığının Tariflenmesi

Yapılan RFEM analizleri sonucunda her bir analiz seti için ortalama taşıma gücü (m_q) ve standart sapma (s_q) değeri elde edilmiştir. Vessia ve diğ. (2009), İtalyan mavi-gri kili üzerindeki temellerin taşıma gücü üzerinde yaptıkları çalışmada, rastsal sonlu eleman programından elde edilen taşıma gücü rastsal değişkeninin log-normal dağılım ile modellenebileceğini belirlemişlerdir. Bu çalışmada da taşıma gücü rastsal değişkeni, hem log-normal hem de sonuçlar üzerindeki etkisini görmek amacı ile yenilme olasılığı hesaplarında normal dağılım kabulleri ile değerlendirilmiştir. Monte Carlo Simülasyonu tabanlı analiz programı @RISK ise, her analiz grubunda taşıma gücü için gerçekleştirilen simülasyon adedi kadar açık sonuç sunulduğundan, yenilme olasılıklarının belirlenmesinde dağılım için herhangi bir kabule gerek kalmamıştır. Bu durumda yenilme olasılığı teorik maksimum taşıma gücünün tasarıma bağlı emniyet katsayısı faktörüne bölümünden elde edilen değerden düşük sonuç veren benzeşim sayısının toplam simülasyon sayısına oranıdır.

Bu noktada ele alınan drenajsız taşıma gücü probleminde, teorik maksimum taşıma gücü, yüzeysel şerit temelde taşıma gücü katsayısı N_c 5,14 değerini aldığından aşağıda sunulan denklem ile hesaplanır (Terzaghi 1943);

$$q_u = 5,14 c_u \quad (4.1)$$

Sahada gerçekleşen ya da ölçülen taşıma gücü Eş. 4.1 ile elde edilen teorik maksimum taşıma gücünün tasarıma bağlı emniyet katsayısı faktörüne bölümünden elde edilen değerden az olduğunda “yenilme” gerçekleşir.

Benzer şekilde taşıma gücü probleminde içsel sürtünme açısı da söz konusu olduğunda, yüzeysel şerit temelde teorik maksimum taşıma gücü, aşağıda sunulan denklem ile hesaplanır (Terzaghi, 1943);

$$q_u = c N_c + \bar{q} N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (4.2)$$

Burada c kohezyon, $\bar{q}$ sürşarj yükü, γ birim hacim ağırlık, B temel genişliği ve N_c , N_q ve N_γ ise taşıma gücü faktörleridir. Bu çalışmada analizleri basitleştirmek için zeminin ağırlıksız ve sürşarjsız olduğu kabulüyle ifade sadeleştirilerek Eş. 4.1’e benzer şekilde aşağıdaki şekilde verilebilir;

$$q_u = c N_c \quad (4.3)$$

Taşıma gücü faktörü N_c içsel sürtünme açısına bağlı olarak aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$N_c = \frac{e^{\pi \tan \phi} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) - 1}{\tan \phi} \quad (4.4)$$

Taşıma gücü probleminde, teorik maksimum taşıma gücü, yüzeysel şerit temelde taşıma gücü ortalama kohezyon ve ortalama içsel sürtünme açısı değerleri için Eş. 4.3 ve Eş. 4.4 kullanılarak hesaplanır. Sahada gerçekleşen olan ya da ölçülen taşıma gücü Eş. 4.3 ile elde edilen teorik maksimum taşıma gücünün tasarıma bağlı emniyet katsayısı faktörüne bölümünden elde edilen değerden düşük olduğunda “yenilme” gerçekleşir.

İkinci bölümde daha detaylı açıklandığı üzere söz konusu “yenilme” olasılıksal bir bakış açısıyla ele alındığında makul değerlerin aralığı ve gerçekleşmelerin ihtimali öz olarak olasılık dağılım fonksiyonu (CDF) veya olasılık yoğunluk fonksiyonu (PDF) ile sunulur. Olasılık dağılım fonksiyonu dağılımı bilindiği veya, analizler sonucunda elde edilen taşıma gücü ortalaması ve taşıma gücü standart sapması değerlerini gözeterek normal ve lognormal kabul edilen taşıma gücü rastsal değişkeninin (q_u) sabit bir teorik maksimum taşıma gücü (q_{teo}) değerinden daha küçük değerler alması durumu olan, yenilme olasılığı (p_f) şöyle hesaplanabilir (Melchers, 1987);

$$p_f = Prob(q_u < q_{teo}) = \int_{-\infty}^{\infty} q_{teo} q_u(x) f_{q_{teo}}(x) dx \quad (4.5)$$

Burada $f_{q_{teo}}(\cdot)$ = teorik taşıma gücünün (q_{teo}) olasılık yoğunluk fonksiyonudur. Eş. 4.5 q_u ve q_{teo} istatistiksel olarak bağımsız olduğu varsayımında geçerlidir.

Söz konusu olasılık dağılım fonksiyonu normal veya log-normal dağılıma sahip ise, yenilme olasılığı ve buna bağlı olarak güvenilirlik indeks değerleri Eş. 2.12 ve Eş. 2.18 ile kapalı formda belirlenebilir. Bu, rastsal sonlu elemanlar yönteminden elde edilen sonuçlar göz önünde bulundurulduğunda uygulanan yöntemdir.

4.2. Rastsal Parametrelerde Değişkenliğin Belirlenmesi

4.2.1. Drenajsız kayma dayanımında değişkenliğin belirlenmesi

Laboratuvar Ölçümünden Elde Edilen Drenajsız Kayma Dayanımı

Drenajsız kayma dayanımının doğrudan UU deneyi veya benzer bir biçimde laboratuvardan elde edilmesi durumunda herhangi bir dönüşüm modeli kullanılmasına gerek duyulmayacağı açıktır. Bu durumda üçüncü bölümde de sunulan Eş. 3.9 aşağıdaki şekilde yazılabilecektir;

$$\xi_d = s_u = t + w + e \quad (4.6)$$

Drenajsız kayma dayanımının ortalama ve varyansı şu şekilde ortaya çıkar;

$$m_{\xi_d} = t \quad (4.7)$$

$$s_{\xi_d}^2 = s_w^2 + s_e^2 \quad (4.8)$$

Buradan, varyans katsayısı ise;

$$COV_{\xi_d}^2 = COV_w^2 + COV_e^2 \quad (4.9)$$

şeklinde yazılabilecektir.

Burada COV_w ve COV_e sırası ile bünyesel değişkenlik ve ölçüm hatalarına ait varyans katsayılarıdır. Son olarak, mekânsal ortalamanın varyans katsayısı ise aşağıdaki biçimde ortaya çıkar;

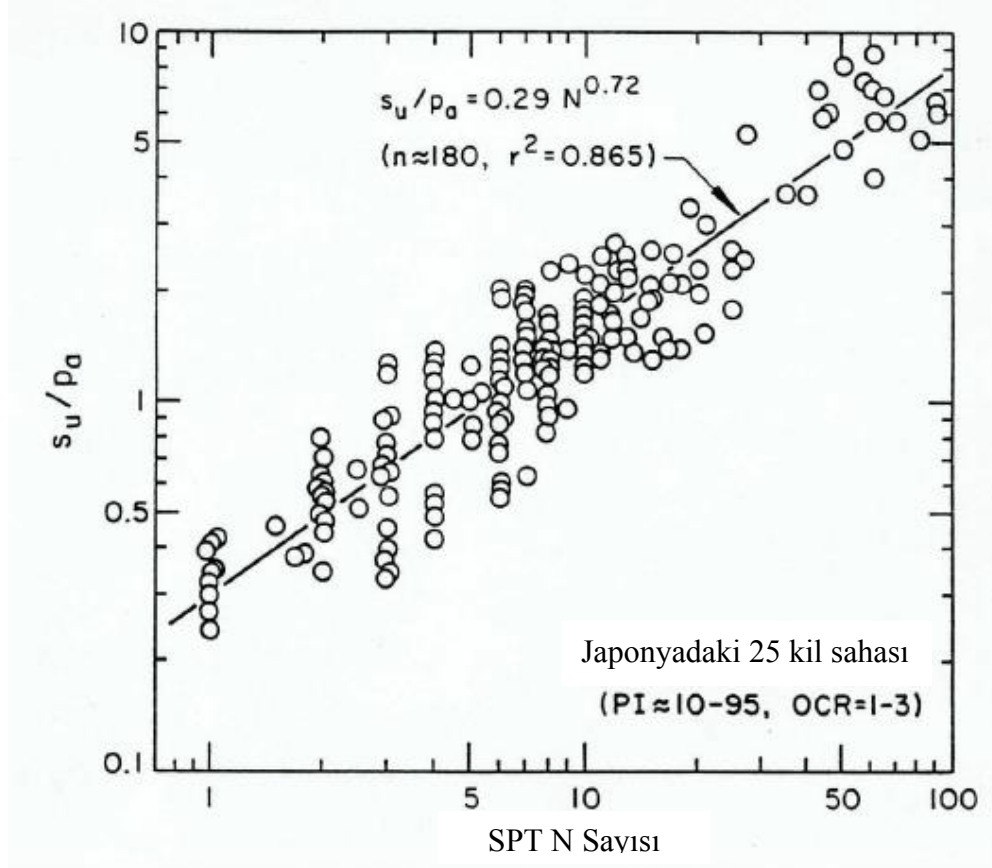
$$COV_{\xi_a}^2 = \Gamma^2(L)COV_w^2 + COV_e^2 \quad (4.10)$$

Serbest basınç deneyi (UC), konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli basınç deneyi (UU) ve konsolidasyonlu izotropik drenajsız basınç deneyi (CIUC) sonucunda elde edilen drenajsız kayma dayanımı için bünyesel varyans katsayıları sırasıyla; %20-55, %10-30- %20-40 arasında belirlenmiştir. Kayma dayanımı deneyleri için ölçüm hatalarına ait varyans katsayısı ise %5 ile %15 arasında sunulmaktadır. Bu değerler Eş. 4.9'da yerine konulursa drenajsız kayma dayanımı için noktasal varyans katsayısı deneyler için sırasıyla; %21-57, %11-34 ve %21-43 arasında hesaplanabilir. Düşey dalgalanma ölçeği 1-2 m civarında tahmin edilmektedir. Tipik bir ortalama korelasyon uzunluğu olan 5,0 m için varyans azaltımı Eş. 3.16 kullanılarak 0,2 ile 0,4 arasında olacaktır. Bu değerlerin Eş. 4.10'da yerine konulması ile COV_{ξ_a} UC, UU ve CIUC deneyleri için sırasıyla; %10-38, %7-24 ve %10-29 arasında hesaplanabilir.

SPT N Sayısı ile Korelasyondan Elde Edilen Drenajsız Kayma Dayanımı

Kulhawy ve Mayne (1990) SPT N sayısı ile drenajsız kayma dayanımı arasında makul bir ilişkinin, ancak korelasyonun tek bir zemin formasyonu ile sınırlandırılması halinde

oluşturulabileceğini belirtmektedir. Hara ve diğerleri (1974) tarafından Japonya'daki 25 kil sahasından toplanan veriler kullanılarak Phoon (1995) drenajsız kayma dayanımı ile SPT N sayısı arasında Japonya'daki 25 kil sahası için Şekil 4.1'de gösterilen yerel korelasyonu önermişlerdir.



Şekil 4.1. s_u/p_a ve SPT N değeri arasındaki ilişki (Hara ve diğerleri, 1974)

Söz konusu korelasyonun olasılıksal denklemi;

$$\log_{10}(s_u/p_a) = \log_{10}(0,29) + 0,72 \log_{10}(N) + \varepsilon \quad (4.11)$$

Eş. 4.11, Eş. 3.9'da sunulan terimler cinsinden yazılırsa;

$$\xi_a = s_u = 0,29 p_a (t + w + e)^{0,72} 10^\varepsilon \quad (4.12)$$

Burada belirsizlik içeren ana parametre olan SPT N sayısı $t + w + e$ şeklinde ifade edilmektedir. Tasarım parametresinin ortalama ve varyansı aşağıdaki şekilde belirlenir;

$$m_{\xi d} = 0,29t^{0,72} \quad (4.13)$$

$$s_{\xi d}^2 = m_{\xi d}^2 [0,72^2 (COV_w^2 + COV_e^2) + (\ln 10)^2 s_{\xi}^2] \quad (4.14)$$

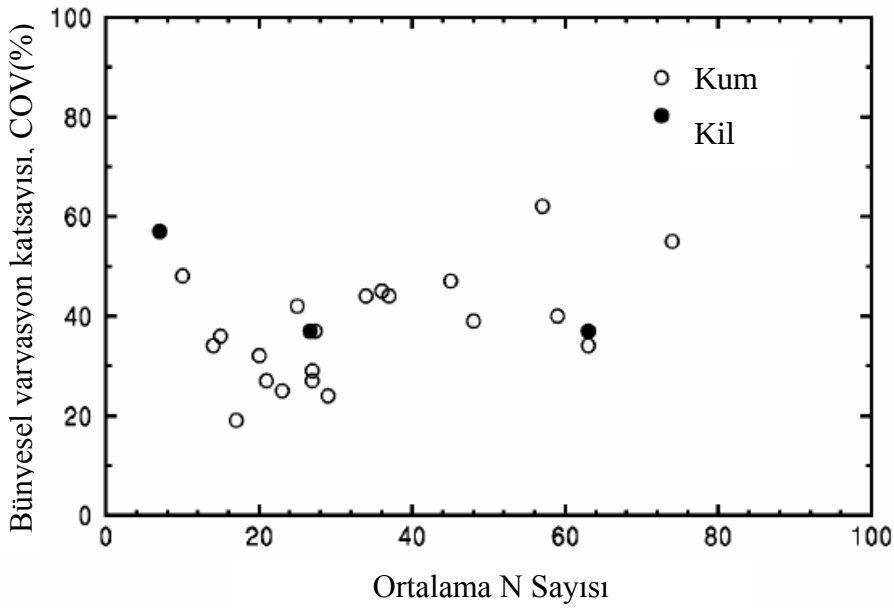
Buradan, varyans katsayısı ise,

$$COV_{\xi d}^2 = 0,72^2 (COV_w^2 + COV_e^2) + (\ln 10)^2 s_{\xi}^2 \quad (4.15)$$

Buna göre mekânsal korelasyonun varyans katsayısı ise,

$$COV_{\xi a}^2 = 0,72^2 [\Gamma(L) COV_w^2 + COV_e^2] + (\ln 10)^2 s_{\xi}^2 \quad (4.16)$$

olacaktır.



Şekil 4.2. N değerinin bünyesel varyasyon katsayısının ortalama N Değeri ile değişimi

Şekil 4.1’de gösterilen veri için dönüşüm belirsizliğinin bildirilmemiştir, ancak dağılımın üçte ikisinin $\pm 0,15$ bandına yayıldığı görülmektedir. Bu nedenle birinci derece yaklaşımla dönüşüm belirsizliğinin standart sapması 0,15 olarak tahmin edilmiştir. N için bünyesel varyans katsayısı ve ölçüm hatalarına ait varyans katsayısı ise sırasıyla %25-50 ve %15-45 arasındadır. Kil zeminler için düşey dalgalanma ölçeği bulunmamaktadır. Ancak Şekil

4.2’de sunulan kil ve kum zeminlerde N sayısının bünyesel değışikliğinin zemin tipinden etkilenmediği görölmektedir. Böylece N için düşey dalgalanma ölçeğinin her iki zemin tipi için de benzer olduğu kabul edilebilir. Vanmarcke (1977) kumlu zeminler için düşey dalgalanma ölçeğini 2,4 m olarak belirtmiştir. Bu değerler kullanılarak SPT N sayısından korelasyon kullanılarak elde edilen drenajsız kayma dayanımı için toplam COV %40-%60 aralığında belirlenmektedir. Tipik bir ortalama korelasyon uzunluğu olan 5,0 m için varyans azaltımı Eş. 3.16 kullanılarak 0,5 civarında a olacaktır. Bu değerlerin Eş. 4.16’te yerine konulması ile COV_{ξ_a} %38-54 aralığında hesaplanabilir.

4.2.2. İçsel sürtünme açısında değışkenliğin belirlenmesi

Laboratuvar ölçümünden elde edilen içsel sürtünme açısı

İçsel sürtünme açısının laboratuvardan elde edilmesi durumunda herhangi bir dönüşüm modeli kullanılmasına gerek duyulmayacağı açıktır. Bu durumda üçüncü bölümde de sunulan Eş. 3.9 aşağıdaki şekilde yazılabilecektir;

$$\xi_d = s_u = t + w + e \quad (4.17)$$

Eş.4.17, Eş. 4.6 ile aynıdır. İçsel sürtünme açısı için de varyans katsayısı Eş. 4.7, Eş. 4.8 ve Eş. 4.9 kullanılarak benzer şekilde hesaplanabilir. Son olarak, mekânsal ortalamanın varyans katsayısı ise Eş. 4.10 ile hesaplanabilir.

İçsel sürtünme açısı için bünyesel varyans katsayısı ve ölçüm hatalarına ait varyans katsayısı ise sırasıyla %5-15 ve %5-15 aralıklarındadır. Bu değerler Eş. 4.9’da yerine konulursa drenajsız kayma dayanımı için noktasal varyans katsayısı %7-21 arasında hesaplanabilir. İçsel sürtünme açısı için düşey dalgalanma ölçeği değeri bulunmamaktadır. Geoteknik pratik tecrübesinden bu değer 2 – 6 m arasında tahmin edilmiştir. Tipik bir ortalama korelasyon uzunluğu olan 5,0 m için varyans azaltımı Eş. 3.16 kullanılarak 0,4 ile 1,0 arasında olacaktır. Bu değerlerin Eş. 4.10’da yerine konulması ile COV_{ξ_a} %6-21 arasında hesaplanabilir.

Bu çalışmada ele alınan zemin için olasılıksal taşıma gücü analizlerinde kullanılan zemin

parametrelerinin ortalama değerleri ve varyans katsayıları izelge 4.1 ve izelge 4.2’de verilmiştir (Phoon ve Kulhawy, 1999b). Her bir analiz için kullanılan parametreler ise izelge 4.3 ve izelge 4.4’te tanımlanmıştır. Deterministik parametrelerin seçiminde tipik değerler, varyans katsayılarının seçiminde ise yukarıda sunulmuş olan genel ereve ve sonuçlar göz önünde bulundurulmuştur.

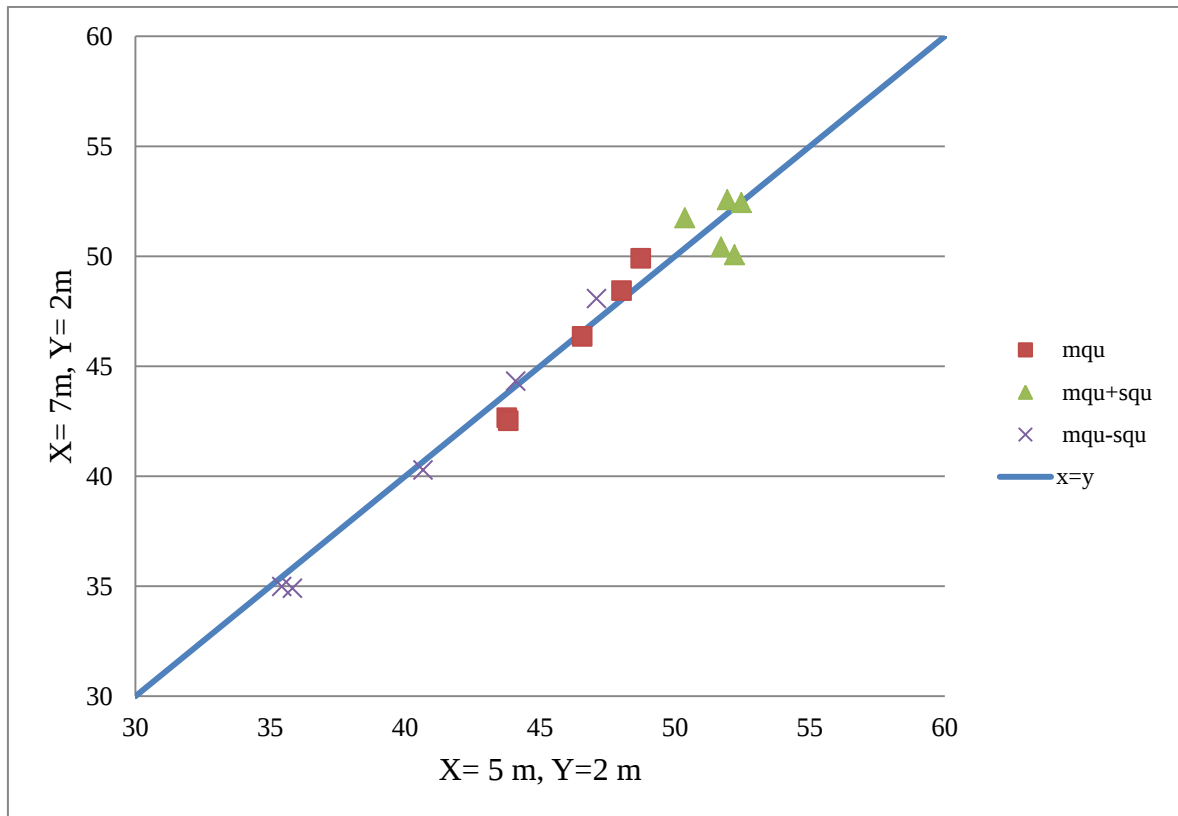
4.3. Rastsal Sonlu Eleman Analizi Sonuçları

RFEM 2 boyutlu taşıma gücü analizleri için sonlu eleman ağı, 0,2 m genişlik ve uzunluğa sahip $10 \times 25 = 250$ kare elamanından oluşur. şerit temel 1 m genişliğe sahiptir ve bu yüzden 5 elemandan oluşur. Yazılımda Markov fonksiyonu ile korelasyon mesafesi 1 m ve 30 m için hesaplamalar yapılmıştır. İzotropik ve anizotropik koşullar göz önünde bulundurulmuştur.

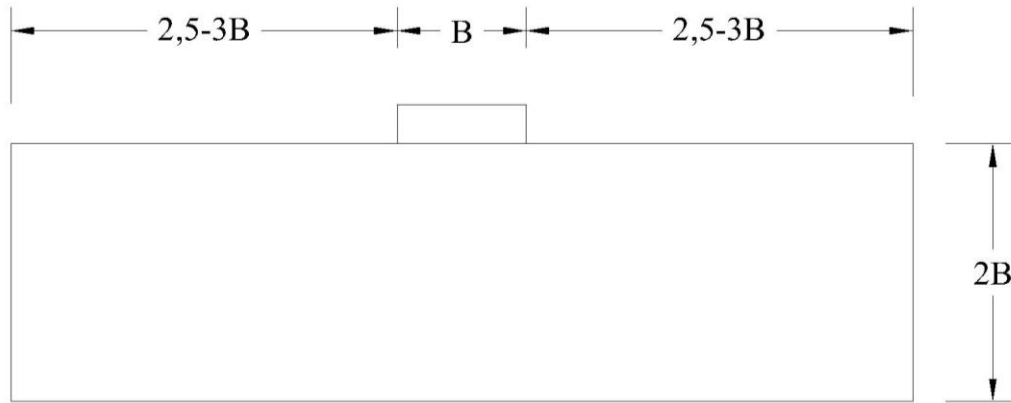
Analizlerde model geometrisi temel genişliği B için, temel altında 2B ve temel köşesinden model sınırına yatay mesafe 2B olacak şekilde dikkate alınarak oluşturulmuştur. Ancak yapılan bazı analiz sonuçlarında şekil değiştirme vektörlerinin model geometri sınırlarına kadar uzandığı tespit edilmiştir. Bu durumun analizler üzerindeki etkisini irdelemek için 5 analizde model geometrisi temel genişliği B için, temel altında 2B ve temel köşesinden model sınırına yatay mesafe 3,5B dikkate alınarak tekrar oluşturulmuş elde edilen analiz sonuçları izelge 3.6’da sunulmuştur. Ayrıca elde edilen taşıma gücü ortalama ve ortalamanın bir standart sapma alt ve st değerleri grafik olarak şekil4.3’te karşılaştırılmıştır. Sonuçlar incelendiğinde söz konusu etki ihmal edilebilir düzeyde olduğu için geometriye ait sonuçlar çalışma kapsamında kullanılmıştır. İleride yapılabilecek benzer çalışmalar için şekil 4.4’te de sunulan temel genişliği B için, temel altında 2B ve temel köşesinden model sınırına yatay mesafe 3,5B minimum sınır koşulları ve şekil değiştirme vektörünün etkilediği alan birlikte gözetilerek boyutların daha geniş tutularak sınır koşullarından kaynaklanabilecek hataların önüne geçilmesi önerilir.

Çizelge 4.1. Model geometrisinin sonuçlar üzerindeki etkisi

Analiz No	Model Geometrisi			
	X= 5 m, Y= 2 m		X= 7 m, Y= 2 m	
	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)
1	49	2	50	2
2	48	4	48	4
3	47	6	46	6
4	44	8	43	8
5	44	8	43	8

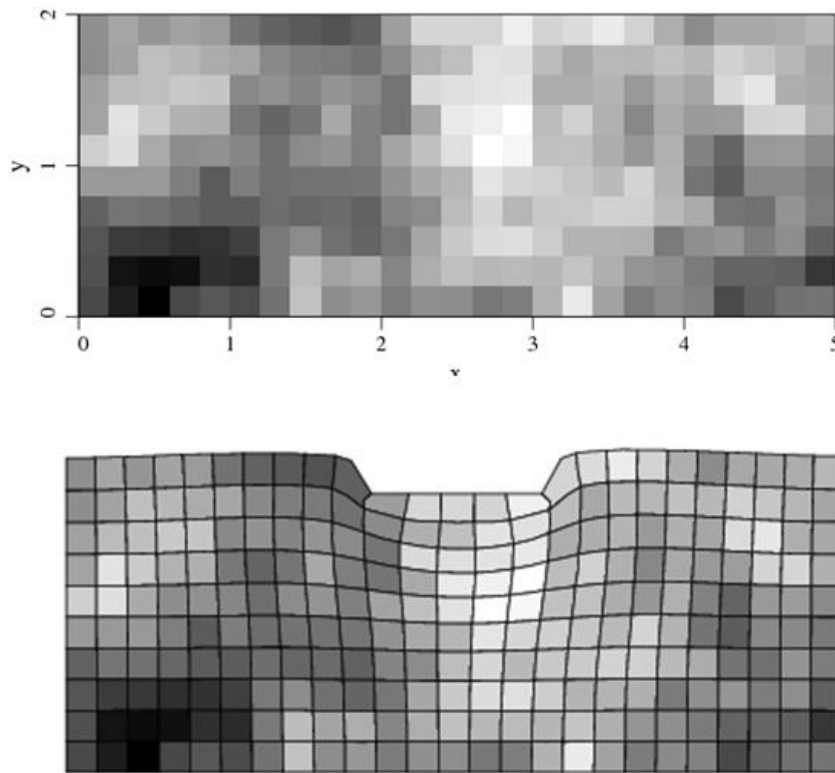


Şekil 4.3. Model geometrisine bağlı taşıma gücü değerlerindeki değişim

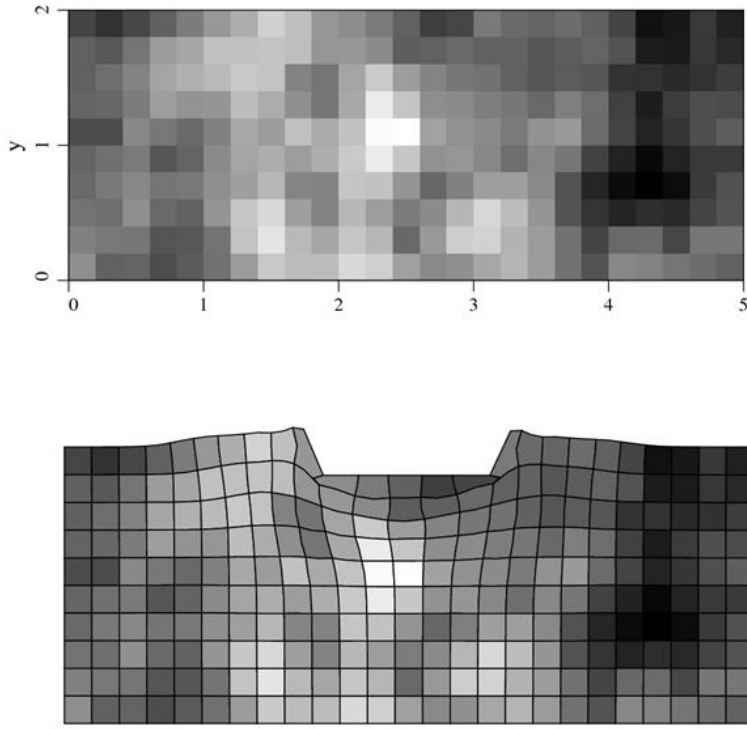


Şekil 4.4. Analiz sonuçlarının sınır koşullarının etkilenmemesi için minimum geometri boyutları

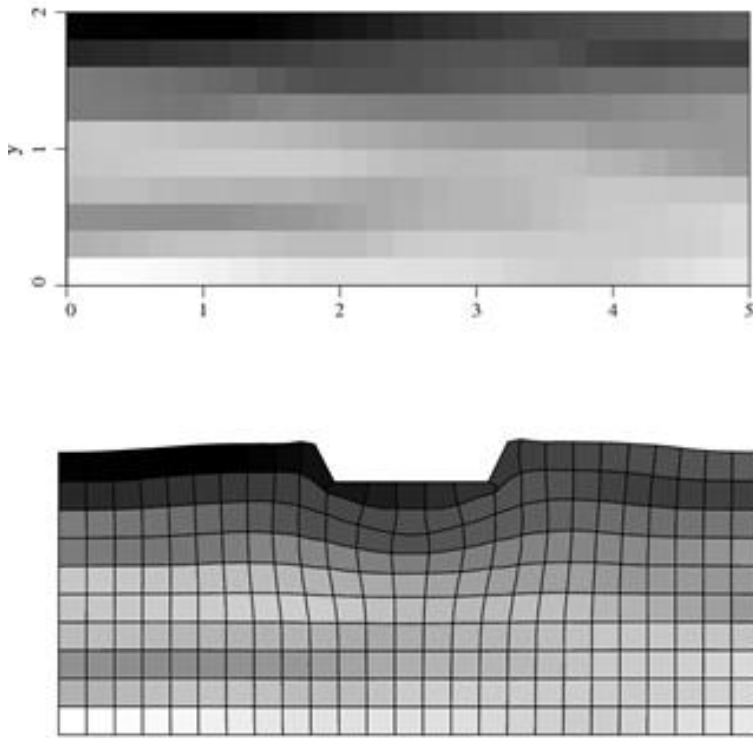
Farklı korelasyon mesafeleri için oluşan rastsal sonlu eleman modellerine ait sonlu eleman ağları Şekil 4.5-4.10'da sunulmaktadır.



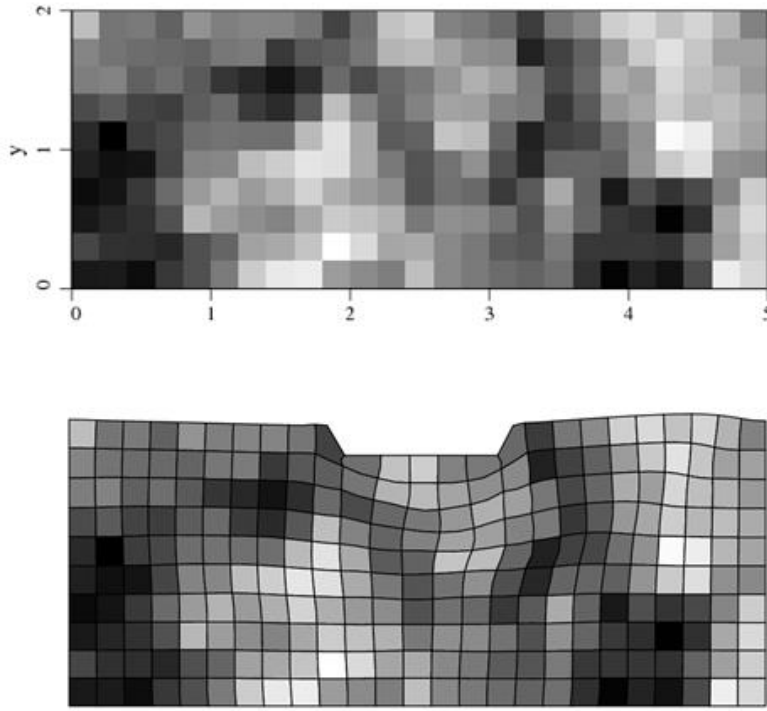
Şekil 4.5. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu 1 nolu analiz için başlangıç ve deforme olmuş sonlu eleman ağları ($\theta_x=1$ m $\theta_y=1$ m)



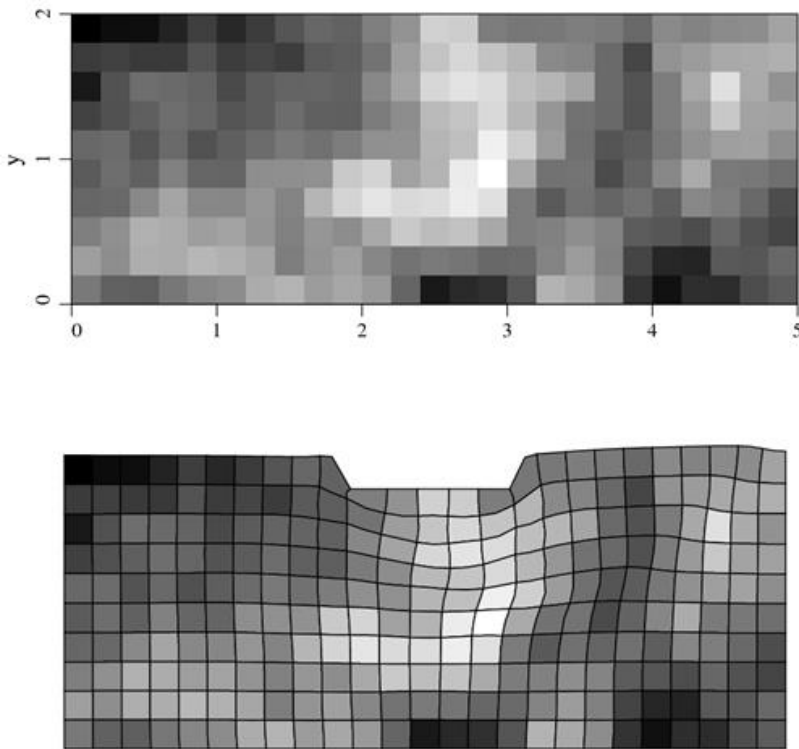
Şekil 4.6. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu 1 nolu analiz için başlangıç ve deforme olmuş sonlu eleman ağları ($\theta_x=30$ m $\theta_y=30$ m)



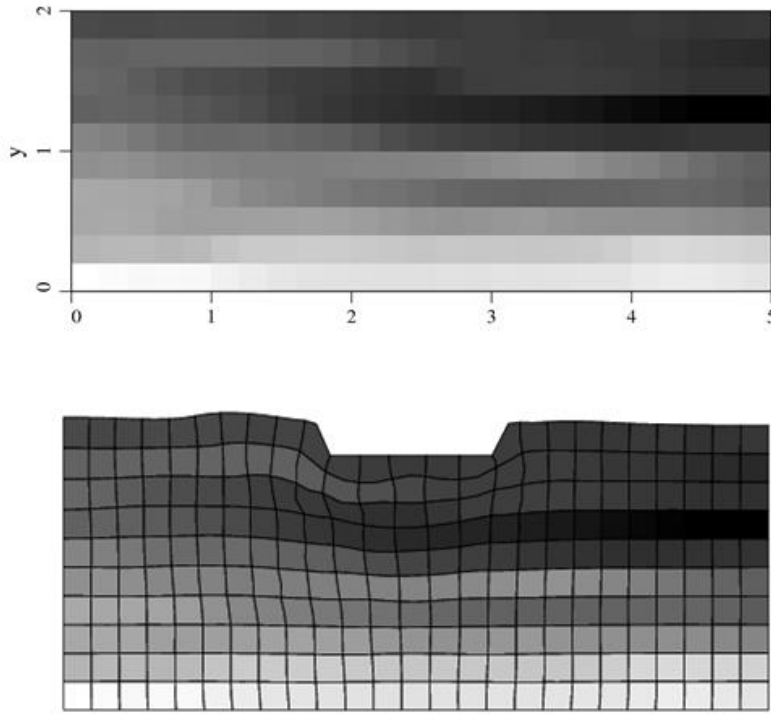
Şekil 4.7. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu 1 nolu analiz için başlangıç ve deforme olmuş sonlu eleman ağları ($\theta_x=30$ m $\theta_y=1$ m)



Şekil 4.8. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu 1 nolu analiz için başlangıç ve deforme olmuş sonlu eleman ağları ($\theta_x=1$ m $\theta_y=1$ m)



Şekil 4.9. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu 1 nolu analiz için başlangıç ve deforme olmuş sonlu eleman ağları ($\theta_x=30$ m $\theta_y=30$ m)



Şekil 4.10. $\phi \neq 0, c \neq 0$ durumu 1 nolu analiz için başlangıç ve deforme olmuş sonlu eleman ağları ($\theta_x=30$ m $\theta_y=1$ m)

Çizelge 4.4 ve Çizelge 4.5'te belirtilen analizler için yenilme olasılıkları (pf) ve bunlara karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β) Çizelge 4.6 ve Çizelge 4.7'da verilmiştir. Kohezyon ve içsel sürtünme açısı arasındaki korelasyon değeri -0,24 ile -0,7 arasında değişmektedir (Lumb 1970; Wolff 1985; Yüçemen ve diğ. 1973), analizlerde önerilen bir değer olan -0,6 olarak kullanılmıştır (Cherubini, 2000).

Çizelge 4.2. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu olasılıksal taşıma gücü analizlerinde kullanılan zemin parametreleri

Parametre	Dağılım	Ortalama, m	Değişim katsayısı, COV(%)
Kohezyon, c (kN/m ²)	Lognormal	10 20 50	7
			16
			25
			38
			54
İçsel Sürtünme Açısı, ϕ (°)	Deterministik	0	-
Elastisite Modülü, E (kN/m ²)	Lognormal	6000 3000 15000	7
			16
			25
			85
			95
Poisson Oranı, ν	Deterministik	0,49	-
Dilatasyon Açısı, Ψ (°)	Deterministik	0	-

Çizelge 4.3. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu Olasılıksal taşıma gücü analizlerinde kullanılan zemin parametreleri

Parametre	Dağılım	Ortalama, m	Değişim katsayısı, COV(%)
Kohezyon, c [kN/m ²]	Lognormal	20 17 14	7
			16
			25
			38
			54
İçsel Sürtünme Açısı, ϕ (°)	Lognormal	20	6
		25	13
		30	20
Elastisite Modülü, E (kN/m ²)	Lognormal	4286 8571 21429	7
			16
			25
			85
			95
Poisson Oranı, ν	Deterministik	0,25	-
Dilatasyon Açısı, Ψ (°)	Deterministik	0	-

Çizelge 4.4. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu olasılıksal taşıma gücü analizleri

Analiz No	Kohezyon, c (kN/m ²)		Elastisite Modülü, E (kN/m ²)	
	m_c	COV_c (%)	m_E	COV_E (%)
1	10	7	3000	7
2	10	16	3000	16
3	10	25	3000	25
4	10	38	3000	85
5	10	38	3000	95
6	10	54	3000	85
7	10	54	3000	95
8	20	7	6000	7
9	20	16	6000	16
10	20	25	6000	25
11	20	38	6000	85
12	20	38	6000	95
13	20	54	6000	85
14	20	54	6000	95
15	50	7	15000	7
16	50	16	15000	16
17	50	25	15000	25
18	50	38	15000	85
19	50	38	15000	95
20	50	54	15000	85
21	50	54	15000	95

Çizelge 4.5. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu olasılıksal taşıma gücü analizleri

Analiz No	İçsel Sürtünme Açısı, ϕ (°)		Kohezyon, c (kN/m ²)		Elastisite Modülü, E (kN/m ²)	
	m_ϕ	COV_ϕ (%)	m_c	COV_c (%)	m_E	COV_E (%)
1	20	6	20	7	4286	7
2	20	6	20	16	4286	16
3	20	6	20	25	4286	25
4	20	6	20	38	4286	85
5	20	6	20	38	4286	95
6	20	6	20	54	4286	85
7	20	6	20	54	4286	95
8	20	13	20	7	4286	7
9	20	13	20	16	4286	16
10	20	13	20	25	4286	25
11	20	13	20	38	4286	85
12	20	13	20	38	4286	95

Çizelge 4.5. (devam) $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu olasılıksal taşıma gücü analizleri

Analiz No	İçsel Sürtünme Açısı, ϕ (°)		Kohezyon, c (kN/m ²)		Elastisite Modülü, E (kN/m ²)	
	m_ϕ	COV_ϕ (%)	m_c	COV_c (%)	m_E	COV_E (%)
13	20	13	20	54	4286	85
14	20	13	20	54	4286	95
15	20	20	20	7	4286	7
16	20	20	20	16	4286	16
17	20	20	20	25	4286	25
18	20	20	20	38	4286	85
19	20	20	20	38	4286	95
20	20	20	20	54	4286	85
21	20	20	20	54	4286	95
22	25	6	17	7	8571	7
23	25	6	17	16	8571	16
24	25	6	17	25	8571	25
25	25	6	17	38	8571	85
26	25	6	17	38	8571	95
27	25	6	17	54	8571	85
28	25	6	17	54	8571	95
29	25	13	17	7	8571	7
30	25	13	17	16	8571	16
31	25	13	17	25	8571	25
32	25	13	17	38	8571	85
33	25	13	17	38	8571	95
34	25	13	17	54	8571	85
35	25	13	17	54	8571	95
36	25	20	17	7	8571	7
37	25	20	17	16	8571	16
38	25	20	17	25	8571	25
39	25	20	17	38	8571	85
40	25	20	17	38	8571	95
41	25	20	17	54	8571	85
42	25	20	17	54	8571	95
43	30	6	14	7	21429	7
44	30	6	14	16	21429	16
45	30	6	14	25	21429	25
46	30	6	14	38	21429	85
47	30	6	14	38	21429	95
48	30	6	14	54	21429	85
49	30	6	14	54	21429	95
50	30	13	14	7	21429	7
51	30	13	14	16	21429	16
52	30	13	14	25	21429	25

Çizelge 4.5. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu olasılıksal taşıma gücü analizleri

Analiz No	İçsel Sürtünme Açısı, ϕ (°)		Kohezyon, c (kN/m ²)		Elastisite Modülü, E (kN/m ²)	
	m_ϕ	COV_ϕ (%)	m_c	COV_c (%)	m_E	COV_E (%)
53	30	13	14	38	21429	85
54	30	13	14	38	21429	95
55	30	13	14	54	21429	85
56	30	13	14	54	21429	95
57	30	20	14	7	21429	7
58	30	20	14	16	21429	16
59	30	20	14	25	21429	25
60	30	20	14	38	21429	85
61	30	20	14	38	21429	95
62	30	20	14	54	21429	85
63	30	20	14	54	21429	95

Çizelge 4.6. (devam) $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β)

Analiz No	Korelasyon Mesafesi				Korelasyon Mesafesi				Korelasyon Mesafesi			
	$\theta_x = \theta_y = 1$ m				$\theta_x = \theta_y = 30$ m				$\theta_x = 30$ m, $\theta_y = 1$ m			
	p_f	p_f	β	β	p_f	p_f	β	β	p_f	p_f	β	β
	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.
1	0,0000	0,0000	19,3	31,1	0,0000	0,0000	9,7	15,8	0,0000	0,0000	11,8	19,2
2	0,0000	0,0000	7,9	12,6	0,0000	0,0000	4,1	6,7	0,0000	0,0000	5,3	8,6
3	0,0000	0,0000	5,0	7,9	0,0033	0,0000	2,7	4,4	0,0005	0,0000	3,3	5,3
4	0,0004	0,0000	3,4	5,1	0,0326	0,0022	1,8	2,9	0,0122	0,0003	2,3	3,4
5	0,0007	0,0000	3,2	4,9	0,0368	0,0030	1,8	2,7	0,0129	0,0004	2,2	3,4
6	0,0150	0,0008	2,2	3,1	0,1028	0,0308	1,3	1,9	0,0571	0,0113	1,6	2,3
7	0,0125	0,0005	2,2	3,3	0,0985	0,0273	1,3	1,9	0,0566	0,0113	1,6	2,3
8	0,0000	0,0000	19,5	31,4	0,0000	0,0000	9,5	15,5	0,0000	0,0000	12,3	20,0
9	0,0000	0,0000	8,0	12,7	0,0000	0,0000	4,3	7,0	0,0000	0,0000	5,2	8,3
10	0,0000	0,0000	5,0	7,9	0,0041	0,0000	2,6	4,2	0,0003	0,0000	3,4	5,5
11	0,0006	0,0000	3,2	4,9	0,0392	0,0035	1,8	2,7	0,0122	0,0003	2,3	3,5
12	0,0004	0,0000	3,4	5,1	0,0354	0,0027	1,8	2,8	0,0109	0,0003	2,3	3,4
13	0,0116	0,0005	2,3	3,3	0,1057	0,0344	1,2	1,8	0,0573	0,0120	1,6	2,3
14	0,0137	0,0007	2,2	3,2	0,1073	0,0356	1,2	1,8	0,0551	0,0107	1,6	2,3
15	0,0000	0,0000	19,6	31,5	0,0000	0,0000	9,6	15,6	0,0000	0,0000	11,7	19,1
16	0,0000	0,0000	7,9	12,7	0,0000	0,0000	4,2	6,8	0,0000	0,0000	5,1	8,2
17	0,0000	0,0000	4,9	7,6	0,0034	0,0000	2,7	4,3	0,0004	0,0000	3,4	5,3
18	0,0008	0,0000	3,2	4,8	0,0379	0,0033	1,8	2,7	0,0110	0,0002	2,3	3,5
19	0,0004	0,0000	3,4	5,1	0,0344	0,0026	1,8	2,8	0,0120	0,0003	2,3	3,4

Çizelge 4.6. (devam) $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β)

Analiz No	Korelasyon Mesafesi				Korelasyon Mesafesi				Korelasyon Mesafesi			
	$\theta_x = \theta_y = 1 \text{ m}$				$\theta_x = \theta_y = 30 \text{ m}$				$\theta_x = 30 \text{ m}, \theta_y = 1 \text{ m}$			
	p_f	p_f	β	β	p_f	p_f	β	β	p_f	p_f	β	β
	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.
20	0,0122	0,0005	2,3	3,3	0,1040	0,0325	1,3	1,8	0,0546	0,0102	1,6	2,3
21	0,0153	0,0009	2,2	3,1	0,1162	0,0386	1,2	1,8	0,0644	0,0137	1,5	2,2

Çizelge 4.7. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β)

Analiz No	Korelasyon Mesafesi				Korelasyon Mesafesi				Korelasyon Mesafesi			
	$\theta_x = \theta_y = 1 \text{ m}$				$\theta_x = \theta_y = 30 \text{ m}$				$\theta_x = 30 \text{ m}, \theta_y = 1 \text{ m}$			
	p_f	p_f	β	β	p_f	p_f	β	β	p_f	p_f	β	β
	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.
1	0,0000	0,0000	20,9	33,9	0,0000	0,0000	11,2	18,3	0,0000	0,0000	14,4	23,4
2	0,0000	0,0000	11,6	18,4	0,0000	0,0000	5,4	8,8	0,0000	0,0000	7,2	11,6
3	0,0000	0,0000	7,3	11,4	0,0011	0,0000	3,1	4,8	0,0000	0,0000	4,3	6,8
4	0,0000	0,0000	4,4	6,7	0,0252	0,0015	2,0	3,0	0,0050	0,0001	2,6	3,9
5	0,0000	0,0000	4,4	6,7	0,0282	0,0020	1,9	2,9	0,0029	0,0000	2,8	4,2
6	0,0019	0,0000	2,9	4,2	0,0777	0,0194	1,4	2,1	0,0363	0,0054	1,8	2,5
7	0,0023	0,0000	2,8	4,0	0,0841	0,0214	1,4	2,0	0,0361	0,0048	1,8	2,6
8	0,0000	0,0000	10,4	16,7	0,0000	0,0000	5,2	8,5	0,0000	0,0000	7,9	12,7
9	0,0000	0,0000	9,3	14,9	0,0000	0,0000	4,9	8,0	0,0000	0,0000	6,7	10,7
10	0,0000	0,0000	7,2	11,2	0,0004	0,0000	3,4	5,4	0,0000	0,0000	4,5	7,1
11	0,0000	0,0000	4,7	7,1	0,0171	0,0006	2,1	3,2	0,0014	0,0000	3,0	4,5
12	0,0000	0,0000	4,6	7,0	0,0141	0,0004	2,2	3,3	0,0017	0,0000	2,9	4,4
13	0,0007	0,0000	3,2	4,6	0,0605	0,0111	1,6	2,3	0,0236	0,0021	2,0	2,9
14	0,0012	0,0000	3,0	4,4	0,0788	0,0207	1,4	2,0	0,0217	0,0017	2,0	2,9
15	0,0000	0,0000	7,1	11,3	0,0005	0,0000	3,3	5,3	0,0000	0,0000	4,9	7,8
16	0,0000	0,0000	7,1	11,2	0,0005	0,0000	3,3	5,3	0,0000	0,0000	4,8	7,7
17	0,0000	0,0000	6,0	9,4	0,0018	0,0000	2,9	4,6	0,0000	0,0000	4,3	6,7
18	0,0000	0,0000	4,8	7,3	0,3276	0,3804	0,4	0,3	0,3404	0,3843	0,4	0,3
19	0,0000	0,0000	4,5	6,8	0,0112	0,0002	2,3	3,5	0,0014	0,0000	3,0	4,5
20	0,0008	0,0000	3,1	4,5	0,0657	0,0140	1,5	2,2	0,0180	0,0012	2,1	3,0
21	0,0007	0,0000	3,2	4,6	0,0654	0,0133	1,5	2,2	0,0211	0,0017	2,0	2,9
22	0,0000	0,0000	15,8	25,1	0,0000	0,0000	8,8	14,1	0,0000	0,0000	11,6	18,5
23	0,0000	0,0000	10,5	16,4	0,0000	0,0000	5,2	8,3	0,0000	0,0000	7,1	11,2
24	0,0000	0,0000	7,0	10,8	0,0008	0,0000	3,2	4,9	0,0000	0,0000	4,2	6,4
25	0,0000	0,0000	4,5	6,6	0,0254	0,0017	2,0	2,9	0,0023	0,0000	2,8	4,2
26	0,0000	0,0000	4,8	7,1	0,0255	0,0017	2,0	2,9	0,0027	0,0000	2,8	4,2

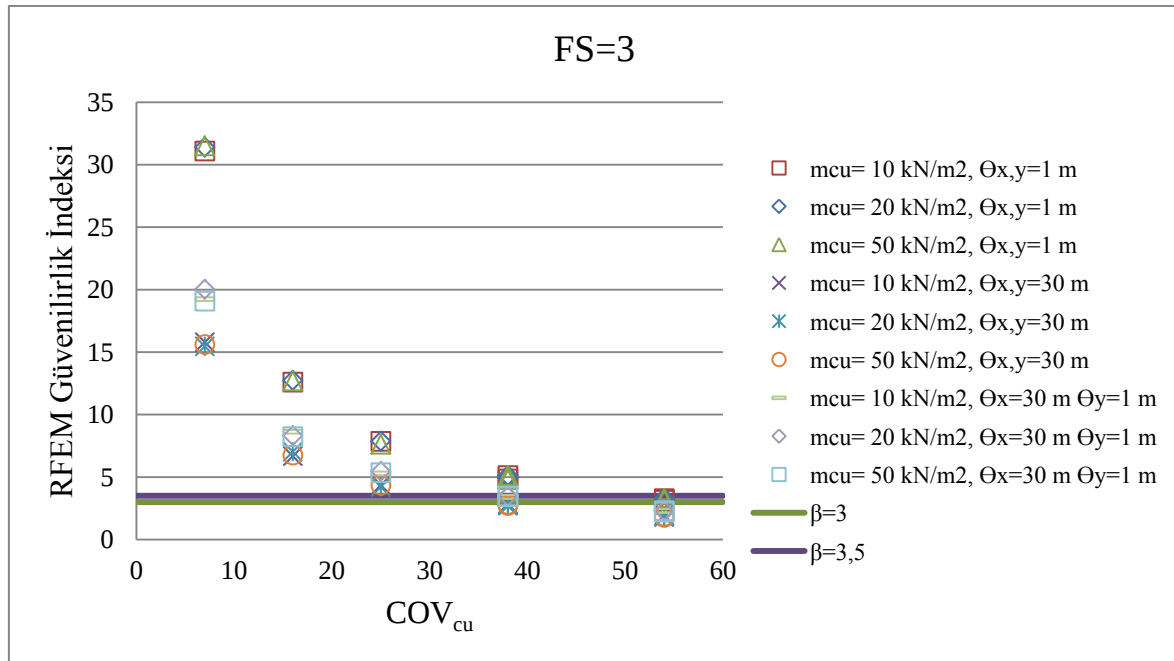
Çizelge 4.7. (devam) $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β)

Analiz No	Korelasyon Mesafesi				Korelasyon Mesafesi				Korelasyon Mesafesi			
	$\theta_x = \theta_y = 1 \text{ m}$				$\theta_x = \theta_y = 30 \text{ m}$				$\theta_x = 30 \text{ m}, \theta_y = 1 \text{ m}$			
	p_f	p_f	β	β	p_f	p_f	β	β	p_f	p_f	β	β
	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.
27	0,0014	0,0000	3,0	4,2	0,0972	0,0328	1,3	1,8	0,0348	0,0055	1,8	2,5
28	0,0018	0,0000	2,9	4,1	0,0990	0,0342	1,3	1,8	0,0361	0,0052	1,8	2,6
29	0,0000	0,0000	8,1	12,7	0,0990	0,0342	1,3	1,8	0,0000	0,0000	5,6	8,9
30	0,0000	0,0000	7,5	11,8	0,0001	0,0000	3,7	5,9	0,0000	0,0000	5,7	8,9
31	0,0000	0,0000	6,1	9,3	0,0005	0,0000	3,3	5,1	0,0000	0,0000	4,4	6,7
32	0,0000	0,0000	4,5	6,7	0,0001	0,0000	3,7	6,0	0,0018	0,0000	2,9	4,4
33	0,0000	0,0000	4,6	6,9	0,0178	0,0008	2,1	3,2	0,0018	0,0000	2,9	4,4
34	0,0007	0,0000	3,2	4,6	0,0685	0,0154	1,5	2,2	0,0255	0,0025	2,0	2,8
35	0,0007	0,0000	3,2	4,5	0,0751	0,0191	1,4	2,1	0,0252	0,0025	2,0	2,8
36	0,0000	0,0000	5,3	8,2	0,0133	0,0002	2,2	3,5	0,0001	0,0000	3,6	5,6
37	0,0000	0,0000	5,5	8,4	0,0093	0,0001	2,4	3,7	0,0001	0,0000	3,7	5,8
38	0,0000	0,0000	5,1	7,7	0,0099	0,0001	2,3	3,6	0,0002	0,0000	3,5	5,4
39	0,0000	0,0000	4,1	6,1	0,0210	0,0010	2,0	3,1	0,0021	0,0000	2,9	4,3
40	0,0000	0,0000	3,9	5,9	0,0213	0,0010	2,0	3,1	0,0032	0,0000	2,7	4,1
41	0,0009	0,0000	3,1	4,4	0,0607	0,0121	1,5	2,3	0,0220	0,0020	2,0	2,9
42	0,0011	0,0000	3,0	4,3	0,0652	0,0136	1,5	2,2	0,0231	0,0023	2,0	2,8
43	0,0000	0,0000	9,7	15,1	0,0000	0,0000	6,2	9,7	0,0000	0,0000	8,0	12,5
44	0,0000	0,0000	8,4	12,9	0,0000	0,0000	4,8	7,4	0,0000	0,0000	6,4	9,9
45	0,0000	0,0000	6,5	9,8	0,0004	0,0000	3,4	5,1	0,0000	0,0000	4,4	6,7
46	0,0000	0,0000	4,6	6,9	0,0154	0,0006	2,2	3,2	0,0021	0,0000	2,9	4,3
47	0,0000	0,0000	4,8	7,2	0,0251	0,0018	2,0	2,9	0,0027	0,0000	2,8	4,1
48	0,0005	0,0000	3,3	4,7	0,0972	0,0350	1,3	1,8	0,0318	0,0044	1,9	2,6
49	0,0009	0,0000	3,1	4,4	0,0824	0,0232	1,4	2,0	0,0345	0,0053	1,8	2,6
50	0,0000	0,0000	5,7	8,6	0,0031	0,0000	2,7	4,3	0,0000	0,0000	4,1	6,3
51	0,0000	0,0000	5,8	8,8	0,0011	0,0000	3,1	4,7	0,0000	0,0000	4,3	6,5
52	0,0000	0,0000	5,3	7,9	0,0032	0,0000	2,7	4,2	0,0001	0,0000	3,8	5,7
53	0,0000	0,0000	4,5	6,7	0,0186	0,0010	2,1	3,1	0,0014	0,0000	3,0	4,4
54	0,0000	0,0000	4,4	6,5	0,0169	0,0007	2,1	3,2	0,0016	0,0000	2,9	4,3
55	0,0005	0,0000	3,3	4,6	0,0738	0,0206	1,4	2,0	0,0239	0,0024	2,0	2,8
56	0,0004	0,0000	3,3	4,7	0,0737	0,0199	1,4	2,1	0,0216	0,0020	2,0	2,9
57	0,0000	0,0000	3,9	5,8	0,0494	0,0052	1,7	2,6	0,0057	0,0001	2,5	3,8
58	0,0000	0,0000	4,0	6,0	0,0360	0,0028	1,8	2,8	0,0026	0,0000	2,8	4,2
59	0,0001	0,0000	3,7	5,5	0,0224	0,0011	2,0	3,1	0,0062	0,0001	2,5	3,7
60	0,0001	0,0000	3,7	5,5	0,0428	0,0049	1,7	2,6	0,0067	0,0001	2,5	3,6
61	0,0002	0,0000	3,6	5,3	0,0417	0,0047	1,7	2,6	0,0060	0,0001	2,5	3,7

Çizelge 4.7. (devam) $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Analiz No	Korelasyon Mesafesi				Korelasyon Mesafesi				Korelasyon Mesafesi			
	$\theta_x = \theta_y = 1 \text{ m}$				$\theta_x = \theta_y = 30 \text{ m}$				$\theta_x = 30 \text{ m}, \theta_y = 1 \text{ m}$			
	p_f	p_f	β	β	p_f	p_f	β	β	p_f	p_f	β	β
	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.	normal	lognorm.
62	0,0012	0,0000	3,0	4,3	0,0736	0,0185	1,4	2,1	0,0299	0,0040	1,9	2,7
63	0,0028	0,0000	2,8	3,9	0,0746	0,0199	1,4	2,1	0,0291	0,0036	1,9	2,7

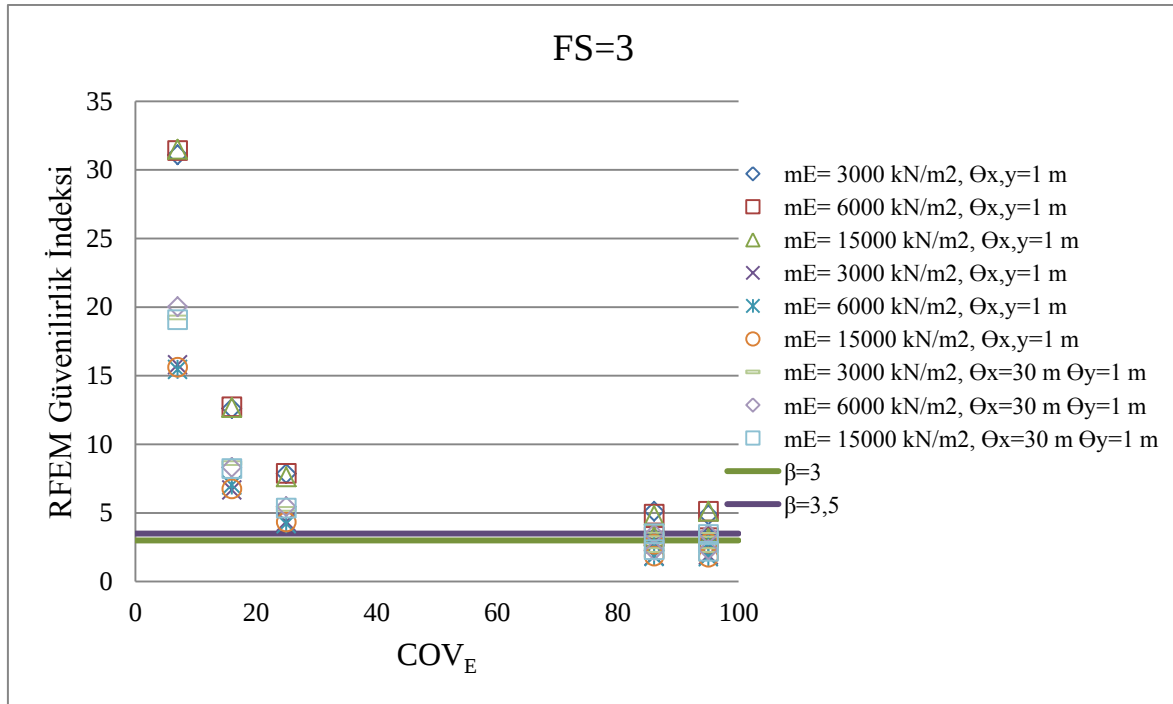
Şekil 4.11-4.24'te rastsal sonlu eleman programı kullanılarak elde edilen analiz sonuçları grafiksel olarak sunulmaktadır.



Şekil 4.11. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu farklı COV_{cu} değerlerine karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Şekil 4.11'de, $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu için güvenilirlik indeksi (β) ve drenajsız kayma dayanımı varyasyon katsayısı (COV_{cu}) değişimi grafik olarak verilmiştir. Rastsal sonlu eleman yöntemi (RFEM) ile yapılan analizler sonucunda drenajsız kayma dayanımı ortalaması (m_{cu}), drenajsız kayma dayanımı varyasyon katsayısı (COV_{cu}), ve mekânsal korelasyon mesafesinin(θ) güvenilirlik indeksi üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Şekil 4.11'de görüldüğü üzere güvenilirlik indeksi (β), kayma dayanımı varyasyon katsayısı (COV_{cu}) arttıkça azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), kayma dayanımı varyasyon katsayısı (COV_{cu}) sabitken drenajsız kayma dayanımı ortalaması (m_{cu}) değerinden çok az etkilenmektedir. Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi (θ) arttıkça

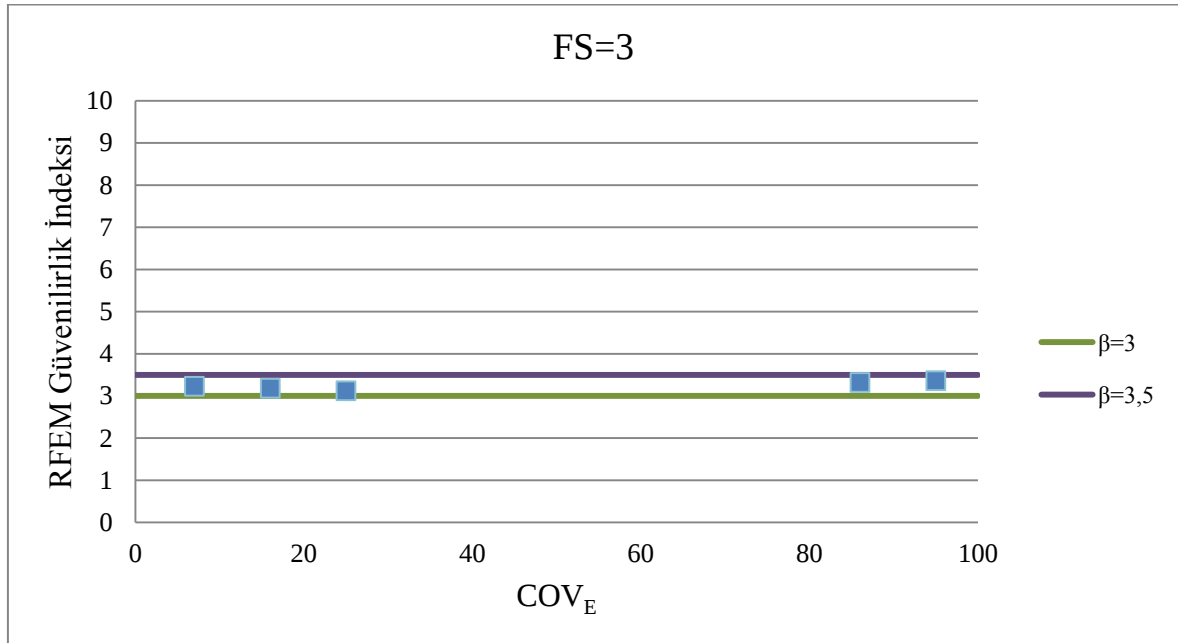
azalmaktadır. $FS = 3$ için güvenilirlik indeksi (β), korelasyon mesafesi (θ) 1 m iken COV_{cu} yaklaşık %45 değerini aştığında, korelasyon mesafesi (θ) 30 m iken ise COV_{cu} yaklaşık %30 değerini aştığında nihai denge sınır durumu için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayıp, kabul edilemez seviyelerde yer almaktadır. Anizotropik ($\theta_x=30$ m, $\theta_y=1$ m) durumda ise izotrop durumlarda ($\theta_{x,y}=1$ m ve $\theta_{x,y}=30$ m) elde edilen değerlerin arasında güvenilirlik indeks değerlerine ulaşılmıştır.



Şekil 4.12. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu COV_E değerlerine karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Şekil 4.12’de, $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu için güvenilirlik indeksi (β) ve elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E) değişimi grafik olarak verilmiştir. Rastsal sonlu eleman yöntemi (RFEM) ile yapılan analizler sonucunda elastisite modülü ortalaması (m_E), elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E), ve mekânsal korelasyon mesafesinin (θ) güvenilirlik indeksi üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Burada dikkat edilmesi gereken husus, elastisite modülünün taşıma gücü üzerindeki etkisinin düşük olduğunun bilinmesidir. Elastisite modülüne ait varyasyon katsayılarının (COV_E) güvenilirlik indeksi (β) üzerindeki etkisini irdelemek için, Çizelge 4.3’te de sunulan, hedeflenen güvenilirlik indeks aralığındaki 6 numaralı analiz parametrelerine sadık kalınarak sadece elastisite modülü varyasyon katsayısının (COV_E) %7-%54 arasında değişen değerleri ile analiz edilmiş olup elde edilen sonuçlar Şekil 4.13’te gösterilmiştir. Şekil 4.13’te açıkça

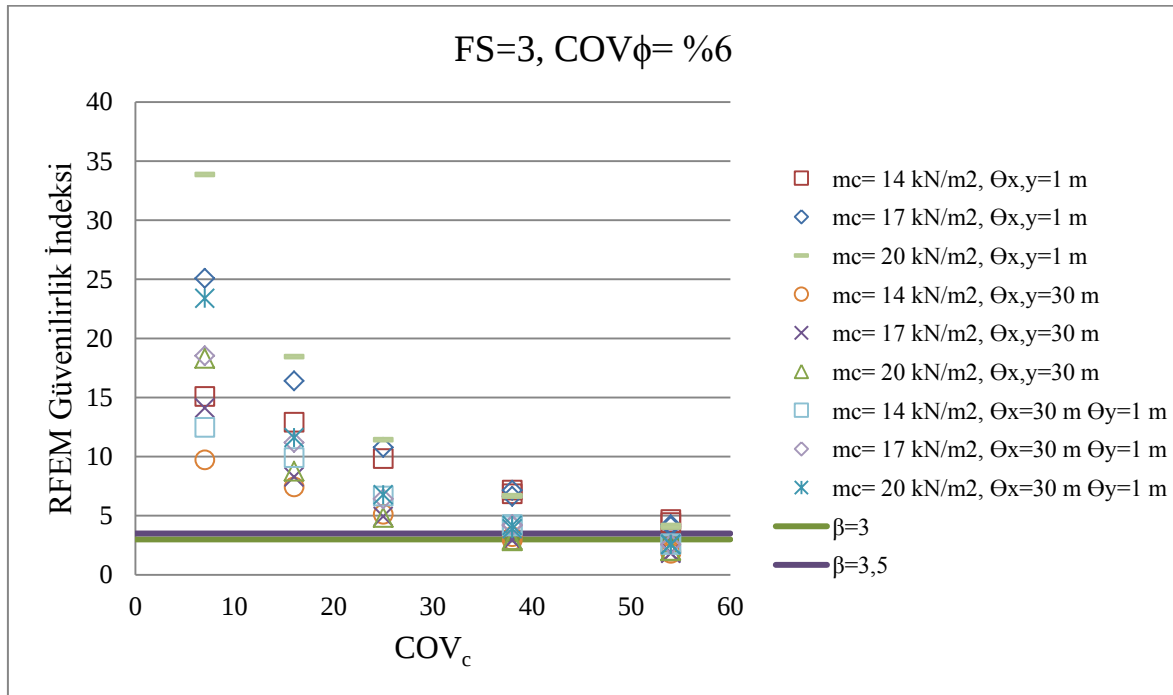
görüldüğü üzere elastisite modülü varyasyon katsayısının (COV_E) değişimi güvenilirlik sayısı üzerinde oldukça küçük bir etkiye sahiptir. Bu bağlamda analizler sırasında kohezyon ve elastisite modülüne ait varyasyon katsayıları birlikte arttırıldığından, yapılacak değerlendirmelerin kohezyon varyasyon katsayısına bağlı olarak geliştiği bilinmelidir. Şekil 4.12’de görüldüğü üzere güvenilirlik indeksi (β), elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E) arttıkça azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E) sabitken drenajsız kayma dayanımı ortalaması (m_E) değerinden çok az etkilenmektedir. Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi (θ) arttıkça azalmaktadır. FS = 3 için güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi (θ) 1 m iken COV_E ’nin tüm değerleri için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığının üstünde iken, korelasyon mesafesi (θ) 30 m için ise COV_E yaklaşık %45 değerini aştığında nihai denge sınır durumu için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayarak, kabul edilemez seviyelerde yer almaktadır. Anizotropik ($\theta_x=30$ m, $\theta_y=1$ m) durumda ise izotrop durumlarda ($\theta_{x,y}= 1$ m ve $\theta_{x,y}= 30$ m) elde edilen değerlerin arasında güvenilirlik indeks değerlerine ulaşılmıştır.



Şekil 4.13. Elastisite modülüne ait varyasyon katsayısının(COV_E), güvenilirlik indeksi(β) ile ilişkisi

Şekil 4.14’te, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu için güvenilirlik indeksi (β) ve kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c) değişimi grafik olarak verilmiştir. İçsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_ϕ) %6 değeri için rastsal sonlu eleman yöntemi (RFEM) ile yapılan

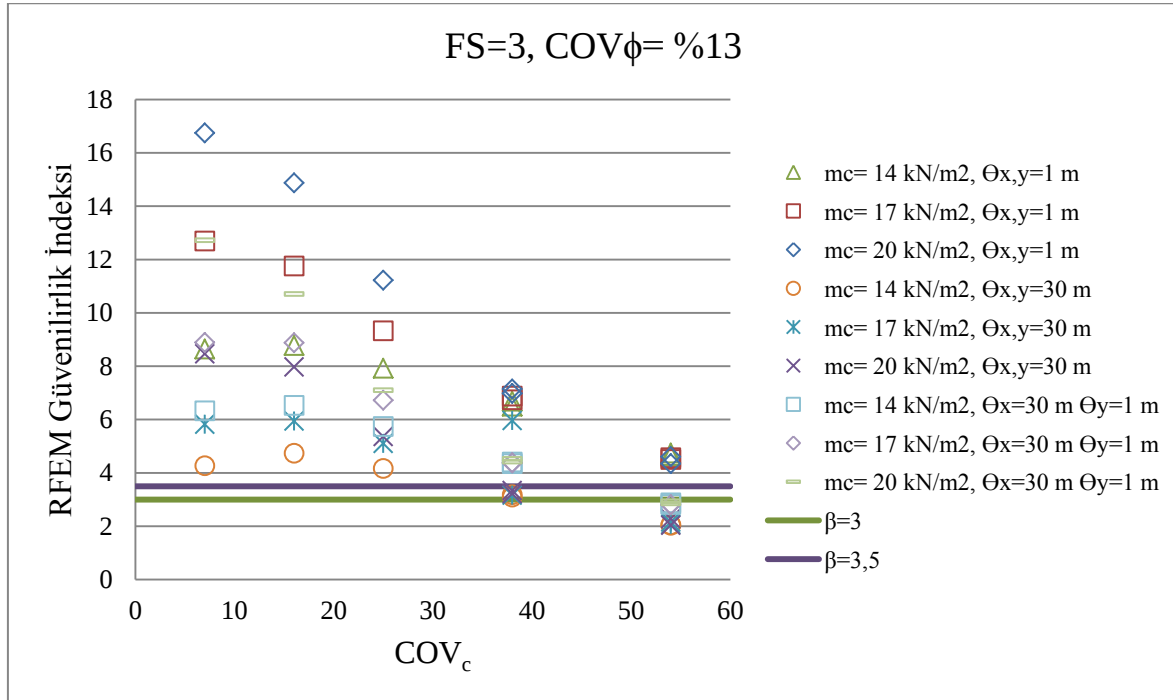
analizler sonucunda kohezyon ortalaması (m_c), kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c), ve mekânsal korelasyon mesafesinin (θ) güvenilirlik indeksi üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Şekil 4.14'te görüldüğü üzere güvenilirlik indeksi (β), kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c) arttıkça azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c) sabitken kohezyon ortalaması (m_c) değeri azaldıkça özellikle kohezyon varyasyon katsayısının (COV_c) düşük değerlerinde azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi (θ) arttıkça azalmaktadır. FS = 3 için güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi (θ) 1 m iken COV_c 'nin tüm değerleri için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığının üstünde iken, korelasyon mesafesi (θ) 30 m için ise COV_c yaklaşık %40 değerini aştığında nihai denge nihai denge sınır durumu için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayarak, kabul edilemez seviyelerde yer almaktadır. Anizotropik ($\theta_x=30$ m, $\theta_y=1$ m) durumda ise izotrop durumlarda ($\theta_{x,y}= 1$ m ve $\theta_{x,y}= 30$ m) elde edilen değerlerin arasında güvenilirlik indeks değerlerine ulaşılmıştır.



Şekil 4.14. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_c değerlerine karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Şekil 4.15'te, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu için güvenilirlik indeksi (β) ve kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c) değişimi grafik olarak verilmiştir. İçsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_ϕ) %13 değeri için rastsal sonlu eleman yöntemi (RFEM) ile yapılan analizler sonucunda kohezyon ortalaması (m_c), kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c), ve mekânsal korelasyon mesafesinin (θ) güvenilirlik indeksi üzerindeki etkisi irdelenmiştir.

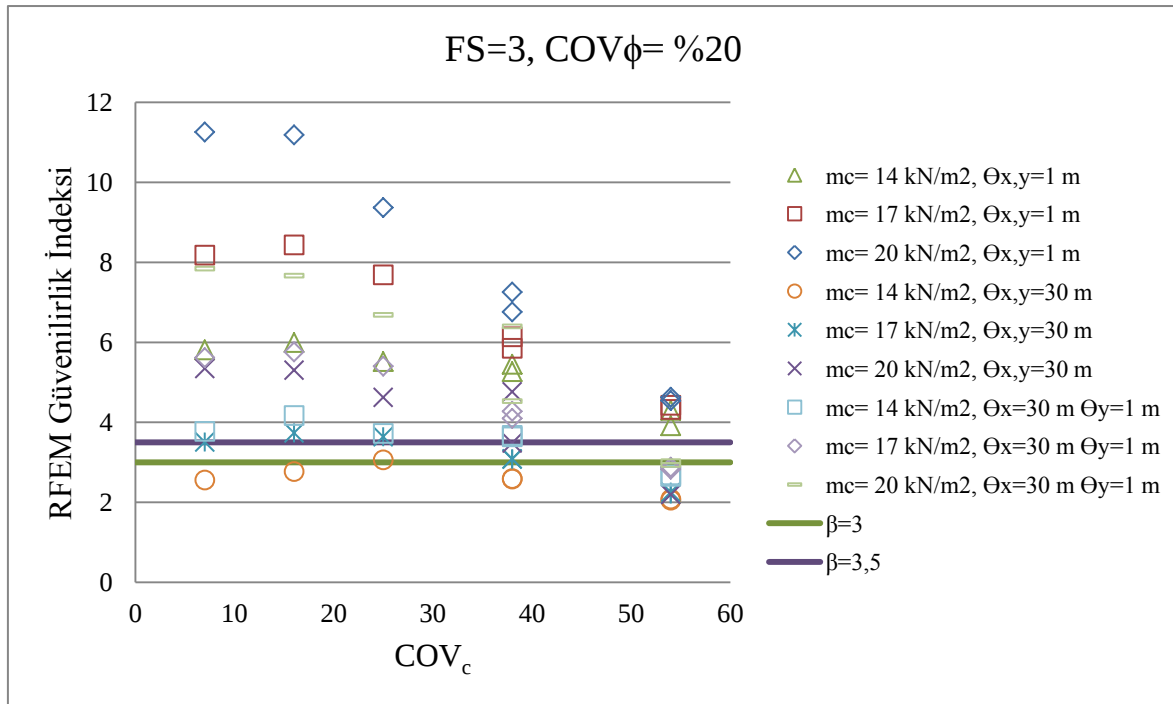
Şekil 4.15'te görüldüğü üzere güvenilirlik indeksi (β), kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c) arttıkça azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c) sabitken kohezyon ortalaması (m_c) değeri azaldıkça, özellikle kohezyon varyasyon katsayısının (COV_c) düşük değerlerinde azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi (θ) arttıkça azalmaktadır. FS = 3 için güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi (θ) 1 m iken COV_c 'nin tüm değerleri için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığının üstünde iken, korelasyon mesafesi (θ) 30 m için ise COV_c yaklaşık %40 değerini aştığında nihai denge sınır durumu için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayarak, kabul edilemez seviyelerde yer almaktadır. Anizotropik ($\theta_x=30$ m, $\theta_y=1$ m) durumda ise izotrop durumlarda ($\theta_{x,y}=1$ m ve $\theta_{x,y}=30$ m) elde edilen değerlerin arasında güvenilirlik indeks değerlerine ulaşılmıştır.



Şekil 4.15. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_c değerlerine karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Şekil 4.16'da, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu için güvenilirlik indeksi (β) ve kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c) değişimi grafik olarak verilmiştir. İçsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_ϕ) %20 değeri için rastsal sonlu eleman yöntemi (RFEM) ile yapılan analizler sonucunda kohezyon ortalaması (m_c), kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c), ve mekânsal korelasyon mesafesinin (θ) güvenilirlik indeksi üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Şekil 4.16'da görüldüğü üzere güvenilirlik indeksi (β), kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c) arttıkça azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), kohezyon varyasyon katsayısı

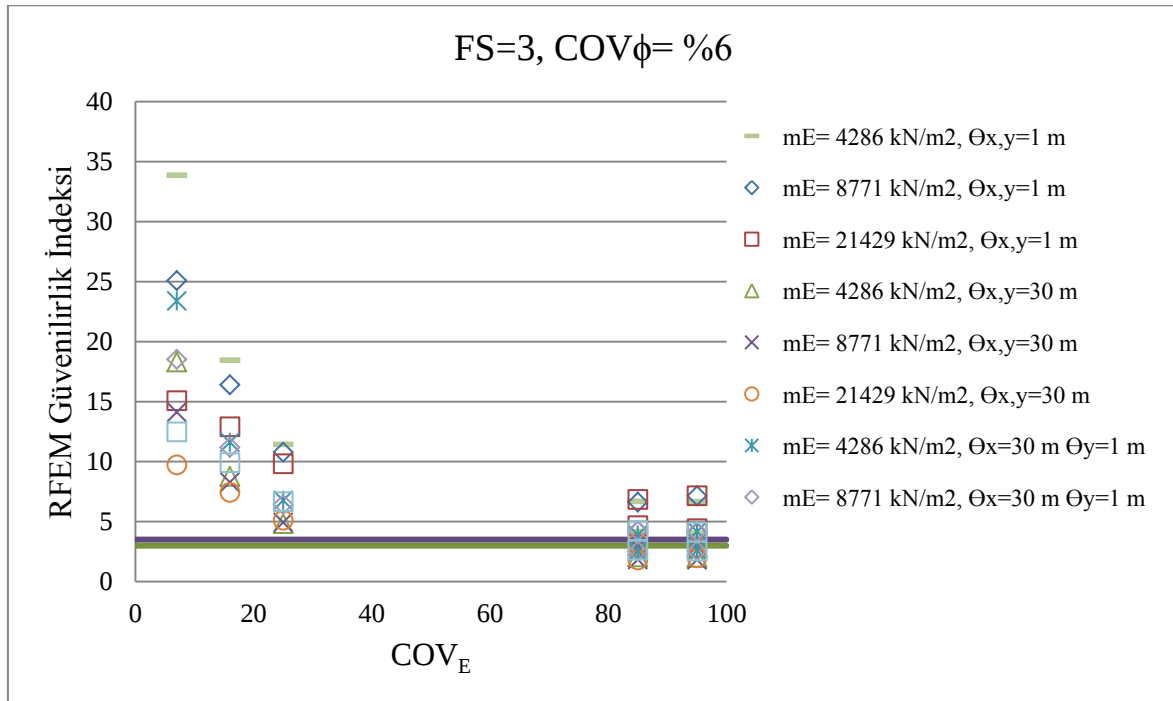
(COV_c) sabitken kohezyon ortalaması (m_c) değeri azaldıkça özellikle kohezyon varyasyon katsayısının (COV_c) düşük değerlerinde azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi (θ) arttıkça azalmaktadır. FS = 3 için güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi (θ) 1 m iken COV_c 'nin tüm değerleri için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığının üstünde iken, korelasyon mesafesi (θ) 30 m için ise $m_c = 14 \text{ kN/m}^2$ ve $\mu_c = 17 \text{ kN/m}^2$ değerlerinin COV_c değerlerinin neredeyse tamamı için ve $m_c = 20 \text{ kN/m}^2$ için COV_c yaklaşık %30 değerini aştığında nihai denge sınır durumu için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayarak, kabul edilemez seviyelerde yer almaktadır. Anizotropik ($\theta_x=30 \text{ m}$, $\theta_y=1 \text{ m}$) durumda ise izotrop durumlarda ($\theta_{x,y}= 1 \text{ m}$ ve $\theta_{x,y}= 30 \text{ m}$) elde edilen değerlerin arasında güvenilirlik indeks değerlerine ulaşılmıştır.



Şekil 4.16. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_c değerlerine karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Şekil 4.17'de, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu için güvenilirlik indeksi (β) ve elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E) değişimi grafik olarak verilmiştir. İçsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_ϕ) %6 değeri için rastsal sonlu eleman yöntemi (RFEM) ile yapılan analizler sonucunda elastisite modülü ortalaması (m_E), elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E), ve mekânsal korelasyon mesafesinin (θ) güvenilirlik indeksi üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Şekil 4.13'te açıkça görüldüğü üzere elastisite varyasyon katsayısının (COV_E) değişimi güvenilirlik sayısı üzerinde oldukça küçük bir etkiye sahiptir. Bu

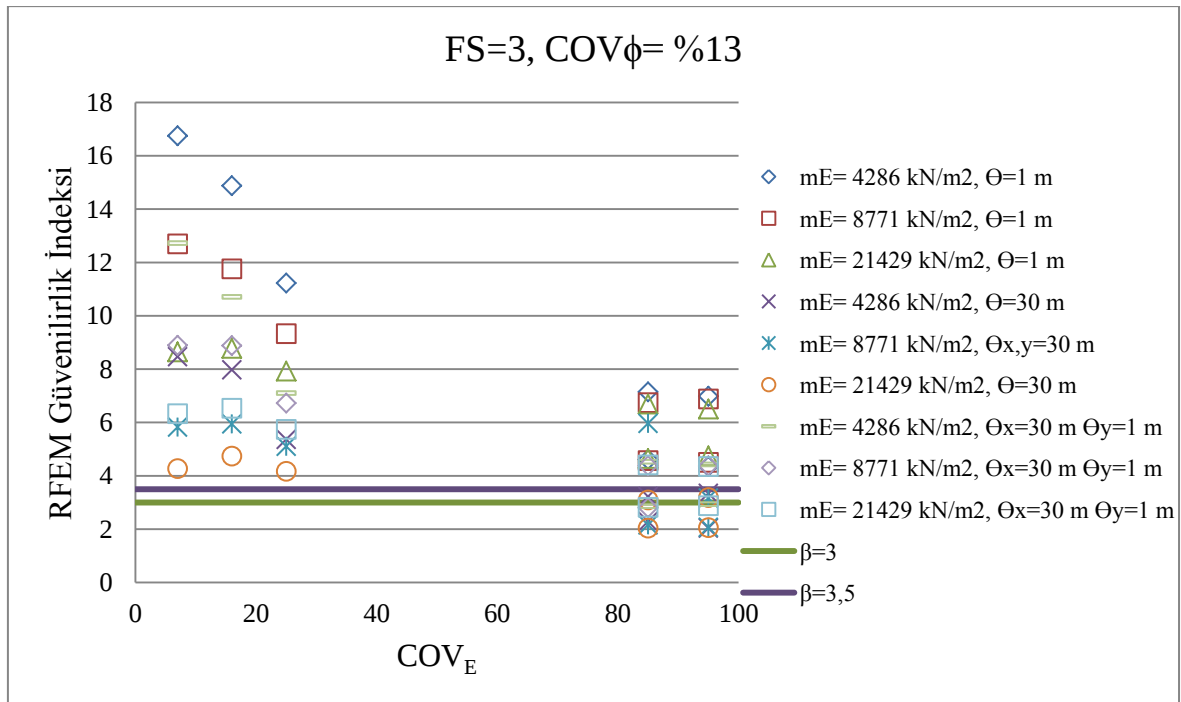
bağlamda analizler sırasında kohezyon ve elastisite modülüne ait varyasyon katsayıları birlikte artırıldığından, yapılacak değerlendirmelerin kohezyon varyasyon katsayısına bağlı olarak geliştiği bilinmelidir. Şekil 4.17’de görüldüğü üzere güvenilirlik indeksi (β), elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E) arttıkça azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E) sabitken drenajsız kayma dayanımı ortalaması (m_E) değeri azaldıkça özellikle elastisite modülü varyasyon katsayısının (COV_E) düşük değerlerinde azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi (θ) arttıkça azalmaktadır. FS = 3 için güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi (θ) 1 m iken COV_E ’nin tüm değerleri için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığının üstünde iken, korelasyon mesafesi (θ) 30 m için ise COV_E yaklaşık %40 değerini aştığında nihai denge sınır durumu için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayarak, kabul edilemez seviyelerde yer almaktadır. Anizotropik ($\theta_x=30$ m, $\theta_y=1$ m) durumda ise izotrop durumlarda ($\theta_{x,y}=1$ m ve $\theta_{x,y}=30$ m) elde edilen değerlerin arasında güvenilirlik indeks değerlerine ulaşılmıştır.



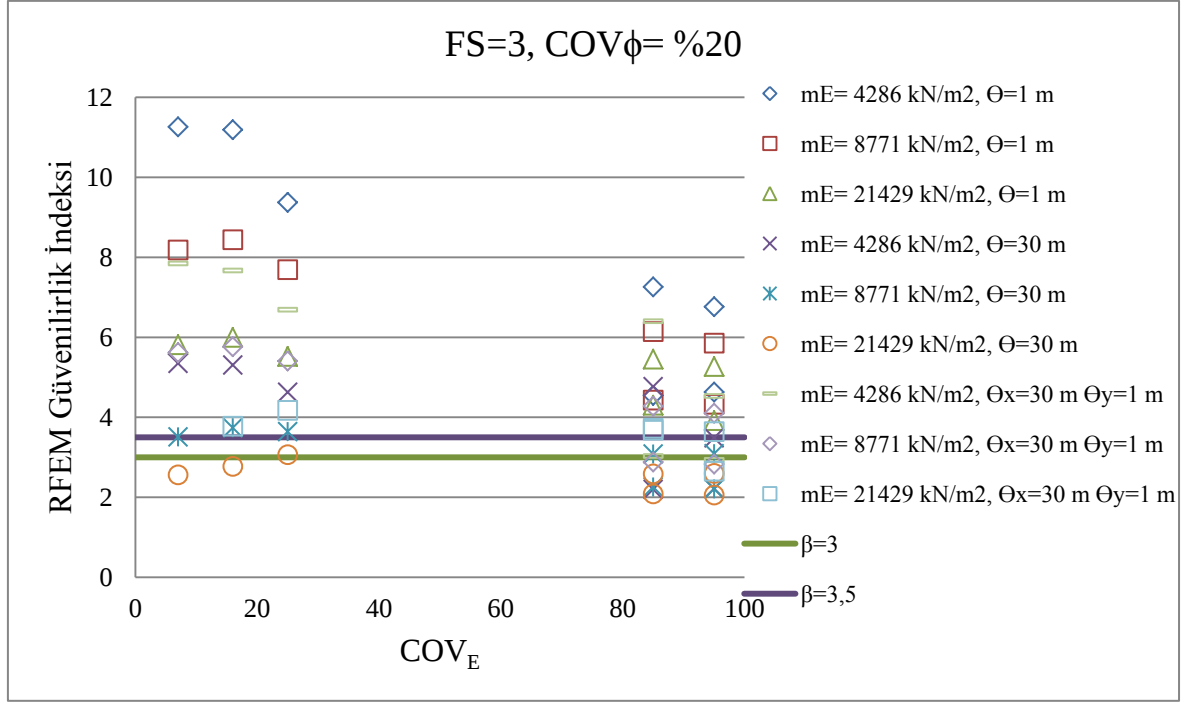
Şekil 4.17. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_E değerlerine karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Şekil 4.18’de, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu için güvenilirlik indeksi (β) ve elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E) değişimi grafik olarak verilmiştir. İçsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_ϕ) %13 değeri için rastsal sonlu eleman yöntemi (RFEM) ile

yapılan analizler sonucunda elastisite modülü ortalaması (m_E), elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E), ve mekânsal korelasyon mesafesinin (θ) güvenilirlik indeksi üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Şekil 4.13'te açıkça görüldüğü üzere elastisite modülü varyasyon katsayısının (COV_E) değişimi güvenilirlik sayısı üzerinde oldukça küçük bir etkiye sahiptir. Bu bağlamda analizler sırasında kohezyon ve elastisite modülüne ait varyasyon katsayıları birlikte arttırıldığından, yapılacak değerlendirmelerin kohezyon varyasyon katsayısına bağlı olarak geliştiği bilinmelidir. Şekil 4.18'de görüldüğü üzere güvenilirlik indeksi (β), elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E) arttıkça genel olarak azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E) sabitken drenajsız kayma dayanımı ortalaması (m_E) değeri azaldıkça özellikle elastisite modülü varyasyon katsayısının (COV_E) düşük değerlerinde azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi(θ) arttıkça azalmaktadır. FS = 3 için güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi(θ) 1 m iken COV_E 'nin tüm değerleri için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığının üstünde iken, korelasyon mesafesi(θ) 30 m için ise COV_E yaklaşık %40 değerini aştığında nihai denge sınır durumu için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayarak, kabul edilemez seviyelerde yer almaktadır. Anizotropik ($\theta_x=30$ m, $\theta_y=1$ m) durumda ise izotrop durumlarda ($\theta_{x,y}= 1$ m ve $\theta_{x,y}= 30$ m) elde edilen değerlerin arasında güvenilirlik indeks değerlerine ulaşılmıştır.



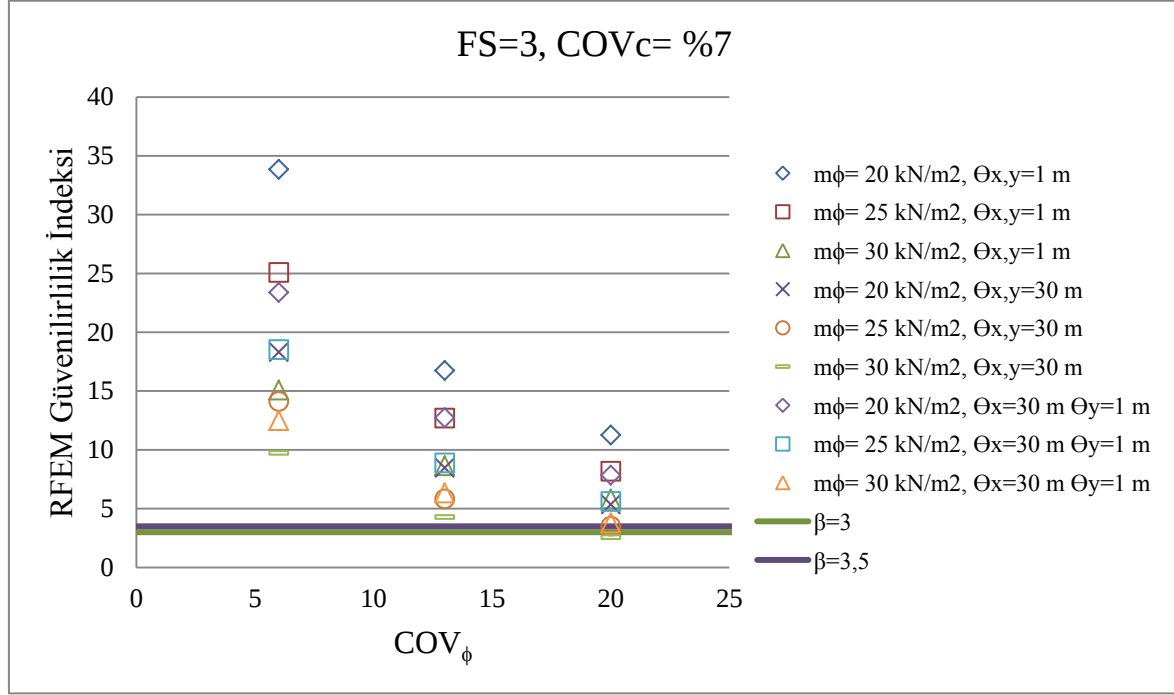
Şekil 4.18. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_E değerlerine karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)



Şekil 4.19. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_E değerlerine karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Şekil 4.19'da, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu için güvenilirlik indeksi (β) ve elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E) değişimi grafik olarak verilmiştir. İçsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_ϕ) %20 değeri için rastsal sonlu eleman yöntemi (RFEM) ile yapılan analizler sonucunda elastisite modülü ortalaması (m_E), elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E), ve mekânsal korelasyon mesafesinin (θ) güvenilirlik indeksi üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Şekil 4.13'te açıkça görüldüğü üzere elastisite modülü varyasyon katsayısının (COV_E) değişimi güvenilirlik sayısı üzerinde oldukça küçük bir etkiye sahiptir. Bu bağlamda analizler sırasında kohezyon ve elastisite modülüne ait varyasyon katsayıları birlikte arttırıldığından, yapılacak değerlendirmelerin kohezyon varyasyon katsayısına bağlı olarak geliştiği bilinmelidir. Şekil 4.19'da görüldüğü üzere güvenilirlik indeksi (β), elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E) arttıkça genel olarak azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), elastisite modülü varyasyon katsayısı (COV_E) sabitken drenajsız kayma dayanımı ortalaması (m_E) değeri azaldıkça özellikle elastisite modülü varyasyon katsayısının (COV_E) düşük değerlerinde azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi(θ) arttıkça azalmaktadır. FS = 3 için Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi(θ) 1 m iken COV_E 'nin tüm değerleri için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığının üstünde iken, korelasyon mesafesi(θ) 30 m için ise $m_E = 8771 \text{ kN/m}^2$ ve $m_E = 21429 \text{ kN/m}^2$ değerlerinin COV_c değerlerinin neredeyse

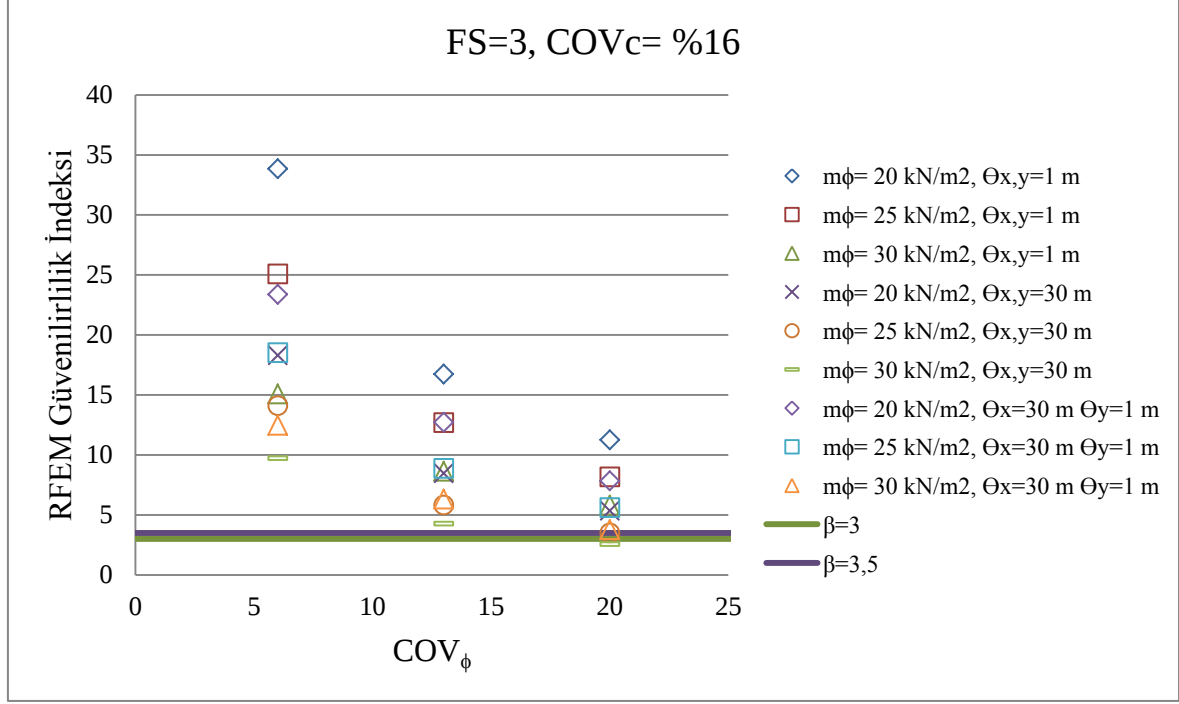
tamamı için ve $m_c = 4286 \text{ kN/m}^2$ için COV_c yaklaşık %30 değerini aştığında nihai denge sınır durumu için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayarak, kabul edilemez seviyelerde yer almaktadır. Anizotropik ($\theta_x=30 \text{ m}$, $\theta_y=1 \text{ m}$) durumda ise izotrop durumlarda ($\theta_{x,y}= 1 \text{ m}$ ve $\theta_{x,y}= 30 \text{ m}$) elde edilen değerlerin arasında güvenilirlik indeks değerlerine ulaşmıştır.



Şekil 4.20. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_ϕ değerlerine karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Şekil 4.20’de, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu için güvenilirlik indeksi (β) ve içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_ϕ) değişimi grafik olarak verilmiştir. Kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c) %7 değeri için rastsal sonlu eleman yöntemi (RFEM) ile yapılan analizler sonucunda içsel sürtünme açısı ortalaması (m_ϕ), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_ϕ), ve mekânsal korelasyon mesafesinin (θ) güvenilirlik indeksi üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Şekil 4.20’de görüldüğü üzere güvenilirlik indeksi (β), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_ϕ) arttıkça azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_ϕ) sabitken içsel sürtünme açısı ortalaması (m_ϕ) değerinden arttıkça azalmaktadır. Burada her bir analiz seti için seçilen içsel sürtünme açısı ve kohezyon değerinin korelasyonuna dikkat edilmelidir. Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi(θ) arttıkça azalmaktadır. FS = 3 için Güvenilirlik indeksi (β), korelasyon mesafesi(θ) 1 m ve 30 m iken COV_ϕ ’nin tüm değerleri için önerilen $\beta = 3,0 -$

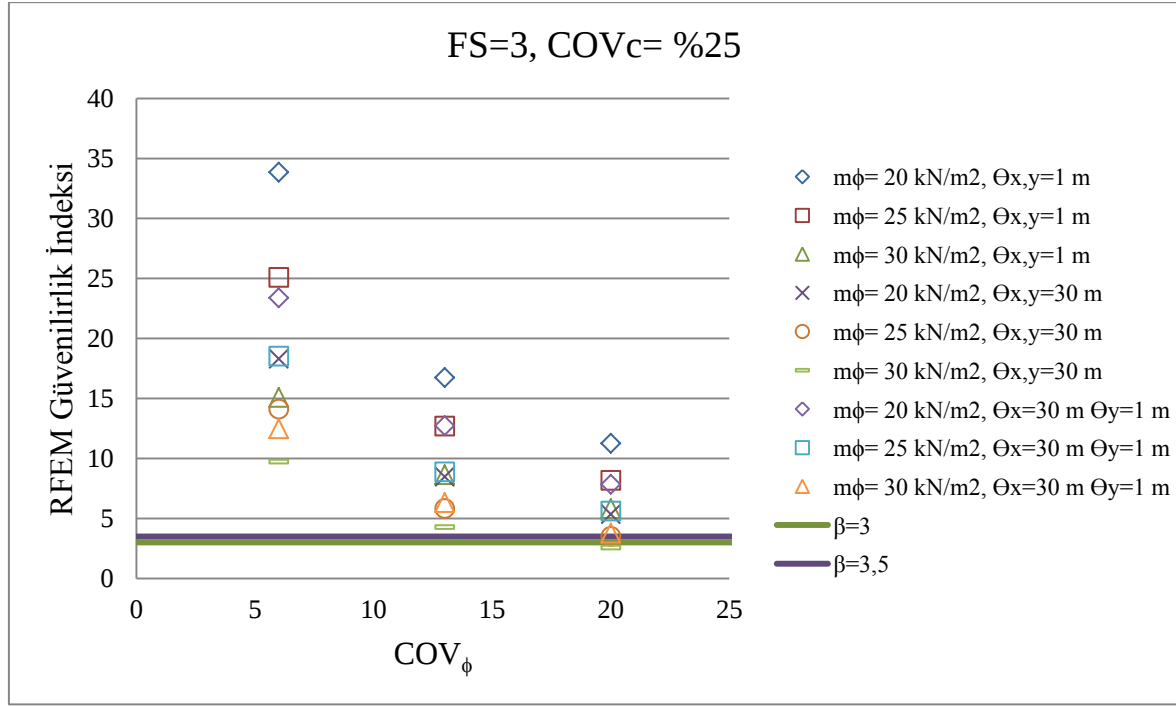
3,5 aralığının üstündedir. Anizotropik ($\theta_x=30$ m, $\theta_y=1$ m) durumda ise izotrop durumlarda ($\theta_{x,y}= 1$ m ve $\theta_{x,y}= 30$ m) elde edilen değerlerin arasında güvenilirlik indeks değerlerine ulaşmıştır.



Şekil 4.21. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_φ değerlerine karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Şekil 4.21’de, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu için güvenilirlik indeksi (β) ve içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_φ) değişimi grafik olarak verilmiştir. Kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c) %16 değeri için rastsal sonlu eleman yöntemi (RFEM) ile yapılan analizler sonucunda içsel sürtünme açısı ortalaması (m_ϕ), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_φ), ve mekânsal korelasyon mesafesinin(θ) güvenilirlik indeksi üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Şekil 4.21’de görüldüğü üzere güvenilirlik indeksi (β), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_φ) arttıkça azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_φ) sabitken içsel sürtünme açısı ortalaması (m_ϕ) değerinden arttıkça azalmaktadır. Burada her bir analiz seti için seçilen içsel sürtünme açısı ve kohezyon değerinin korelasyonuna dikkat edilmelidir. Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi(θ) arttıkça azalmaktadır. FS = 3 için Güvenilirlik indeksi (β), korelasyon mesafesi(θ) 1 m ve 30 m iken COV_φ’nin tüm değerleri için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığının üstündedir. Anizotropik ($\theta_x=30$ m, $\theta_y=1$ m) durumda ise izotrop

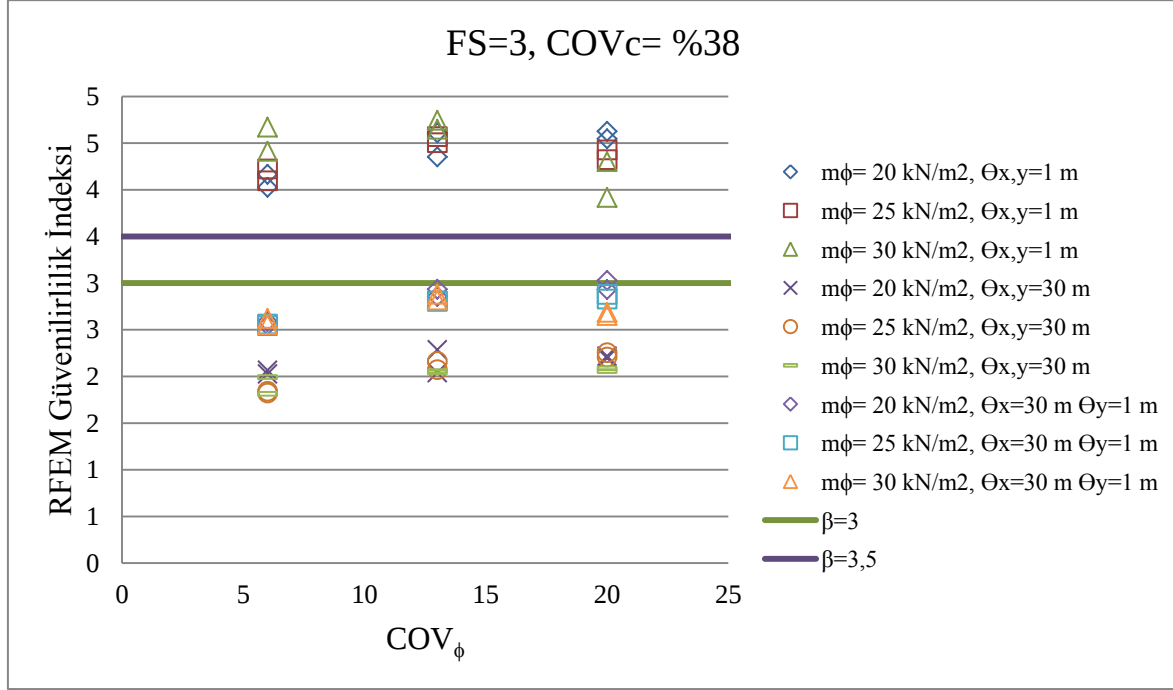
durumlarda ($\theta_{x,y} = 1$ m ve $\theta_{x,y} = 30$ m) elde edilen değerlerin arasında güvenilirlik indeks değerlerine ulaşılmıştır.



Şekil 4.22. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_φ değerlerine karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Şekil 4.22’de, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu için güvenilirlik indeksi (β) ve içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_φ) değişimi grafik olarak verilmiştir. Kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c) %25 değeri için rastsal sonlu eleman yöntemi (RFEM) ile yapılan analizler sonucunda içsel sürtünme açısı ortalaması (m_ϕ), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_φ), ve mekânsal korelasyon mesafesinin(θ) güvenilirlik indeksi üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Şekil 4.22’de görüldüğü üzere güvenilirlik indeksi (β), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_φ) arttıkça azalmaktadır. Güvenilirlik indeksi (β), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_φ) sabitken içsel sürtünme açısı ortalaması (m_ϕ) değerinden arttıkça azalmaktadır. Burada her bir analiz seti için seçilen içsel sürtünme açısı ve kohezyon değerinin korelasyonuna dikkat edilmelidir. Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi(θ) arttıkça azalmaktadır. FS = 3 için Güvenilirlik indeksi (β), korelasyon mesafesi(θ) 1 m ve 30 m iken COV_φ’nin tüm değerleri için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığının üstündedir. Anizotropik ($\theta_x=30$ m, $\theta_y=1$ m) durumda ise izotrop

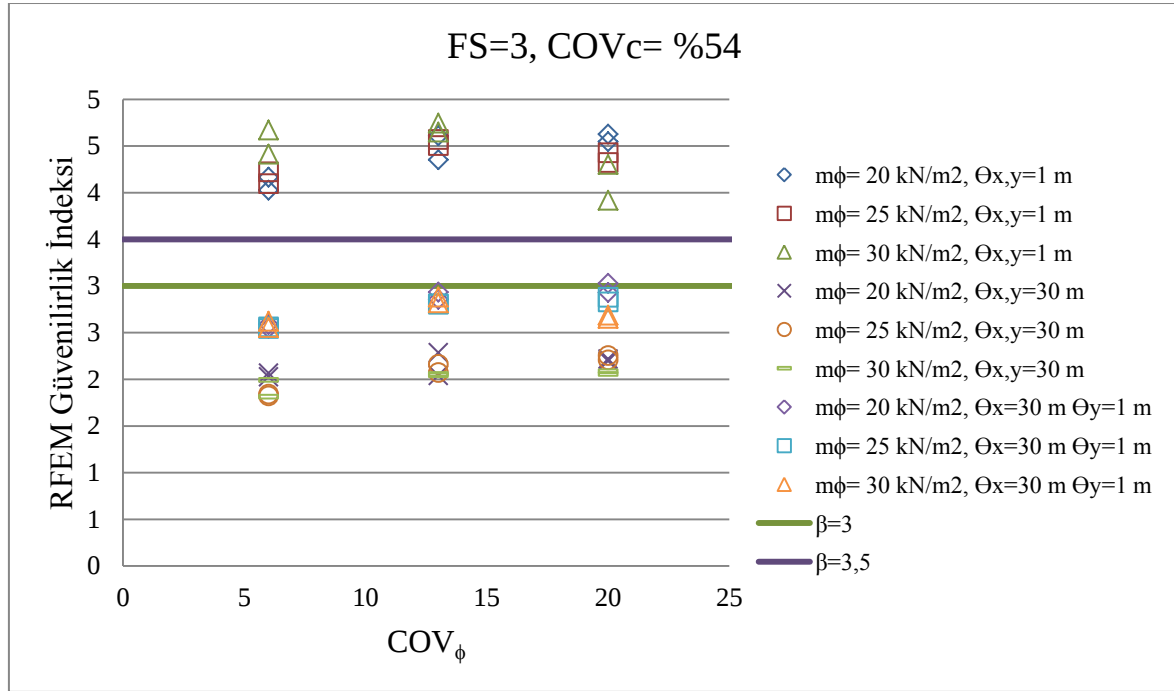
durumlarda ($\theta_{x,y} = 1$ m ve $\theta_{x,y} = 30$ m) elde edilen değerlerin arasında güvenilirlik indeks değerlerine ulaşılmıştır.



Şekil 4.23. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_{ϕ} değerlerine karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Şekil 4.23'te, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu için güvenilirlik indeksi (β) ve içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_{ϕ}) değişimi grafik olarak verilmiştir. Kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c) %38 değeri için rastsal sonlu eleman yöntemi (RFEM) ile yapılan analizler sonucunda içsel sürtünme açısı ortalaması (m_{ϕ}), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_{ϕ}), ve mekânsal korelasyon mesafesinin(θ) güvenilirlik indeksi üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Şekil 4.23'te görüldüğü üzere güvenilirlik indeksi (β), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_{ϕ}) arttıkça küçük değişimler göstermektedir. Güvenilirlik indeksi (β), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_{ϕ}) sabitken içsel sürtünme açısı ortalaması (m_{ϕ}) değerinden bağlı olarak oldukça küçük değişimler göstermektedir. Burada her bir analiz seti için seçilen içsel sürtünme açısı ve kohezyon değerinin korelasyonuna dikkat edilmelidir. Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi(θ) arttıkça azalmaktadır. FS = 3 için Güvenilirlik indeksi (β), korelasyon mesafesi(θ) 1 m iken COV_{ϕ} 'nin tüm değerleri için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığının üstünde iken, korelasyon mesafesi(θ) 30 m için ise COV_{ϕ} 'nin tüm değerleri için nihai denge sınır durumu için

önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayarak, kabul edilemez seviyelerde yer almaktadır. Anizotropik ($\theta_x=30$ m, $\theta_y=1$ m) durumda ise izotrop durumlarda ($\theta_{x,y}=1$ m ve $\theta_{x,y}=30$ m) elde edilen değerlerin arasında güvenilirlik indeks değerlerine ulaşmıştır.



Şekil 4.24. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu COV_φ değerlerine karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Şekil 4.24'te, $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu için güvenilirlik indeksi (β) ve içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_φ) değişimi grafik olarak verilmiştir. Kohezyon varyasyon katsayısı (COV_c) %54 değeri için rastsal sonlu eleman yöntemi (RFEM) ile yapılan analizler sonucunda içsel sürtünme açısı ortalaması (m_ϕ), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_φ), ve mekânsal korelasyon mesafesinin(θ) güvenilirlik indeksi üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Şekil 4.24'te görüldüğü üzere güvenilirlik indeksi (β), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_φ) arttıkça küçük değişimler göstermektedir. Güvenilirlik indeksi (β), içsel sürtünme açısı varyasyon katsayısı (COV_φ) sabitken içsel sürtünme açısı ortalaması (m_ϕ) değerinden bağlı olarak oldukça küçük değişimler göstermektedir. Burada her bir analiz seti için seçilen içsel sürtünme açısı ve kohezyon değerinin korelasyonuna dikkat edilmelidir. Güvenilirlik indeksi (β), mekânsal korelasyon mesafesi(θ) arttıkça azalmaktadır. FS = 3 için Güvenilirlik indeksi (β), korelasyon mesafesi(θ) 1 m iken COV_φ'nin tüm değerleri için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığının üstünde iken, korelasyon

mesafesi(θ) 30 m için ise COV_{ϕ} 'nin tüm değerleri için nihai denge sınır durumu için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayarak, kabul edilemez seviyelerde yer almaktadır. Anizotropik ($\theta_x=30$ m, $\theta_y=1$ m) durumda ise izotrop durumlarda ($\theta_{x,y}= 1$ m ve $\theta_{x,y}= 30$ m) elde edilen değerlerin arasında güvenilirlik indeks değerlerine ulaşılmıştır.

Rastsal sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar ile güvenilirlik indeksinin rastsal parametrelere ait varyasyon katsayısı, ortalama değeri ve kullanılan korelasyon mesafesinin ilişkisi incelenmiştir.

Drenajsız durum için, COV_{cu} arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_{cu} 'nin değişimi güvenilirlik indeksinde önemli bir değişime sebep olmamaktadır. Şekil 4.13'te açıkça görüldüğü üzere COV_E 'nin değişimi güvenilirlik sayısı üzerinde oldukça küçük bir etkiye sahiptir. Bu bağlamda analizler sırasında kohezyon ve elastisite modülüne ait varyasyon katsayıları birlikte arttırıldığından, yapılacak değerlendirmelerin kohezyon varyasyon katsayısına bağlı olarak geliştiği bilinmelidir. COV_E arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_E 'nin değişimi güvenilirlik indeksinde önemli bir değişime sebep olmamaktadır. Analizlerde kullanılan korelasyon mesafesi her iki yön için de arttıkça güvenilirlik indeks değerleri azalmaktadır.

Drenajlı durum için, COV_c arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_c 'nin artmasıyla güvenilirlik indeksi özellikle düşük COV_c değerleri için genellikle bir miktar artmaktadır. Şekil 4.13'te açıkça görüldüğü üzere COV_E 'nin değişimi güvenilirlik sayısı üzerinde oldukça küçük bir etkiye sahiptir. Bu bağlamda analizler sırasında kohezyon ve elastisite modülüne ait varyasyon katsayıları birlikte arttırıldığından, yapılacak değerlendirmelerin kohezyon varyasyon katsayısına bağlı olarak geliştiği bilinmelidir. COV_E arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_E 'nin artmasıyla güvenilirlik indeksin özellikle düşük COV_c değerleri için genellikle bir miktar azalmaktadır. COV_{ϕ} arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_{ϕ} 'nin artmasıyla güvenilirlik indeksi özellikle düşük COV_c değerleri için genellikle bir miktar azalmaktadır. Analizlerde kullanılan korelasyon mesafesi her iki yön için de arttıkça güvenilirlik indeks değerleri azalmaktadır.

4.4. Rastsal Sonlu Eleman Yöntemi (RFEM) Verilerinin Deterministik Sonlu Eleman Yöntemi ile Karşılaştırılması

Çizelge 4.4 ve Çizelge 4.5'te sunulan ortalama ve varyasyon katsayıları ile rastsal sonlu eleman yöntemi temelli Mrbear2D programı ile taşıma gücü ve standart sapma değerleri elde edilmiştir. Yine Mrbear2D programına tüm parametrelerin ortalama değerleri ile girilmesi sonucunda elde edilen deterministik sonlu eleman analizlerine ait sonuçlar da Çizelge 4.8 ve 4.9'da toplu olarak sunulmuştur. Drenajsız ve drenajlı durumlara ait rastsal ve deterministik sonlu eleman yöntemlerine ait taşıma gücü değerleri grafik olarak Şekil 4.25 ve Şekil 4.26'da sunulmuştur.

Şekil 4.27'de Mrbear2D programı ile elde edilen deterministik analiz sonucu deforme olmuş sonlu eleman ağı sunulmaktadır. Şekil 4.27'de Parametrelerin deterministik değerleri ile ele alınmasının sonucu olarak sonlu elemanların her birinin aynı renk kodu ile aynı dayanım özelliklerine sahip olduğu vurgulanmaktadır. Benzer şekilde oldukça yaygın olarak kullanılan sonlu eleman analiz programı PLAXIS 2D ve aynı parametreler ile deterministik sonlu eleman analizi ile Şekil 4.28'de sunulmuştur. Şekil 4.27 ve Şekil 4.28'de sunulan deforme olmuş sonlu eleman ağları incelendiğinde, rastsal sonlu eleman analiz sonucunda elde edilen deforme olmuş sonlu eleman ağlarından farklı olarak deformasyonlar homojen zemin özellikleri sebebiyle simetrik gelişmiştir. Rastsal sonlu eleman yöntemi korelasyon mesafesi ile birlikte rastsal parametrelere sahip her bir elemanı ile deterministik sonlu eleman yöntemine göre daha gerçekçi bir yaklaşım sunmaktadır.

Çizelge 4.8. (devam) Drenajsız durum rastsal ve deterministik sonlu eleman analizleri ile elde edilen taşıma gücü değerleri

Analiz No	Rastsal Sonlu Eleman Analizi						Deterministik Sonlu Eleman Analizi
	$\theta_x = \theta_y = 1 \text{ m}$		$\theta_x = \theta_y = 30 \text{ m}$		$\theta_x = 30; \theta_y = 1 \text{ m}$		
	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	q_u (kN/m2)
1	49	2	50	3	50	3	51
2	48	4	50	8	49	6	51
3	47	6	50	12	48	9	51
4	44	8	47	16	44	12	51
5	44	8	47	17	45	12	51
6	40	11	46	23	42	15	51
7	41	10	46	23	41	15	51

Çizelge 4.8. (devam) Drenajsız durum rastsal ve deterministik sonlu eleman analizleri ile elde edilen taşıma gücü değerleri

Analiz No	Rastsal Sonlu Eleman Analizi						Deterministik Sonlu Eleman Analizi
	$\theta_x = \theta_y = 1 \text{ m}$		$\theta_x = \theta_y = 30 \text{ m}$		$\theta_x = 30; \theta_y = 1 \text{ m}$		
	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	q_u (kN/m2)
8	97	3	100	7	100	5	101
9	96	8	100	15	98	12	101
10	93	12	98	24	95	18	101
11	87	16	93	33	91	25	101
12	87	16	94	33	87	23	101
13	80	20	89	44	82	30	101
14	80	21	89	44	83	30	101
15	243	8	252	17	250	14	253
16	241	20	248	39	246	31	253
17	231	30	247	60	238	45	253
18	217	41	232	83	223	60	253
19	218	40	234	81	222	61	253
20	203	52	226	111	208	76	253
21	198	52	234	124	212	83	253

Çizelge 4.9. Drenajlı durum rastsal ve deterministik sonlu eleman analizleri ile elde edilen taşıma gücü değerleri

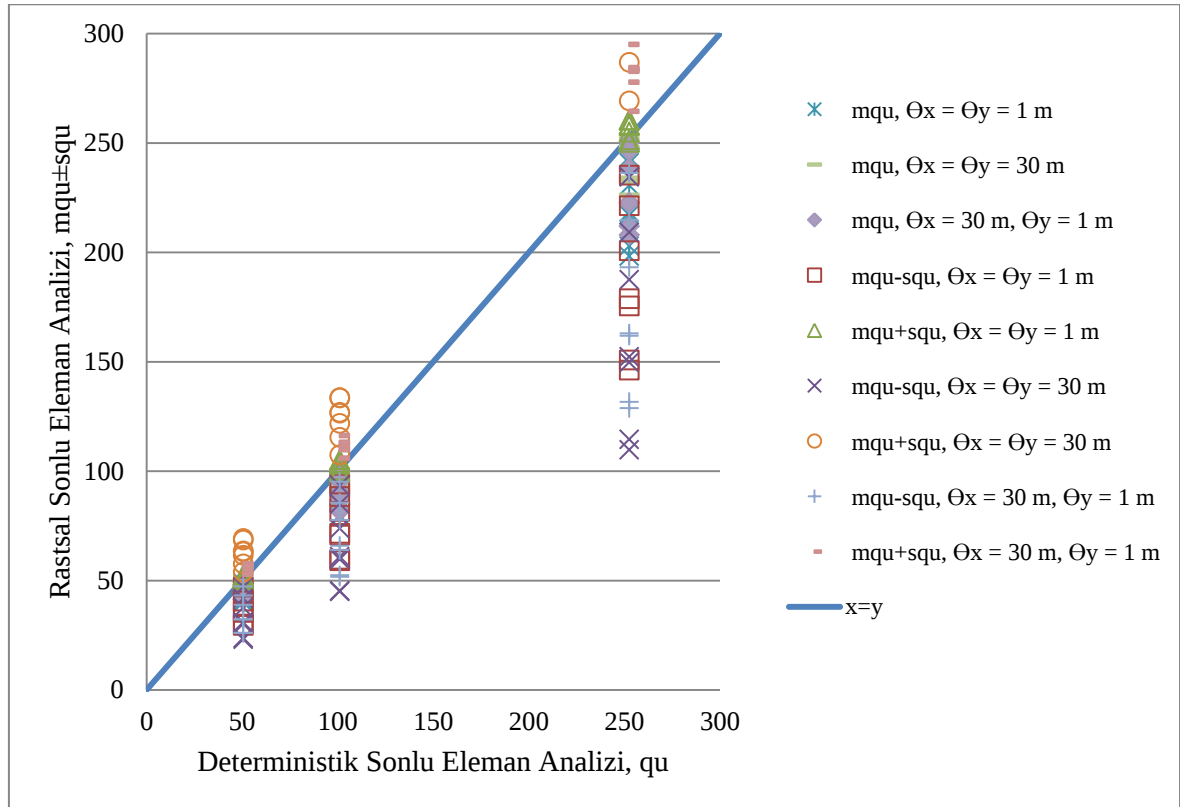
Analiz No	Rastsal Sonlu Eleman Analizi						Deterministik Sonlu Eleman Analizi
	$\theta x = \theta y = 1 \text{ m}$		$\theta x = \theta y = 30 \text{ m}$		$\theta x = 30; \theta y = 1 \text{ m}$		
	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	q_u (kN/m2)
1	285	9	289	17	287	13	291
2	275	15	283	34	279	25	291
3	262	22	275	58	269	40	291
4	242	32	260	82	250	59	291
5	243	33	257	83	249	54	291
6	221	42	249	106	226	71	291
7	216	41	257	115	233	74	291
8	280	17	290	37	283	23	291
9	274	19	285	38	277	27	291
10	262	23	274	52	268	37	291
11	244	31	258	75	250	51	291
12	245	32	259	73	249	51	291
13	222	39	252	99	230	66	291
14	221	40	245	104	234	67	291
15	274	25	292	59	276	36	291

Çizelge 4.9. (devam) Drenajlı durum rastsal ve deterministik sonlu eleman analizleri ile elde edilen taşıma gücü değerleri

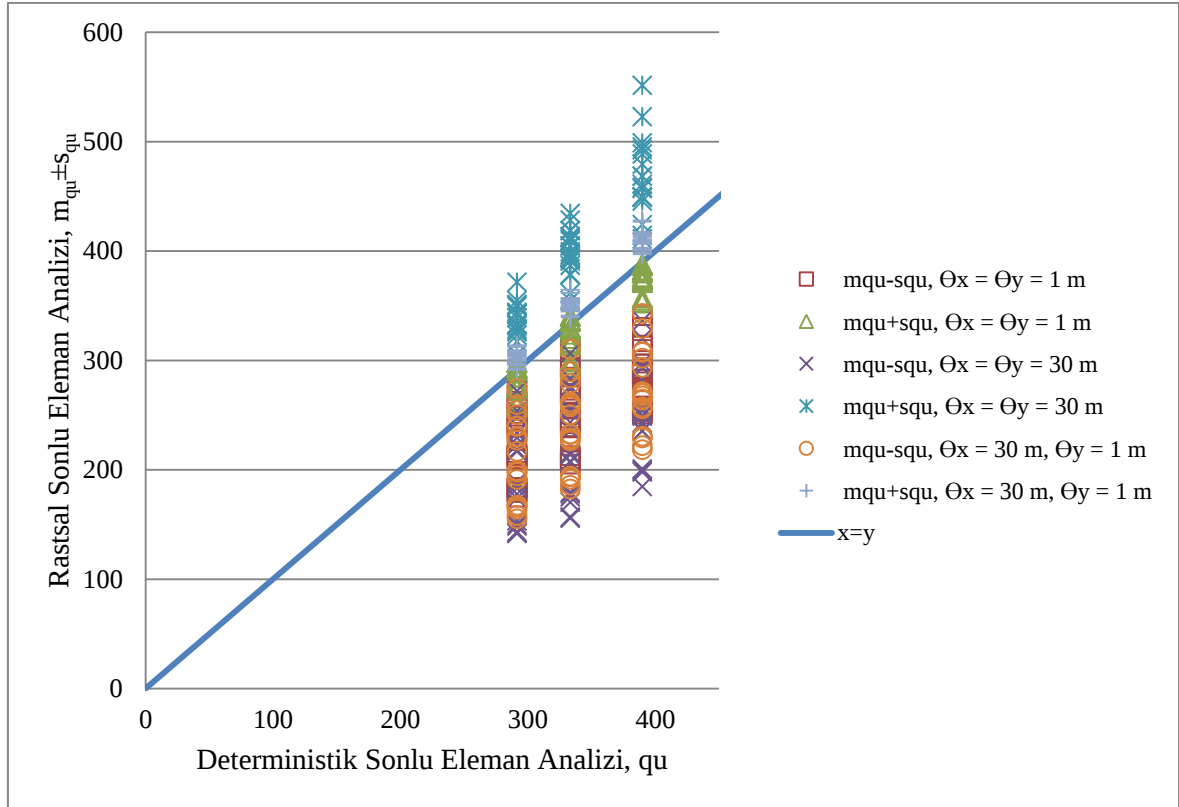
Analiz No	Rastsal Sonlu Eleman Analizi						Deterministik Sonlu Eleman Analizi
	$\theta x = \theta y = 1 \text{ m}$		$\theta x = \theta y = 30 \text{ m}$		$\theta x = 30; \theta y = 1 \text{ m}$		
	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	q_u (kN/m2)
16	269	24	286	57	277	37	291
17	261	27	280	62	266	39	291
18	247	31	275	58	254	37	291
19	242	32	259	70	249	50	291
20	223	39	246	98	230	63	291
21	222	39	251	100	230	65	291
22	324	13	330	24	328	18	333
23	312	18	322	39	318	28	333
24	298	26	316	63	305	45	333
25	278	36	300	93	288	60	333
26	282	34	302	95	287	61	333
27	254	45	288	131	262	79	333
28	251	46	287	131	271	85	333
29	316	24	336	60	320	36	333
30	310	25	334	58	313	34	333
31	298	30	317	61	305	43	333
32	279	35	330	57	293	60	333
33	279	35	303	88	292	60	333
34	256	43	293	118	274	80	333
35	252	42	290	119	273	79	333
36	305	35	336	98	311	53	333
37	303	34	336	93	310	52	333
38	294	35	325	89	303	52	333
39	278	39	306	93	289	60	333
40	279	41	310	95	293	64	333
41	253	43	292	112	269	75	333
42	255	45	295	117	265	74	333
43	364	23	373	37	372	29	390
44	356	26	367	47	364	35	390
45	340	31	359	65	350	48	390
46	334	42	351	98	339	69	390
47	333	40	350	107	339	71	390
48	304	50	332	147	317	95	390
49	303	52	345	147	313	95	390
50	351	37	381	88	361	53	390
51	350	36	374	76	359	51	390
52	337	37	364	82	348	55	390

Çizelge 4.9. (devam) Drenajlı durum rastsal ve deterministik sonlu eleman analizleri ile elde edilen taşıma gücü değerleri

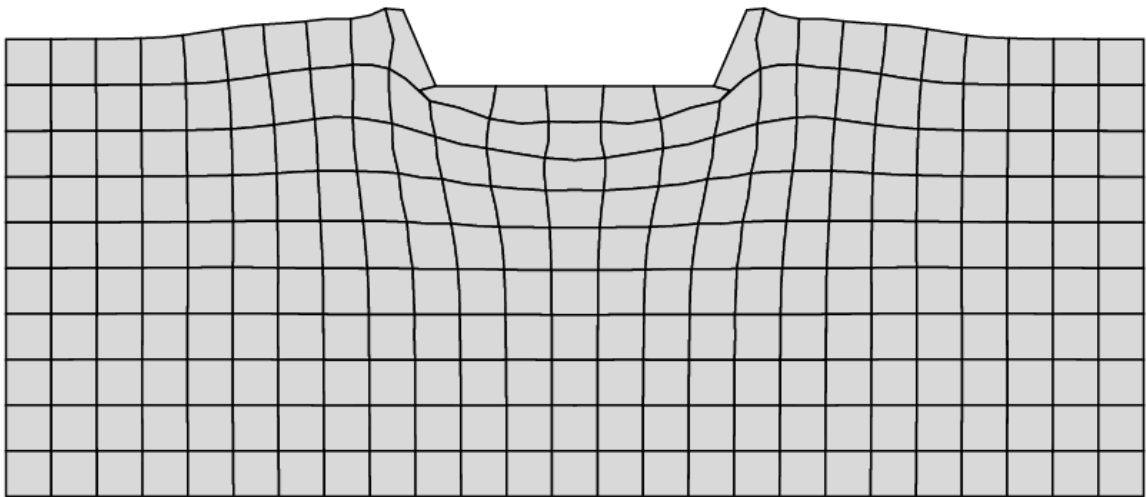
Analiz No	Rastsal Sonlu Eleman Analizi						Deterministik Sonlu Eleman Analizi
	$\theta x = \theta y = 1 \text{ m}$		$\theta x = \theta y = 30 \text{ m}$		$\theta x = 30; \theta y = 1 \text{ m}$		
	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	m_{qu} (kN/m ²)	s_{qu} (kN/m ²)	q_u (kN/m2)
53	331	42	349	100	336	65	390
54	335	45	356	102	336	67	390
55	303	49	330	131	319	90	390
56	307	50	335	134	319	88	390
57	338	50	396	155	346	81	390
58	338	49	386	137	344	73	390
59	332	51	373	116	346	82	390
60	325	50	367	132	336	79	390
61	325	51	365	130	332	76	390



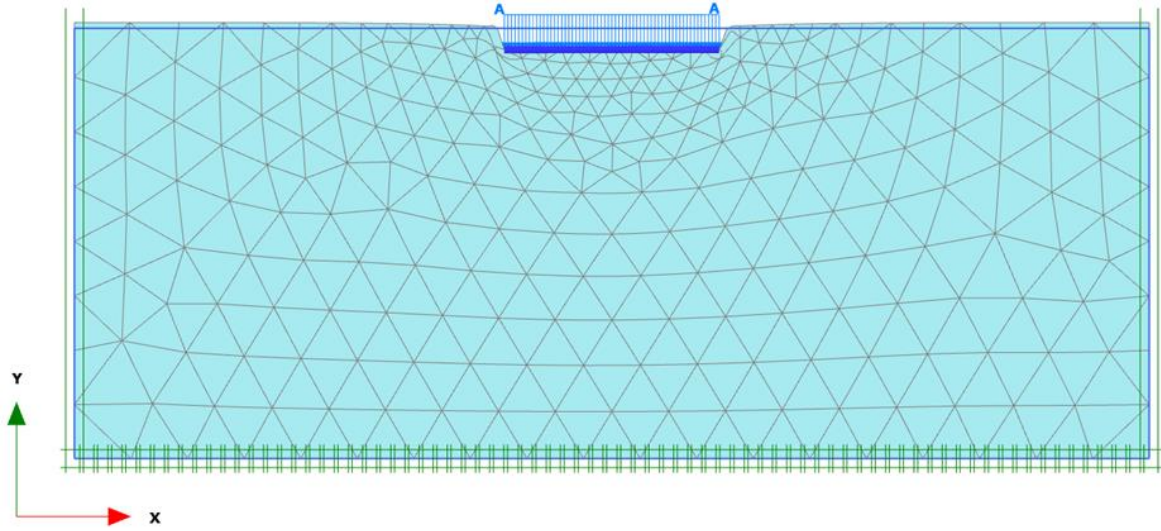
Şekil 4.25. Drenajsız durum rastsal ve deterministik sonlu eleman analiz sonuçlarında elde edilen taşıma gücü değerlerinin karşılaştırılması



Şekil 4.26. Drenajlı durum rastsal ve deterministik sonlu eleman analiz sonuçlarında elde edilen taşıma gücü değerlerinin karşılaştırılması



Şekil 4.27. Analiz no 1 için Mrbear deterministik sonlu eleman analizi sonucunda deforme olmuş sonlu eleman ağı



Şekil 4.28. Analiz no 1 için PLAXIS 2D deterministik sonlu eleman analizi sonucunda deforme olmuş sonlu eleman ağı

4.5. Rastsal Sonlu Eleman Yöntemi (RFEM) Verilerinin @RISK ile Karşılaştırılması

Rastsal Sonlu Eleman Yöntemi (RFEM) temelli bilgisayar yazılımı Mrbear2D ile elde edilen sonuçlar geleneksel Monte Carlo Simülasyonu tabanlı olasılıksal analiz programı @RISK ile elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. @RISK Monte Carlo Simülasyonu bazlı bir risk analiz eklentisi olup Microsoft Excel üzerinde çalışmaktadır. Çizelge 4.3 ve Çizelge 4.4'te de sunulan, Rastsal Sonlu Elemanlar Yöntemi ile yapılan her bir analize ait zemin parametreleri kullanılarak kohezyon ve içsel sürtünme değeri lognormal dağılımlı olarak tanımlanarak yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β) Çizelge 4.10 ve Çizelge 4.11'de verilmiştir. Rastsal Sonlu Eleman Yöntemi (RFEM) temelli Mrbear2D ve Monte Carlo Simülasyonu tabanlı @RISK ile elde edilen veriler Şekil 4.17 ve Şekil 4.18'de grafik olarak sunulmuştur.

Çizelge 4.10. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Analiz No	P_f	β
1	0,00000	15,7
2	0,00000	6,8
3	0,00001	4,3
4	0,00249	2,8
5	0,00249	2,8
6	0,02749	1,9

Çizelge 4.10. (devam) $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β)

Analiz No	P_f	β
7	0,02751	1,9
8	0,00000	15,7
9	0,00000	6,8
10	0,00001	4,3
11	0,00254	2,8
12	0,00254	2,8
13	0,02772	1,9
14	0,02777	1,9
15	0,00000	15,7
16	0,00000	6,8
17	0,00001	4,3
18	0,00249	2,8
19	0,00250	2,8
20	0,02750	1,9
21	0,02750	1,9

Çizelge 4.11. (devam) $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β)

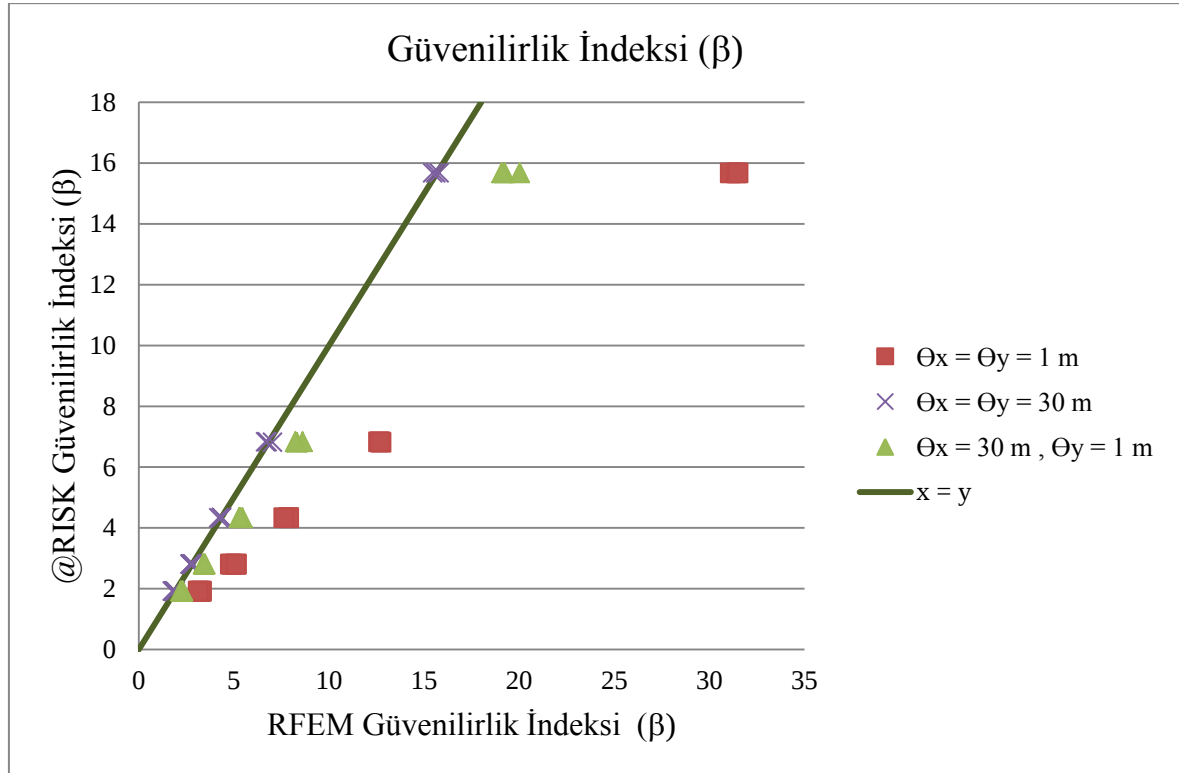
Analiz No	P_f	β
1	0,00000	16,7
2	0,00000	8,4
3	0,00000	5,1
4	0,00082	3,1
5	0,00082	3,1
6	0,01840	2,1
7	0,01840	2,1
8	0,00000	7,7
9	0,00000	7,3
10	0,00000	5,4
11	0,00028	3,5
12	0,00028	3,5
13	0,01172	2,3
14	0,01172	2,3
15	0,00002	4,2
16	0,00000	4,6
17	0,00000	4,4
18	0,00030	3,4
19	0,00030	3,4
20	0,00859	2,4

Çizelge 4.11. (devam) $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenirlilik indeks değerleri (β)

Analiz No	p_f	β
21	0,00859	2,4
22	0,00000	12,7
23	0,00000	8,5
24	0,00000	5,3
25	0,00056	3,3
26	0,00056	3,3
27	0,01598	2,1
28	0,01598	2,1
29	0,00000	5,0
30	0,00000	5,5
31	0,00000	4,9
32	0,00023	3,5
33	0,00023	3,5
34	0,00912	2,4
35	0,00912	2,4
36	0,01353	2,2
37	0,00634	2,5
38	0,00362	2,7
39	0,00386	2,7
40	0,00386	2,7
41	0,01245	2,2
42	0,01245	2,2
43	0,00000	9,2
44	0,00000	8,0
45	0,00000	5,4
46	0,00034	3,4
47	0,00034	3,4
48	0,01288	2,2
49	0,01288	2,2
50	0,00041	3,3
51	0,00009	3,7
52	0,00007	3,8
53	0,00055	3,3
54	0,00055	3,3
55	0,00800	2,4
56	0,00800	2,4
57	0,58280	-0,2
58	0,57320	-0,2
59	0,56194	-0,2
60	0,54287	-0,1

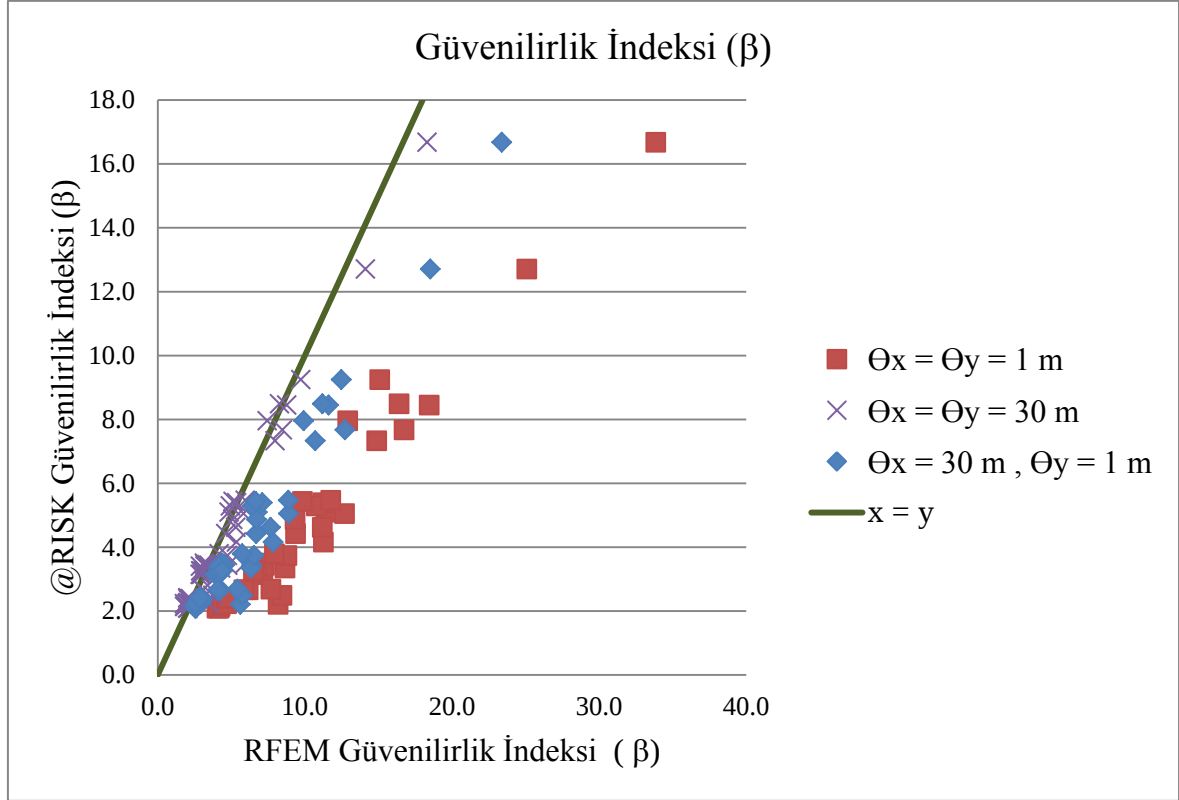
Çizelge 4.11. (devam) $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu yenilme olasılıkları (p_f) ve bunlara karşılık gelen güvenilirlik indeks değerleri (β)

Analiz No	p_f	β
61	0,54287	-0,1
62	0,51555	0,0
63	0,51555	0,0



Şekil 4.29. $\phi = 0$, $c \neq 0$ durumu RFEM ve @RISK güvenilirlik indeks değerleri (β)

Şekil 4.29 ve Şekil 4.30'da grafik olarak ifade edilen güvenilirlik indeks değerleri incelendiğinde Rastsal Sonlu Eleman Yöntemi (RFEM) temelli Mrbear2D ile elde edilen güvenilirlik katsayılarının korelasyon mesafesinin artmasına bağlı olarak azalarak Monte Carlo Simülasyonu tabanlı @RISK ile elde edilen güvenilirlik indeks değerlerine yaklaşma eğiliminde olduğu görülmektedir.



Şekil 4.30. $\phi \neq 0$, $c \neq 0$ durumu RFEM ve @RISK güvenilirlik indeks değerleri (β)

4.6. Özet

Dördüncü bölümde, rastsal sonlu elemanlar yöntemi (RFEM) ile geleneksel Monte Carlo Simülasyonu yöntemi, şerit temellerin drenajlı ve drenajsız taşıma gücü kapsamında karşılaştırılmıştır. Tüm analizlerde deterministik yöntem doğal olarak irdelenmiştir. Bu çerçevede kohezyon, içsel sürtünme açısı ve elastik modül rastsal değişkenler olarak ele alınmış, bu değişkenlerin farklı varyasyon katsayıları (COV) için analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde drenajlı durumda içsel sürtünme açısı ile kohezyon arasındaki korelasyon da dikkate alınmıştır. Sonuçlar, normal ve log-normal dağılım kabulleri için, belirli bir güvenlik katsayısı altında ortaya çıkan güvenilirlik indeksi veya yenilme olasılığı bağlamında karşılaştırılmış, mekânsal korelasyon etkisi incelenmiştir.

Rastsal sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar ile güvenilirlik indeksinin rastsal parametrelere ait varyasyon katsayısı, ortalama değeri ve kullanılan korelasyon mesafesinin ilişkisi incelenmiştir.

Drenajsız durum için, COV_{cu} arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_{cu} 'nin değişimi güvenilirlik indeksinde önemli bir değişime sebep olmamaktadır. Şekil 4.11'de açıkça görüldüğü üzere COV_E 'nin değişimi güvenilirlik sayısı üzerinde oldukça küçük bir etkiye sahiptir. Bu bağlamda analizler sırasında kohezyon ve elastisite modülüne ait varyasyon katsayıları birlikte arttırıldığından, yapılacak değerlendirmelerin kohezyon varyasyon katsayısına bağlı olarak geliştiği bilinmelidir. COV_E arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_E 'nin değişimi güvenilirlik indeksinde önemli bir değişime sebep olmamaktadır. Analizlerde kullanılan korelasyon mesafesi her iki yön için de arttıkça güvenilirlik indeks değerleri azalmaktadır.

Drenajlı durum için, COV_c arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_c 'nin artmasıyla güvenilirlik indeksi özellikle düşük COV_c değerleri için genellikle bir miktar artmaktadır. Şekil 4.13'te açıkça görüldüğü üzere COV_E 'nin değişimi güvenilirlik sayısı üzerinde oldukça küçük bir etkiye sahiptir. Bu bağlamda analizler sırasında kohezyon ve elastisite modülüne ait varyasyon katsayıları birlikte arttırıldığından, yapılacak değerlendirmelerin kohezyon varyasyon katsayısına bağlı olarak geliştiği bilinmelidir. COV_E arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_E 'nin artmasıyla güvenilirlik indeksin özellikle düşük COV_c değerleri için genellikle bir miktar azalmaktadır. COV_ϕ arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_ϕ 'nin artmasıyla güvenilirlik indeksi özellikle düşük COV_c değerleri için genellikle bir miktar azalmaktadır. Analizlerde kullanılan korelasyon mesafesi her iki yön için de arttıkça güvenilirlik indeks değerleri azalmaktadır.

Rastsal saha sonlu elemanlar yöntemi (RFEM) temelli Mrbear2D ve Monte Carlo Simülasyonu tabanlı @RISK analiz sonuçlarında elde edilen güvenilirlik indeks değerleri karşılaştırılarak korelasyon mesafelerinin sonuçlar üzerindeki etkisi incelenmiştir.

Rastsal sonlu eleman yönteminde dikkate alınan korelasyon mesafelerinin artmasıyla güvenilirlik indeks değerleri azalarak, @RISK ile elde edilen güvenilirlik indeks değerlerine yaklaşmaktadır.

5. RASTSAL SONLU ELEMAN METODU KULLANILARAK TEMELLERİN DRENAJSIZ TAŞIMA GÜCÜ TAHMİNİ: ANKARA KİLİ İÇİN BİR UYGULAMA

5.1. Giriş

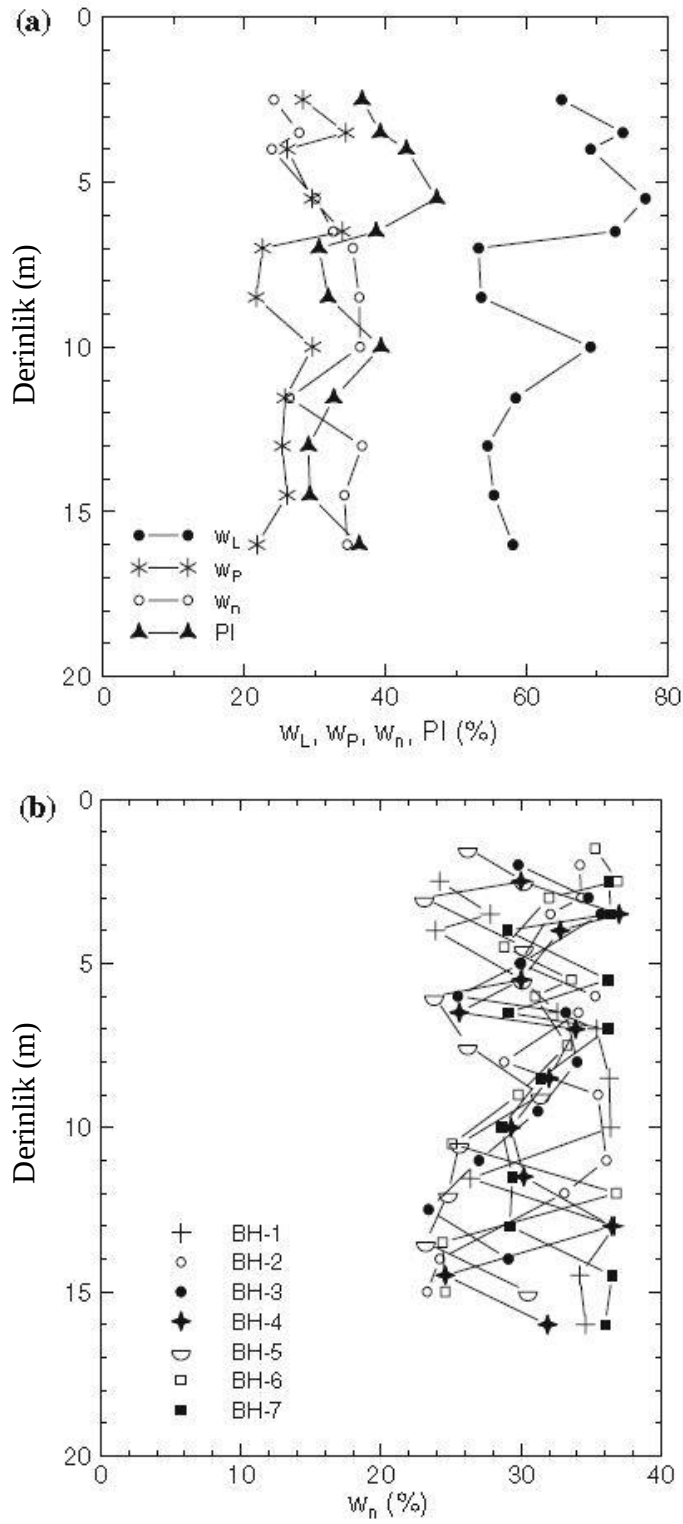
Bu bölümde, şerit temellerin drenajsız taşıma gücü tahmininde rastsal sonlu eleman metodunun spesifik bir uygulanmasına odaklanılmıştır. Bu amaçla, istatistiksel açıdan oldukça iyi biçimde karakterize edilmiş (Akbaş ve Kulhawy, 2010) bir formasyon olan aşırı konsolide Ankara Kili temel zemini olarak ele alınmıştır. Öncelikle, Phoon ve Kulhawy (2008) tarafından önerilen yaklaşım, oldukça heterojen bir karaktere sahip olan Ankara Kilinin drenajsız kayma dayanımının değişkenliğini belirlemek ve değerlendirmek için kullanılmıştır. Bu yöntemde zeminin doğasındaki (içsel) değişkenlik, üçüncü bölümde açıklandığı üzere, literatür araştırması sonucu belirlenmiş olan varyasyon katsayısı ve dalgalanma ölçeği tarafından tanımlanan rastsal bir saha olarak modellenir. Birinci derece ikinci moment olasılıksal yaklaşım, drenajsız kayma dayanımının toplam değişkenliğini ve belirsizliklerin çeşitli kaynaklarını tutarlı bir şekilde birleştirmek için kullanılır. Ardından, rastsal sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak şerit temel tasarımında belirsizliklerin etkileri ve özellikle mekânsal korelasyon anizotropisi tartışılmıştır.

5.2. Ankara Kili için Drenajsız Kayma Dayanımının Olasılıksal Karakterizasyonu

Ankara Havzası yaklaşık olarak DKD-BGB yayılımında, 18-20 km uzunluğunda ve 6-8 km genişliğinde bir çanak olup dağ silsileleri tarafından çevrelenmiştir. Bu havzanın zemini geç pliyosen dönemine ait fluvyal kırmızı klastikler ve kuvaterner alüvyon çökelimlerden oluşmaktadır (Ergüler ve Ulusay 2003). Havzadaki sedimanter istiflenme büyük ölçüde alüvyal yığılmalar, kama biçimli ve çapraz tabakalanmış konglomera-kumtaşı birikimleri ve ince taneli kırmızı-kahverengi klastiklerdir ve sırasıyla alüvyal yelpazeler, menderesli akarsu yatakları ve taşkın ovası düzlüklerinde görülmektedir (Koçyiğit ve Türkmenoğlu 1991). İnce taneli kırmızı-kahverengi klastikler olarak tanımlanan birim Türk geoteknik literatüründe Ankara Kili olarak adlandırılmaktadır (Ordemir ve diğ., 1965).

Beş milyon nüfuslu Ankara yerleşim alanının yaklaşık üçte ikisi Ankara Kili üzerine oturmaktadır (Tonoğlu ve diğ., 2003). Bu kil değişken kalınlıklardaki kumlu ve çakıllı

seviyelerden oluşmaktadır. Lokal olarak sığ derinliklerde, çok ince kireçlenme düzlemleri, kireç nodülleri ve yanal süreklilik olmadan mercceklerde çimentolaşmış killi seviyeler vardır. Ergüler ve Ulusay (2003) bu kil katmanının kalınlığının bölgesel olarak değiştiğini, fakat genellikle 200 metreyi aştığını belirtmektedirler. Ordemir ve diğerleri (1965), Ankara Kilini, tabii su muhtevası (w_n) ve plastik limiti (w_p) %20 ve %35 arasında, likit limiti (w_L) ise %55 and %75 arasında değişen, inorganik, aşırı konsolide bir kil olarak tanımlamışlardır. Büzülme sınırı %15 ve %20 arasında değişmektedir. Surgel (1976) yüksek plastisiteyi işaret eden %20 ile %40 arasında değişen plastisite indeksi (PI) aralığını göstermiştir. Ankara Kili'nin birim hacim ağırlığı 17,5 ve 19,5 kN/m³ arasında değişmekte ve özgül ağırlığı 2,60 ve 2,70 aralığındadır (Ordemir ve diğ., 1965). Şekil 5. 1a'da tek bir sondaj kuyusu verileri kullanarak Ankara Kilinin bazı geoteknik endeks özellikleri için tipik düşey mekânsal değişkenlik, Şekil 5. 1b'de ise birbirine yakın yedi sondaj kuyusundan elde edilmiş olan farklı derinliklerdeki doğal su muhtevası değerleri gösterilmektedir. Her iki şekil de önemli mekânsal değişkenliğe işaret etmektedirler.



Şekil 5.1. Ankara Kilinin bazı geoteknik endeks özellikleri için tipik mekânsal değişkenliği: (a) tek bir sondaj kuyusundan elde edilen veriler; (b) birbirine yakın yedi sondaj kuyusundan elde edilmiş veriler (Akbaş ve Kulhawy, 2010)

5.2.1. Bünyesel değişkenlik için rastsal saha modeli

Bünyesel değişkenlik öncelikle doğal durumdaki zemin kütlelerini üretmiş olan ve sürekli olarak bu kütleleri değiştiren doğal jeolojik süreçlerden kaynaklanır. Bu mekânsal değişim, daha önce Eş. 3.1’de sunulduğu şekilde basitçe bir eğilim fonksiyonuna $t(z)$ ve dalgalanma bileşenine $w(z)$ ayrıştırılabilir (Phoon ve diğ., 1995);

$$\xi(z) = t(z) + w(z) \quad (5.1)$$

Burada ξ = doğal durumunda ilgilenilen zemin parametresi ve z = derinliktir. Eğer $w(z)$ Vanmarcke (1983) tarafından önerildiği gibi homojen bir rastsal saha olarak modellenirse, zemin değişkenliği dalgalanma bileşeni tarafından temsil edilebilir. Homojen olma koşulunu sağlaması için $w(z)$ ’nin ortalaması ve varyansı derinlik ile sabit olmalıdır. Ayrıca, bu durumda iki farklı derinlikteki $w(z)$ arasındaki korelasyon, mutlak pozisyonlar yerine sadece aralarındaki mesafenin bir fonksiyonudur (Vanmarcke, 1983). Eğer verinin eğilim fonksiyonu ortadan kaldırılır ise, sıfır ortalama koşulu elde edilebilecektir. Sadece ayırım mesafesinin bir fonksiyonu olan korelasyon, homojen zemin tabakasından elde edilen veriler için genellikle sağlanır (Phoon ve diğ. 1995).

Zeminin bünyesel değişkenliğinin standart sapması Eş. 3.2’de de sunulan aşağıdaki şekilde hesaplanır;

$$s_w = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [w(z_i)]^2} \quad (5.2)$$

Burada n = veri sayısı ve $w(z_i) = z_i$ derinliğindeki dalgalanmadır. Zemin doğasındaki değişkenliği Eş. 3.3’te sunulan birimsiz bir değer olan varyans katsayısı ile göstermek genellikle daha kullanışlıdır;

$$COV_w = \frac{s_w}{t} \quad (5.3)$$

Herhangi bir zemin parametresinin kuvvetli korelasyon gösterdiği mesafe olan dalgalanma ya da korelasyon mesafesinin düşey ölçeği de doğal değişkenliği modellemek için önemli gerekenlerdendir. Üçüncü bölümde Eş. 3.5'te sunulduğu üzere Vanmarcke (1977) bu değerin aşağıdaki yaklaşım ile tahmin edilmesini önermiştir;

$$\theta_v \approx 0,8d \quad (5.4)$$

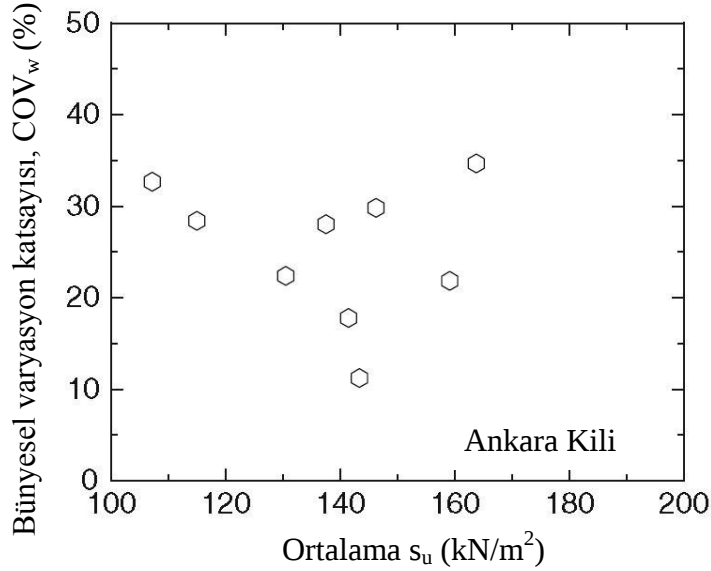
Burada d = değişken zemin özelliğinin ve onun eğilim fonksiyonun zemin profili boyunca eşit değerlere sahip olduğu noktalar arasındaki ortalama mesafe olarak tanımlanmaktadır.

5.2.2. Ankara Kilinin drenajsız kayma dayanımı için bünyesel değişkenlik

Akbaş ve Kulhawy (2010) tarafından Ankara Kili'nin bünyesel değişkenliğini belirlemeye yönelik son derece kapsamlı bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Fakat, bu veya buna benzer herhangi bir çalışmada diğer dış etkenlerin değişkenlik üzerindeki etkilerini tam anlamı ile ayırt edip ortadan kaldırmak mümkün değildir. Bu sebeple, herhangi bir geoteknik parametrenin bünyesel değişkenliği için elde edilmiş olan varyasyon katsayısı (COV) olması gerekenden bir miktar daha yüksek hesaplanacaktır. Gerçekleştirilen çalışmada tek bir jeolojik birime ait veriler kullanılması ve belirgin eğilimlerin üçüncü bölümde sunulduğu şekilde ortadan kaldırılması ile dış etkenlerin değişkenlik üzerindeki etkileri minimize edilmiştir. Ekipmanların dikkatli biçimde kullanıldığı ve prosedürlerin titizlikle takip edildiği çalışmalar olması bakımından, kullanılan tüm verilerin araştırma çalışmalarına ait olması da ayrıca önem taşımaktadır. Dış etkenlerin ortadan tamamı ile kaldırılması mümkün olmadığından, hesaplanan bünyesel varyasyon katsayılarının her halükarda en büyük değer olarak kabul edilmesi uygun olacaktır.

Drenajsız kayma dayanımının bünyesel varyasyon katsayısını belirlemekte kullanılabilecek veri son derece sınırlı miktarda olup, bu değer ortalama drenajsız kayma dayanımı ile değişimi Şekil 5.2'de sunulmuştur. Söz konusu şekilden de görüldüğü üzere drenajsız kayma dayanımının bünyesel varyasyon katsayısı %11 ile %35 arasında değişkenlik göstermektedir. Çizelge 5.1'de Ankara Kili için farklı geoteknik parametrelerin bünyesel varyasyon katsayıları sunulmuştur. Çizelge 5.2'de ise, genel olarak killi için bu parametreler kapsamında önerilen değerler gösterilmektedir. Bu iki tablo incelendiğinde,

Ankara Kili için hemen hemen tüm parametrelerde bünyesel varyasyon katsayısının çok daha dar bir aralıkta tanımlanabildiği anlaşılmaktadır. Bu, istatistiksel değerlerin spesifik bir formasyon için ortaya çıkartılmasının çok daha uygun bir yaklaşım olduğu tezini güçlendirmektedir.



Şekil 5.2. Drenajsız kayma dayanımının bünyesel varyasyon katsayısının ortalama drenajsız kayma dayanımı ile değişimi (Akbaş ve Kulhawy, 2010)

Çizelge 5.1. Ankara Kili için farklı geoteknik parametrelerin bünyesel varyasyon katsayıları(Akbaş ve Kulhawy, 2010)

Parametre	Veri grubu sayısı	Her gruba ait deney sayısı	Parametre değeri		Parametre COV _w (%)	
			Aralık	Ortalama	Aralık	Ortalama
w _L (%)	25	4-24	50-79	64	9-22	14
w _P (%)	25	4-25	20-35	26	6-19	12
w _n (%)	26	4-18	23-37	29	12-22	4
PI (%)	25	4-24	21-52	38	13-28	19
e _o	14	4-25	0,65-0,98	0,84	3-16	9
γ _d (kN/m ³)	20	3-12	14-17	15,8	2-8	5
s _u (kN/m ²)	9	4-8	106-186	148	11-35	23
C _c	7	3-8	0,18-0,38	0,26	14-35	26
SPT N	12	6-31	23-60	38	10-46	29

Çizelge 5.2. Killer için farklı geoteknik parametrelerin bünyesel varyasyon katsayıları (Phoon ve diğ.,1995; Lacasse ve Nadim 1996; Baecher ve Ladd 1997; Zhu ve diğ.,2001)

Parametre	Veri grubu sayısı	Her gruba ait deney sayısı	Parametre COV _w (%)	
			Aralık	Ortalama
w _L (%)	38	15-299	7-39	18
w _p (%)	23	32-299	6-34	16
w _n (%)	40	17-439	7-46	18
PI (%)	33	15-299	9-57	29
e _o (Tüm zemin tipleri)	-	-	7-30	-
γ _d (kN/m ³)	8	4-315	2-13	7
s _u (kN/m ²)	42	24-124	6-80	32
C _c , C _r	-	-	20-28	-
SPT N	2	2-61	37-57	44

5.2.3. Düşey dalgalanma ölçeği

Düşey dalgalanma ölçeğinin Akbaş ve Kulhawy (2010) tarafından, üçüncü bölümde de Eş. 3.5'te sunulan ve aşağıda tekrarlanan Eş. 5.5 ile belirlendiği bildirilmektedir;

$$\theta_v \approx 0,8d \quad (5.5)$$

Ankara Kili için likit limit, doğal su muhtevası, drenajsız kayma dayanımı ve SPT N değeri kapsamında belirlenmiş olan düşey dalgalanma ölçeği değerleri Çizelge 5.3'te sunulmaktadır. Aynı Çizelge'de literatürde killer için önerilen genel düşey dalgalanma ölçeği değerleri de sunulmaktadır.

Çizelge 5.3. Ankara Kili için düşey dalgalanma ölçeği değerleri (Akbaş ve Kulhawy, 2010)

Parametre	Veri grubu sayısı	Dalgalanma ölçeği (m)		
		Aralık	Ortalama	Killer için ortalama ^a
w _L	2	4,0-6,2	5,1	5,7
w _n	2	2,5-5,5	4	5,2
s _u	4	1,0-3,0	2	2,5
SPT N	2	3,0-3,8	3,4	2,4

^a Ortalama dalgalanma ölçeği değerleri Phoon ve diğ.(1995) tarafından killer için genel olarak bildirilmiştir.

5.2.4. Ölçüm hataları

Zemin özellikleri fiziksel araçlarla ölçülmek zorundadır. Ölçümler esnasında kuşkusuz hata yapılmaktadır. Ölçüm hataları, ekipman, yöntem, uygulayıcı, rastsal hatadan kaynaklanır (Phoon ve Kulhawy, 1999b). Ölçülen niteliğin toplam değişebilirliği (ξ_m) Orchant ve diğerleri (1988) tarafından daha önce Eş. 3.6'da sunulduğu haliyle şöyle tanımlanmıştır;

$$\xi_m(z) = \xi(z) + e(z) \quad (5.6)$$

Burada ξ = yerinde özellik, e = ölçüm hatasıdır. Eş. 5.1 ve Eş. 5.6 yeniden düzenlenerek şu hale gelir;

$$\xi_m(z) = t(z) + w(z) + e(z) \quad (5.7)$$

Burada t = deterministik eğilimdir ve w = bünyesel değişkenliktir. w ve e , farklı kaynaklardan ortaya çıktıkları için birbirleriyle korelasyonlarının olmadığı kabul edilir (Filippas ve diğerleri, 1988; Kulhawy ve diğerleri, 1992). Prensipite, aynı zeminden alınan eş numuneler üzerinde gerçekleştirilen tekrarlı deneylerden elde edilen sonuçların farkları kullanılarak ölçüm hataları bulunabilir. Fakat, bu şekilde gerçekleştirilen çalışma sayısı son derece azdır (ör. Hammitt 1966; Johnston 1969; Sherwood 1970; Singh and Lee 1970; Minty ve diğ. 1979). Söz konusu çalışmaların sonuçları Phoon (1995) tarafından derlenmiştir. Çizelge 5.4'te drenajsız kayma dayanımını da içeren bazı geoteknik parametreler için ölçüm hatalarının değerleri sunulmaktadır. Ölçüm hatalarını belirlemek mevcut çalışmanın kapsamı dışında olduğundan, Çizelge 5.4'te verilen genel değerler kullanılmıştır.

Çizelge 5.4. Bazı laboratuvar ve yerinde deneylere ait ölçüm hataları (Phoon ve diğ. 1995 ve Kulhawy ve Trautmann 1996'dan basitleştirilerek)

Parametre	Veri grubu sayısı	Her gruba ait deney sayısı	Parametre değeri		Parametre COV(%)	
			Aralık	Ortalama	Aralık	Ortalama
w_L (%)	26	41-89	17-133	36	3-11	7
w_P (%)	26	41-89	12-35	21	7-18	10
w_n (%)	3	82-88	16-21	18	6-12	8
PI (%)	10	41-89	4-44	23	5-51	24
γ (kN/m ³)	3	82-88	16,3-17,4	17	1-2	1
s_u (kN/m ²)	28	-	4-407	-	5-15	-
SPT N	-	-	-	-	15-45	-

5.3. Ankara Kili için Drenajsız Kayma Dayanımında Değişkenliğin Belirlenmesi

Üçüncü bölümde ayrıntılı biçimde açıklanmış olan olasılıksal çerçeve, Ankara Kili'nin drenajsız kayma dayanımındaki toplam geoteknik değişkenliği belirlemekte kullanılacaktır. Bu noktada girdileri yukarıda belirlenmiş olan bünyesel değişkenlik ve dalgalanma ölçeği ile Çizelge 5.4'te sunulan ölçüm hataları oluşturmaktadır. Ayrıca, Ankara Kili için özel olarak oluşturulmuş olan korelasyon denklemleri yardımı ile dönüşüm belirsizliği de gerektiğinde göz önünde bulundurulmuştur.

5.3.1. Ankara Kili için laboratuvar ölçümünden elde edilen drenajsız kayma dayanımı

Drenajsız kayma dayanımının doğrudan UU deneyi veya benzer bir biçimde laboratuvardan elde edilmesi durumunda herhangi bir dönüşüm modeli kullanılmasına gerek duyulmayacağı açıktır. Bu durumda üçüncü bölümde sunulan Eş. 3.9 aşağıdaki şekilde yazılabilecektir;

$$\xi_d = s_u = t + w + e \quad (5.8)$$

Drenajsız kayma dayanımının ortalama ve varyansı daha önce Eş. 4.7 ve Eş. 4.8'de sunulup aşağıda tekrarlanan şu şekilde ortaya çıkar;

$$m_{\xi_d} = t \quad (5.9)$$

$$s_{\xi_d}^2 = s_w^2 + s_e^2 \quad (5.10)$$

Buradan, Eş. 4.9'da da sunulan varyans katsayısı ise;

$$COV_{\xi_d}^2 = COV_w^2 + COV_e^2 \quad (5.11)$$

şeklinde yazılabilecektir.

Burada COV_w ve COV_e sırası ile bünyesel değişkenlik ve ölçüm hatalarına ait varyans katsayılarıdır. Son olarak, mekânsal ortalamanın varyans katsayısı ise Eş. 4.10'da sunulup aşağıda tekrarlanan biçimde ortaya çıkar;

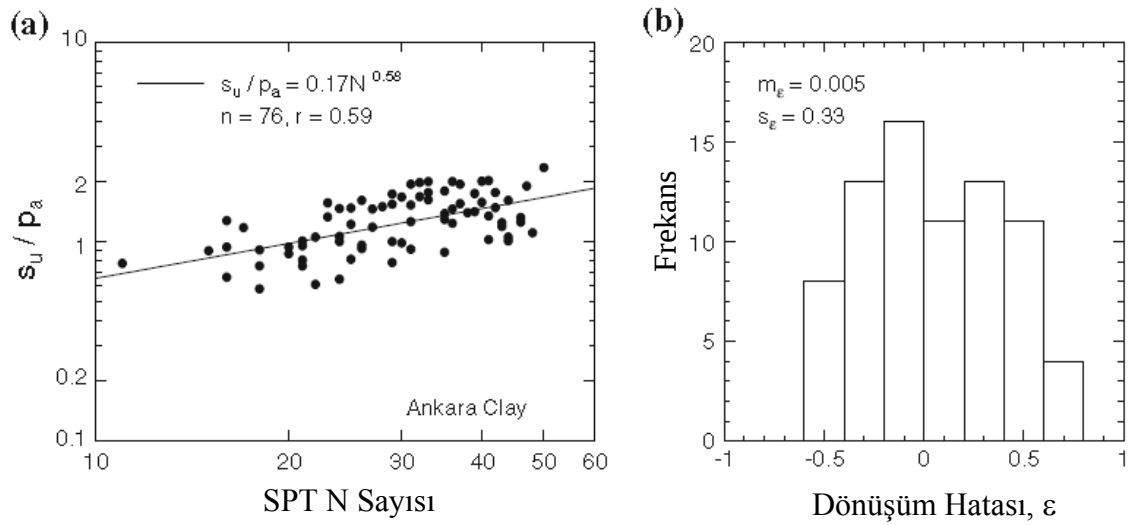
$$COV_{\xi_a}^2 = \Gamma^2(L)COV_w^2 + COV_e^2 \quad (5.12)$$

Çizelge 5.1'den de görülebileceği üzere, Ankara Kili'nin drenajsız kayma dayanımı için bünyesel varyans katsayısı %11 ile %35 arasında belirlenmişti. Çizelge 5.4'te drenajsız kayma dayanımı deneyleri için ölçüm hatalarına ait varyans katsayısı ise %5 ile %15 arasında sunulmaktadır. Bu değerler Eş. 5.11'de yerine konulursa drenajsız kayma dayanımı için noktasal varyans katsayısı %12 ile %38 arasında hesaplanabilir. Çizelge 5.3'te gösterildiği gibi, Ankara Kili'nde drenajsız kayma dayanımı için düşey dalgalanma ölçeği 2,0 m olarak tahmin edilmektedir. Tipik bir ortalama korelasyon uzunluğu olan 5,0 m için varyans azaltımı Eşitlik 3.16 kullanılarak 0,4 olacaktır. Bu değerlerin Eş. 5.12'de yerine konulması ile COV_{ξ_a} %8 ile %27 arasında hesaplanır.

Phoon ve diğ. (1995) gerçekleştirdikleri çalışmada killer için serbest basınç ve konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli basınç deneyinden ölçülen drenajsız kayma dayanımı için COV_{ξ_a} değerini %7-%38 aralığında tespit etmişlerdir. Sadece Ankara Kili için mevcut verilerin kullanılması ise söz konusu aralığın alt sınırını değiştirmemekle birlikte, üst sınırdan %10'a varan bir azalmaya sebebiyet vermektedir.

5.3.2. Ankara Kili için SPT N sayısı ile korelasyondan elde edilen drenajsız kayma dayanımı

Kulhawy ve Mayne (1990) SPT N sayısı ile drenajsız kayma dayanımı arasında makul bir ilişkinin, ancak korelasyonun Ankara Kili gibi tek bir zemin formasyonu ile sınırlandırılması halinde oluşturulabileceğini belirtmektedir. Sarıgöl (1988) tarafından toplanan veriler kullanılarak Akbaş ve Kulhawy (2010) drenajsız kayma dayanımı ile SPT N sayısı arasında Ankara Kili için Şekil 5.3’de gösterilen yerel korelasyonu önermişlerdir.



Şekil 5.3. (a) Ankara Kili için s_u/p_a ve SPT N değeri arasındaki korelasyon ve (b) dönüşüm hatası dağılımı (Sarıgöl, 1988).

Söz konusu korelasyonun olasılıksal denklemi Eş. 4.11’e benzer şekilde;

$$\log(s_u/p_a) = \log(0,17) + 0,58 \log(N) + \varepsilon \quad (5.13)$$

Üstel biçimde tekrar yazılırsa;

$$s_u/p_a = 0,17N^{0,58}10^\varepsilon \quad (5.14)$$

Eş. 5.14, Eş. 3.9’da sunulan terimler cinsinden yazılırsa;

$$\xi_d = s_u = 0,17p_a(t + w + e)^{0,58}10^\varepsilon \quad (5.15)$$

Burada belirsizlik içeren ana parametre olan SPT N sayısı $t + w + e$ şeklinde ifade edilmektedir. Tasarım parametresinin ortalama ve varyansı Eş. 4.13 ve Eş. 4.14'e benzer olarak aşağıdaki şekilde belirlenir;

$$m_{\xi d} = 0,17t^{0,58} \quad (5.16)$$

$$s_{\xi d}^2 = m_{\xi d}^2 [0,58^2 (COV_w^2 + COV_e^2) + (\ln 10)^2 s_{\xi}^2] \quad (5.17)$$

Buna göre mekânsal korelasyonun varyans katsayısı ise Eş.4.16'ya benzer şekilde;

$$COV_{\xi a}^2 = 0,58^2 [\Gamma(L) COV_w^2 + COV_e^2] + (\ln 10)^2 s_{\xi}^2 \quad (5.18)$$

olacaktır.

Şekil 5.3a'da gösterilen veri için dönüşüm belirsizliğinin dağılımı Şekil 5.3b'de sunulmaktadır. Dönüşüm belirsizliğinin ortalaması beklendiği üzere sıfıra çok yakın olup 0,005'e eşittir. Korelasyon denkleminin çevresindeki saçılmadan görsel olarak anlaşılabileceği gibi, dönüşüm belirsizliğinin standart sapması 0,33 gibi yüksek sayılabilecek bir değer olarak ortaya çıkmaktadır. Çizelge 5.1'den de görülebileceği üzere, Çizelge 5.4'te sunulduğu gibi N sayısı için COV_w ve COV_e değerleri sırası ile %10 ile %46 ve %15 ve %45 arasında değişmektedir. Bu değerler kullanılarak SPT N sayısından korelasyon kullanılarak elde edilen drenajsız kayma dayanımı için toplam COV %77-%85 aralığında belirlenmektedir. Çizelge 5.3'de gösterildiği üzere, Ankara Kili için N sayısının düşey dalgalanma ölçeği yaklaşık 3,4 m'dir. 5,0 m'lik tipik ortalama korelasyon uzunluğu göz önünde bulundurulursa varyans azatlımı 0,68 olacaktır. Buna bağlı olarak $COV_{\xi a}$ %77 ile %83 arasında hesaplanır.

Görüldüğü üzere, laboratuvar ölçümlerinden elde edilen drenajsız kayma dayanımı ile SPT N sayısından korelasyon ile elde edilene ait $COV_{\xi a}$ değerleri arasında oldukça önemli bir fark bulunmaktadır. Drenajsız kayma dayanımı için, mühendislerin genellikle laboratuvar verilerine, SPT N sayısına kıyasla daha büyük güven duydukları bilinen bir gerçektir. Burada gösterilen olasılıksal hesap çerçevesi, bu güvenin sebebini matematiksel olarak da ortaya koyma başarısı göstermektedir.

5.4. Ankara Kili Üzerinde Yer Alan Bir Şerit Temel için Rastsal Sonlu Eleman Yöntemi ile Taşıma Gücünün Belirlenmesi

5.4.1. Parametre seçimi

Bu bölümde, yukarıda irdelenen olasılıksal özellikler göz önünde bulundurularak, Ankara Kili üzerinde yer alan bir şerit temelin drenajsız koşullarda taşıma gücü rastsal sonlu elemanlar yöntemi ile incelenmiştir. Sayısal çalışmada, olasılıksal geometriden yola çıkarak Fenton ve Griffiths (2008) tarafından rastgele alan benzetimini sonlu elemanlar yöntemi ile birleştirmiş Rastsal Sonlu Elemanlar Yöntemi (RFEM: Random Finite Element Method) temelli ve herkesin kullanımına açık olan Mrbear2D programından faydalanılmıştır. Yöntemin teorik altyapısı mevcut çalışmanın 2. Bölümünde özet biçimde açıklanmış olup, daha detaylı bilgiye Smith ve Griffiths (1998)'den ulaşılabilir.

Uygulanan sonlu eleman analizleride zemin, Tresca yenilme kriteri ve elastik ve mükemmel plastik gerilme-deformasyon ilişkisi kullanılarak modellenmiştir. Zemin dilatasyon açısı, ψ , Elastisite Modülü, E ve Poisson oranı, ν , sırasıyla 0° (yani, plastik genişleme mevcut değil), 30000 kPa ve 0,49 belirli sabit değerleri ile deterministik değerler olarak kabul edilmiştir. Burada, özellikle Elastisite Modülünün rastsal değişken olarak hesaplara katılmamış olmasının sebebi, taşıma gücü yenilmesi analizlerinde sonuçlar üzerindeki ihmal edilebilir etkisidir, taşıma gücünü etkilemez. Tek rastsal değişken, ortalama değeri Ankara Kili için 100 kPa olarak belirlenen lognormal dağılımlı ve aşağıda belirtildiği üzere değişken standart sapmalı drenajsız kayma dayanımıdır.

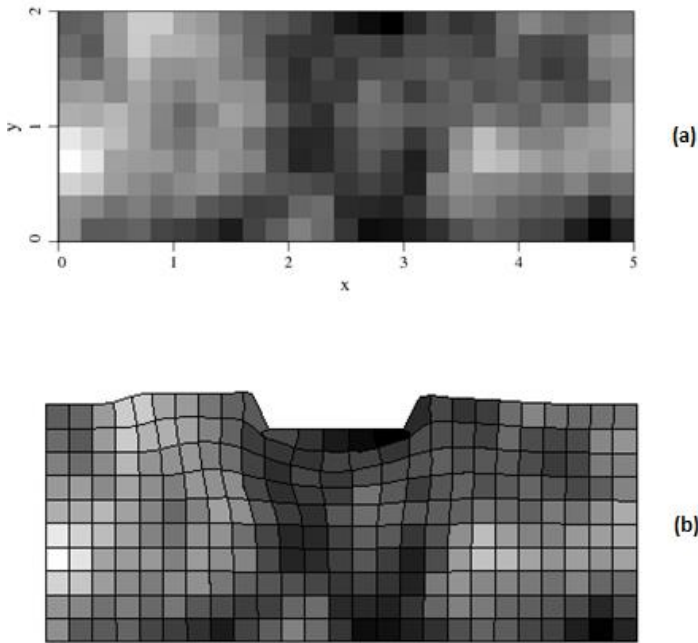
Sonlu eleman ağı, 0,2 m genişlik ve uzunlukta $10 \times 25 = 250$ kare elemandan oluşmaktadır. Şerit temel 1 m genişliğe sahiptir ve bu yüzden 5 elemandan oluşur.

Yukarıdaki tartışmalara bağlı olarak, drenajsız kayma dayanımı rastsal değişkeni, varyasyon katsayısına (COV) ve x (yatay) ve y (düşey) doğrultudaki dalgalanma ölçeğine göre, farklı biçimlerde karakterize edilmiştir. Dayanım değeri tespit yöntemine, yani doğrudan laboratuvar testlerine veya SPT N değeri ile korelasyon yöntemine dayanan drenajsız kayma dayanımındaki belirsizlik seviyesini benzeştirmek için, COV aralığı %10 ile %90 arasında kabul edilmiştir. Bu aralığın seçimi yukarıdaki tartışmalarda sunulan

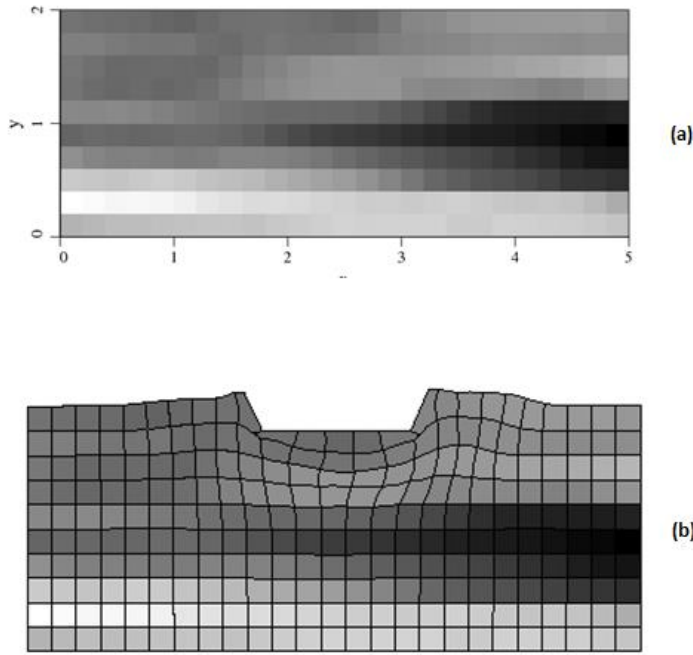
analizlere dayanmaktadır. Benzer şekilde, yatay ve düşey yönlerdeki korelasyon uzunluğu sırasıyla 2 m ve 30 m olarak seçilmiştir.

5.3.2. Parametre belirsizliği ve dalgalanma ölçeğinin etkisi

Drenajsız kayma dayanımı parametresindeki değişken belirsizlik, yukarıda gerçekleştirilmiş olan analizlerde ortaya çıkan sonuçlar ile uyumlu olarak %10 ile %90 arasında değişen bir COV değeri kullanarak analiz edilmiştir. Daha düşük değerler, yani %12 ile %38 arasındaki bir COV üç eksenli (UU) basınç deneylerinden elde edilen drenajsız kayma dayanımının doğrudan tayinine karşılık gelmekte olup, daha yüksek değerler, yani %77 ile %85 arasındaki bir COV ise drenajsız kayma dayanımının SPT N sayılarında korelasyonlar vasıtası ile saptandığı duruma aittir. Mevcut bölümün daha önceki kısmında killerde drenajsız kayma dayanımı için düşey dalgalanma ölçeğinin 2,0-2,5 m olarak önerildiği belirtilmişti. Phoon (1995) yatay dalgalanma ölçeğinin düşey dalgalanma ölçeğine oranını yaklaşık 15 olarak sunmuştur. Bu noktalardan hareket ile hem izotropik ($\theta_x = \theta_y = 2$ m) hem de anizotropik ($\theta_x = 30$ m; $\theta_y = 2$ m) koşullar rastsal saha modelinde benzeştirilmiştir. İzotropik ve anizotropik yaklaşımların rastsal saha üzerindeki etkisini sergilemek amacı ile $COV_{cu} = \%10$ için oluşturulan rastsal sahalardan birer örnek Şekil 5.4 ve Şekil 5.5'te gösterilmektedir.



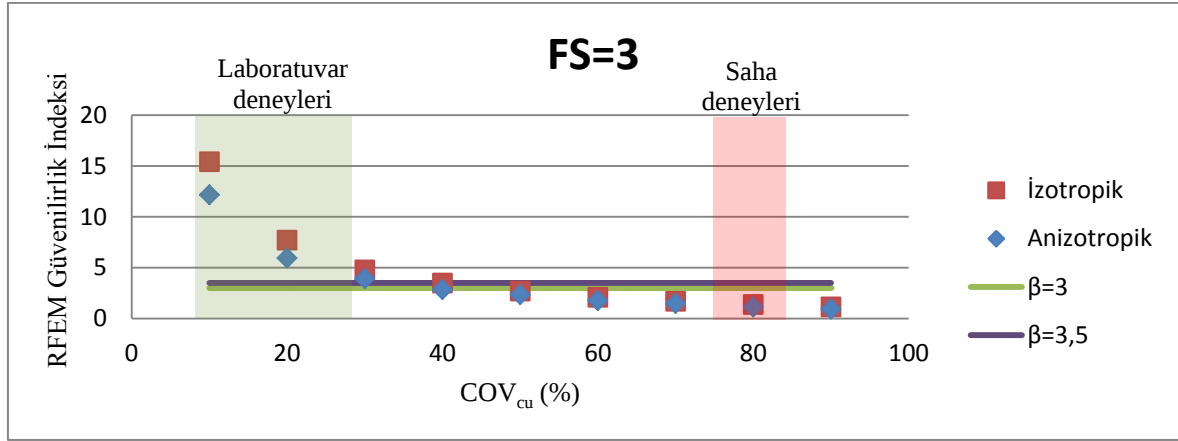
Şekil 5.4. $COV_{cu} = \%10$ için izotropik rastsal saha modeli; (a) başlangıç sonlu eleman ağı (b) deforme olmuş sonlu eleman ağı



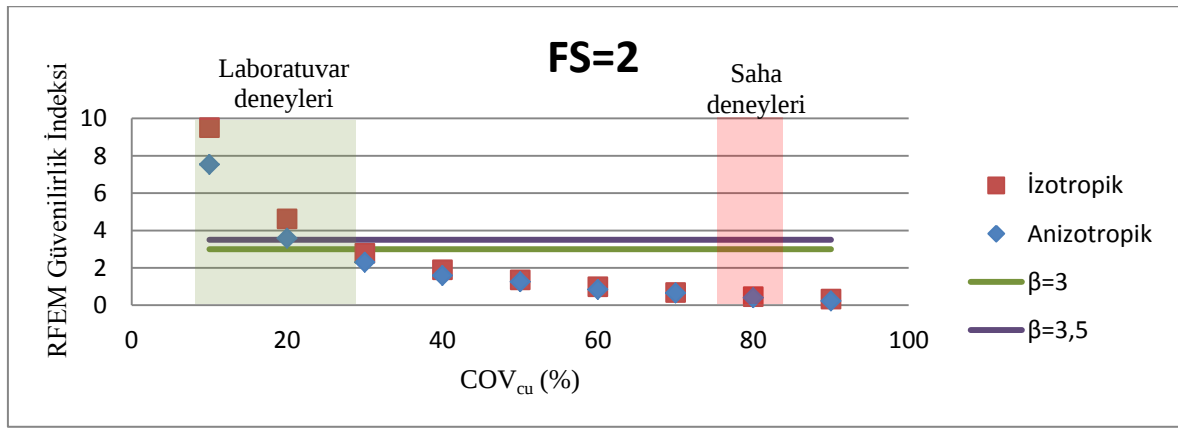
Şekil 5.5. $COV_{cu} = 10\%$ için anizotropik rastsal saha modeli; (a) başlangıç sonlu eleman ağı (b) deforme olmuş sonlu eleman ağı

Bu noktada ele alınan drenajsız taşıma gücü probleminde, teorik maksimum taşıma gücü, yüzeysel şerit temelde taşıma gücü katsayısı N_c 5,14 değerini aldığından 100 kPa ortalama drenajsız kayma dayanım değeri için 514 kPa olarak hesaplanır. Bu nedenle, örneğin, tipik bir emniyet katsayısı faktörü olarak 3 seçilen bir temel tasarımında, sahada gerçekleşen olan ya da ölçülen taşıma gücü $514/3 = 171,3$ kPa değerinden az olduğunda “yenilme” gerçekleşir. Dolayısıyla bu çalışmada yapılan rastsal sonlu eleman analizlerinde yenilme kıstası bu doğrultuda belirlenmiş; yenilme olasılığı ve sonuç olarak güvenilirlik indeksi, β , bu yaklaşım ile hesaplanmıştır.

Emniyet katsayısı faktörü 3 ve 2 olan tasarımlar için, drenajsız kayma dayanımının varyasyon katsayısı ile güvenilirlik indeksinin değişimi sırası ile Şekil 5.6 ve Şekil 5.7’de gösterilmiştir. Sonuçlar aynı zamanda hem $FS=3$ hem de $FS=2$ için Çizelge 5.5’te sunulmaktadır.



Şekil 5.6. Emniyet katsayısı faktörü 3 olan tasarımlar için, drenajsız kayma dayanımının varyasyon katsayısı ile güvenilirlik indeksinin değişimi



Şekil 5.7. Emniyet katsayısı faktörü 2 olan tasarımlar için, drenajsız kayma dayanımının varyasyon katsayısı ile güvenilirlik indeksinin değişimi

Çizelge 5.5. İzotropi/Anizotropi ve emniyet katsayı faktörünün foksionu olarak güvenilirlik indeksi

COV _{cu} (%)	β (İzotropik)		β (Anizotropik)	
	FS = 2	FS = 3	FS = 2	FS = 3
10	9,5	15,4	7,5	12,2
30	2,8	4,8	2,3	3,9
50	1,4	2,7	1,3	2,3
70	0,7	1,7	0,7	1,5
90	0,3	1,1	0,2	0,9

β > 3.0

β < 3.0

Çizelge 5.6. İzotropi/Anizotropi durumları için hedef güvenilirlik indeksine ($\beta=3,0-3,5$) ulaşılması için minimum güvenlik katsayıları (FS)

COV _{cu} (%)	İzotropik	Anizotropik
	FS	FS
10	2	2
30	3	3
50	4	4
70	5	7
90	8	11

Çizelge 5.5. ve Çizelge 5.6’da sunulan sonuçlar incelendiğinde, drenajsız kayma dayanımının burada varyans katsayısı ile ifade edilen belirsizlik seviyesinin, elde edilen sonuçlar, yani temel tasarım güvenilirliği üzerinde çok önemli etkisi olduğu açıkça görülmektedir. Beklenildiği üzere, güvenilirlik indeksi, artan COV_{cu} ile belirgin bir şekilde düşmekte ve anizotropik durum ile FS = 3 için COV_{cu} yaklaşık %40 değerini aştığında, nihai denge sınır durumu için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayarak, kabul edilemez seviyelerde yer almaktadır. Aynı durum, FS = 2 için COV_{cu} = %20 seviyelerinde ortaya çıkmaktadır. Bu husus, tasarım drenajsız kayma dayanımı değerinin nasıl elde edildiğine bağlı olarak, geleneksel emniyet katsayısı bazlı yöntemde ısrar edilecekse dahi, söz konusu değer seçiminde daha tutarlı bir yol izlenmesi gerektiğini açıkça ortaya koymaktadır. Aksi takdirde, hedeflenen tasarım güvenilirlik seviyelerine ulaşılması çoğu zaman mümkün olmayabilir.

Sonuçlar aynı zamanda dalgalanma ölçeğinin gerçekçi bir yaklaşım ile hesaplara dahil edilmesinin önemini de açıkça ortaya koymaktadır. Anizotropik analizlerden hesaplananlarla karşılaştırıldığında, izotropik durumların sonlu eleman analizlerinin hemen hemen her zaman daha yüksek güvenilirlik endeksi değerleri ile sonuçlandığı görülmektedir. Bu farkın drenajsız kayma dayanımının artan varyans katsayısı ile azaldığı Şekil 5.6 ve Şekil 5.7’de görülebilmektedir.

5.5. Özet

Bu bölümde, şerit temellerin drenajsız taşıma gücü tahmininde rastsal sonlu eleman metodunun spesifik bir uygulanması için istatistiksel açıdan oldukça iyi biçimde

karakterize edilmiş (Akbaş ve Kulhawy, 2010) bir formasyon olan aşırı konsolide Ankara Kili temel zemini olarak ele alınmıştır.

Öncelikle Ankara Kili için drenajsız kayma dayanımının olasılıksal karakterizasyonu değerlendirilmiştir. Bu kapsamda bünyesel değişkenlik için rastsal saha modeli bilgileri sunulduktan sonra Ankara Kilinin drenajsız kayma dayanımı için bünyesel değişkenliği literatür çalışmaları gözetilerek ele alınmıştır. Bu doğrultuda düşey dalgalanma ölçeği ve ölçüm hatası değerleri için de literatür çalışması yapılmış olup yapılacak değerlendirmelere temel oluşturulmuştur. Drenajsız kayma dayanımının laboratuvar ölçümünden ya da SPT N sayısı ile elde edilmesinin sonucu olarak mekânsal korelasyonun varyans katsayısının farklılığı ele alınmış ve bu farka bağlı olarak laboratuvar ölçümlerine duyulan güvenin sebebini matematiksel olarak da ortaya konulmuştur.

Son olarak Ankara Kili üzerinde yer alan bir şerit temel için rastsal sonlu eleman yöntemi ile taşıma gücünün belirlenmesi için Mrbear2D yazılımı kullanılmış, Phoon ve Kulhawy (2008) tarafından önerilen yaklaşımla zeminin doğasındaki (içsel) değişkenlik, üçüncü bölümde açıklandığı üzere, literatür araştırması sonucu belirlenmiş olan varyasyon katsayısı ve dalgalanma ölçeği tarafından tanımlanan rastsal bir saha olarak modellenmiştir. Ardından, rastsal sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak şerit temel tasarımında belirsizliklerin etkileri ve özellikle de mekânsal korelasyon anizotropisi tartışılmıştır. Yapılan analizler sonucunda, güvenilirlik indeksi, artan COV_{cu} ile belirgin bir şekilde düşmekte ve anizotropik durum ile $FS = 3$ için COV_{cu} yaklaşık %40 değerini aştığında, nihai denge sınır durumu için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayarak, kabul edilemez seviyelerde yer almaktadır. Aynı durum, $FS = 2$ için $COV_{cu} = \%20$ seviyelerinde ortaya çıkmaktadır. Bu husus, tasarım drenajsız kayma dayanımı değerinin nasıl elde edildiğine bağlı olarak, geleneksel emniyet katsayısı bazlı yöntemde ısrar edilecekse dahi, söz konusu değer seçiminde daha tutarlı bir yol izlenmesi gerektiğini açıkça ortaya koymaktadır. Aksi takdirde, hedeflenen tasarım güvenilirlik seviyelerine ulaşılması çoğu zaman mümkün olmayabilir.

Ankara Kilinde yapılacak uygulamalarda sadece laboratuvardan elde edilen drenajsız kayma dayanımının kullanılmasının ve emniyet katsayısı faktörünün minimum $FS=3$ olması gerekliliği yapılan çalışmalar sonucunda ortaya konmuştur.

Sonuçlar aynı zamanda dalgalanma ölçeğinin gerçekçi bir yaklaşım ile hesaplara dahil edilmesinin önemini de açıkça ortaya koymaktadır. Anizotropik analizlerden hesaplananlarla karşılaştırıldığında, izotropik durumların sonlu eleman analizlerinin hemen hemen her zaman daha yüksek güvenilirlik endeksi değerleri ile sonuçlandığı görülmektedir. Bu fark drenajsız kayma dayanımının artan varyans katsayısı ile azalmaktadır.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışmasında öncelikle güvenilirliğe dayalı tasarım kavramları ve olasılıksal yöntemler genel hatları ile ikinci bölümde tanıtılmış, ardından güvenilirliğe dayalı tasarımın bir parçası olan geoteknik parametre istatistikleri belirsizlik kaynakları irdelenerek üçüncü bölümde derlenmiştir. Dördüncü bölümde oluşturulan bu çerçeve ile rastsal sonlu eleman yöntemi(RFEM) temelli Mrbear2D ve Monte Carlo simülasyonu bazlı @RISK yazılımları ile drenajlı ve drenajsız durumlar için killerin taşıma gücü analizleri belirlenen rastsal parametre değişkenlikleri için gerçekleştirilmiş, sonuçlar parametrelere ait ortalama, varyasyon katsayıları, rastsal sonlu elemanlar yöntemi için korelasyon mesafesi açısından değerlendirilmiş ve her iki olasılıksal yöntem karşılaştırılmıştır. İzlenen olasılıksal yöntemlerde değişkenliğin göz önünde bulundurulmasının yanı sıra mekânsal korelasyona analizler içerisinde yer verilip verilmemesinin analiz sonuçları üzerindeki etkisinin altı çizilmiştir. Beşinci bölümde ise çalışmanın sınırları spesifik bir birim için daraltılarak şerit temellerin drenajsız taşıma gücü tahmininde rastsal sonlu eleman metodunun istatistiksel olarak oldukça detaylı biçimde tanımlanmış bir zemin formasyonu (Akbaş ve Kulhawy, 2010) olan, aşırı konsolide Ankara Kili için uygulanmasına odaklanılmıştır. Ankara Kili için geoteknik parametrelerin rastsal karakterizasyonu ve bu parametrelerin genel olarak killeri için sunulan değişkenliğin neresinde olduğu doğal olarak irdelenmiştir. Elde edilen sonuçlar ile varyasyon katsayısının, korelasyon mesafesinin anizotropisi tartışılmıştır. Derlenen analiz sonuçlarının ışığında deterministik yöntem ve kullanılan güvenlik katsayısının işlevi sorgulanmış, söz konusu güvenlik katsayısının aynı değerinin tasarım modellerine, saha karakterizasyonuna ve geoteknik parametre seçimine bağlı olarak son derece farklı risk seviyelerini işaret ettiği matematiksel olarak ifade edilmiştir.

Dördüncü bölümde rastsal sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar ile güvenilirlik indeksinin rastsal parametrelere ait varyasyon katsayısı, ortalama değeri ve kullanılan korelasyon mesafesinin ilişkisi incelenmiştir. Drenajsız durum için, COV_{cu} arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_{cu} 'nin değişimi güvenilirlik indeksinde önemli bir değişime sebep olmamaktadır. Şekil 4.11'de açıkça görüldüğü üzere COV_E 'nin değişimi güvenilirlik sayısı üzerinde oldukça küçük bir etkiye sahiptir. Bu bağlamda analizler sırasında kohezyon ve elastisite modülüne ait varyasyon katsayıları birlikte

arttırıldığından, yapılacak değerlendirmelerin kohezyon varyasyon katsayısına bağlı olarak geliştiği bilinmelidir. COV_E arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_E 'nin değişimi güvenilirlik indeksinde önemli bir değişime sebep olmamaktadır. Analizlerde kullanılan korelasyon mesafesi her iki yön için de arttıkça güvenilirlik indeks değerleri azalmaktadır. Drenajlı durum için, COV_c arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_c 'nin artmasıyla güvenilirlik indeksi özellikle düşük COV_c değerleri için genellikle bir miktar artmaktadır. Şekil 4.11'de açıkça görüldüğü üzere COV_E 'nin değişimi güvenilirlik sayısı üzerinde oldukça küçük bir etkiye sahiptir. Bu bağlamda analizler sırasında kohezyon ve elastisite modülüne ait varyasyon katsayıları birlikte arttırıldığından, yapılacak değerlendirmelerin kohezyon varyasyon katsayısına bağlı olarak geliştiği bilinmelidir. COV_E arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_E 'nin artmasıyla güvenilirlik indeksin özellikle düşük COV_c değerleri için genellikle bir miktar azalmaktadır. COV_ϕ arttıkça güvenilirlik indeksi azalırken, m_ϕ 'nin artmasıyla güvenilirlik indeksi özellikle düşük COV_c değerleri için genellikle bir miktar azalmaktadır. Analizlerde kullanılan korelasyon mesafesi her iki yön için de arttıkça güvenilirlik indeks değerleri azalmaktadır. Rastsal saha sonlu elemanlar yöntemi (RFEM) temelli Mrbear2D ve Monte Carlo Simülasyonu tabanlı @RISK analiz sonuçlarında elde edilen güvenilirlik indeks değerleri karşılaştırılarak korelasyon mesafelerinin sonuçlar üzerindeki etkisi incelenmiştir. Rastsal sonlu eleman yönteminde dikkate alınan korelasyon mesafelerinin artmasıyla güvenilirlik indeks değerleri azalarak, @RISK ile elde edilen güvenilirlik indeks değerlerine yaklaşmaktadır.

Beşinci bölümde şerit temellerin drenajsız taşıma gücü tahmininde rastsal sonlu eleman metodunun spesifik bir uygulaması amacıyla Ankara Kili temel zemin olarak düşünülmüştür. İki ve üçüncü bölümlerde sunulan olasılıksal çerçeve ile öncelikle Ankara Kilinin doğal değişkenliği, ölçüm hatasını ve gerektiğinde dönüşüm hatasını tutarlı bir şekilde birleştirilerek drenajsız kayma dayanımının toplam değişkenliği belirlenmiştir. Bu bölümde de rastsal sonlu eleman metodu (RFEM) analizlerinden elde edilen sonuçlar, yenilme olasılığının ve tasarımların güvenilirlik indekslerinin tahminine referans olmuştur. Dördüncü bölümde olduğu gibi, yatay ve dikey yönlerde mekânsal korelasyonu betimleyen dalgalanma ölçeğinin sonuçlar üzerindeki etkisi dikkatli biçimde irdelenmiştir. Sonuç olarak Ankara Kili üzerinde yer alan bir şerit temel için rastsal sonlu eleman yöntemi ile taşıma gücünün belirlenmesi için Mrbear2D yazılımı kullanılmış, yapılan analizler sonucunda, güvenilirlik indeksinin, artan COV_{cu} ile belirgin bir şekilde düşmekte ve anizotropik durum ile $FS = 3$ için COV_{cu} yaklaşık %40 değerini aştığında, nihai denge

sınır durumu için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayarak, kabul edilemez seviyelerde yer aldığı belirlenmiştir. Benzer şekilde güvenilirlik indeksinin, $FS = 2$ için $COV_{cu} = \%20$ değerini aştığında, nihai denge sınır durumu için önerilen $\beta = 3,0 - 3,5$ aralığına ulaşamayarak, kabul edilemez seviyelerde yer aldığı görülmektedir. Dördüncü bölümde de belirtilen bu durum, geleneksel emniyet katsayısı bazlı yöntemlerin kullanılması halinde tasarım drenajsız kayma dayanımı değerinin nasıl elde edildiğine bağlı olarak, söz konusu değer seçiminde daha tutarlı bir yol izlenmesi gerektiğini açıkça ortaya koymaktadır. Aksi takdirde, hedeflenen tasarım güvenilirlik seviyelerine ulaşılmasının çoğu zaman mümkün olmayacağının altı çizilmiştir. Analizlerle elde edilen sonuçlar aynı zamanda dalgalanma ölçeğinin gerçekçi bir yaklaşım ile hesaplara dahil edilmesinin önemini de açıkça ortaya koymaktadır. Anizotropik analizlerden hesaplananlarla karşılaştırıldığında, izotropik durumların sonlu eleman analizlerinin hemen hemen her zaman daha yüksek güvenilirlik indeksi değerleri ile sonuçlandığı görülmektedir.

Dördüncü bölümde ele alınan killerde drenajsız taşıma gücü analizleri ile beşinci bölümde ele alınan Ankara Kili için drenajsız taşıma gücü analizleri daha yakından incelenecek olursa, öncelikle Ankara Kili için farklı geoteknik parametrelerin bünyesel değişiklik ve düşey dalgalanma ölçeğinin killer için genel olarak sunulan değerler içindeki konumu tartışılmıştır. Ardından genel killer ve Ankara Kili için literatür çalışmaları kullanılarak drenajsız kayma dayanımındaki değişkenlik belirlenmiştir. Phoon ve diğ. (1995) gerçekleştirdikleri çalışmada killer için serbest basınç ve konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli basınç deneyinden ölçülen drenajsız kayma dayanımı için COV_{ξ_a} değerini $\%7\text{-}\%38$ aralığında tespit etmişlerdir. Sadece Ankara Kili için mevcut verilerin kullanılması COV_{ξ_a} değerinin $\%8\text{-}\%27$ aralığında hesaplanmasını sağlamıştır. Spesifik verinin kullanılmasıyla sağlanan drenajsız kayma dayanımı için COV_{ξ_a} değerini üst sınırdaki azalma laboratuvar deneyleri için elde edilecek güvenilirlik indeks değerlerinin daha yüksek olmasını sağlayacaktır. Dördüncü bölümde Hara ve diğerleri (1974) tarafından sağlanan SPT N verileri ile elde edilen drenajsız kayma dayanımı için COV_{ξ_a} değeri $\%38\text{-}54$ aralığında hesaplanmıştır. Ankara Kili için ise Sarıgöl (1988) tarafından toplanan veriler ile SPT N verileri ile elde edilen drenajsız kayma dayanımı için COV_{ξ_a} değeri $\%77\text{-}83$ aralığında belirlenmiştir. Ankara Kili için SPT-N sayısından elde edilen drenajsız kayma dayanımındaki COV_{ξ_a} değeri, drenajsız kayma dayanımının SPT N sayısı ile korelasyondan belirlenmesinin büyük bir değişkenliği beraberinde getirerek yüksek risk

seviyesine sahip olacağını açıkça göstermektedir. İki kaynaktan elde edilen drenajsız kayma dayanım değerine ait COV_{ξ_a} değerlerinin birbirinden bu denli uzak oluşu, Ankara Kilinde tasarım drenajsız kayma dayanımı değerinin kaynağının önemine işaret etmektedir. Ankara Kilinde yapılacak uygulamalarda sadece laboratuvarından elde edilen drenajsız kayma dayanımının kullanılmasının ve emniyet katsayısı faktörünün minimum $FS=3$ olması gerekliliği yapılan çalışmalar sonucunda ortaya konulmuştur.

Bu tez çalışmasında kohezyonlu zeminde bulunan şerit temeller için drenajlı ve drenajsız durumlarda olasılıksal yöntem ile taşıma gücünün belirlenmesine odaklanılmıştır. Kohezyonsuz zemindeki temellerin taşıma güçlerinin de dikkate alınarak tamamlayıcı bir çalışma yapılmasının yerinde olacağı düşünülmektedir.

Çalışmalar kapsamında Fenton ve Griffiths (2008) tarafından serbest kullanıma sunulan algoritma ve rastsal sonlu elemanlar programının “gelişmiş” olasılıksal yöntem olarak seçilip kullanılması uygun bulunmuştur. Söz konusu bilgisayar programı Mrbear2d programı ticari bir yazılım olmamakla birlikte, uygulamaya yönelik geoteknik problemlerin konu edilmesinde yetersiz kalabilmektedir. Program yazarları olan Fenton ve Griffiths (2008) referanslarının kodlarda korunması şartıyla modifikasyona izin vermişlerdir. Bu doğrultuda programın da geliştirilerek çalışmanın çerçevesi genişletilebilir. Ayrıca yazarların geliştirdiği diğer rastsal sonlu eleman yöntemi bazlı programlar ile farklı geoteknik problemlerin irdelenmesi ve deterministik yöntemin sorgulanması önerilmektedir(Mrdam2D, Mrearth2D, Mrflow2D, Mrflow3D, Mrpill2D, Mrpill3D, Mrsetl2D, Mrsetl3D ve Mrslope2D).

KAYNAKLAR

Akbas, S. O. (2007). *Deterministic and probabilistic assessment of settlements of shallow foundations in cohesionless soils*. Doktora Tezi, Cornell University, Ithaca, New York, 54-450.

Akbas, S. O., Kulhawy, F. H. (2010). Characterization and estimation of geotechnical variability in Ankara Clay: a case history. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(5)(619-631).

Arora, J. S. (2007). Optimization of structural and mechanical systems. *World Scientific Pub Co Inc*, Singapur, 595.

Baecher, G. B. (1985). Geotechnical error analysis. *Special Summer Course 1.60s,, 1105, Massachusetts Institute of Technology*, Cambridge, 23-31.

Baecher, G. B. (1987). Geotechnical risk analysis: user's guide. *FHWA/RD-87-011, Federal Highway Administration*, 110.

Baecher, G. B., Christian, J. T. (2003). Reliability and statistics in geotechnical engineering. *John Wiley & Sons Inc*, Cornwall, 303-430.

Baecher, G. B., Ladd, C. C. (1997). Formal observational approach to staged loading. *Research Record 1582*, Transportation Research Board, pp 49–52.

Baecher, G.B., Paté, M.E., Neufville, R. De (1980). Risk of dam failure in benefit-cost analysis. *Water Resources Research*, 16(3): 449-456.

Barker, R. M., Duncan, J. M., Rojiani, K. B., Ooi, P. S. K., Tan, C. K., Kim, S. G. (1991). Manuals for the design of bridge foundations. *NCHRP Report*, 308.

Bartlett, F. M., Hong, H. P., Zhou, W. (2003). Load factor calibration for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada: Statistics of loads and load effects. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(2): 429-439.

Benjamin, J. R., Cornell, C. A. (1970). Probability, statistics, and decision for civil engineers. *McGraw-Hill*, New York.

Burland, J. B., Burbidge, M. C. (1985). Settlement of foundations on sand and gravel. *Proceeding of Inst. Civ. Engrg.*, 78(6): *Ice Virtual Library*, 1325-1381.

Cherubini, C. (2000). Reliability evaluation of shallow foundation bearing capacity on c, phi soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(1): 264-269.

Chok, Y. H., Jaksa, M. B., Griffiths, D. V., Fenton, G. A. ve Kaggwa, W. S. (2007). A parametric study on reliability of spatially random cohesive slopes. *Australian Geomechanics*, 42(2), 79-85.

CIRIA (1977). Rationalization of Safety and Serviceability Factors in Structural Codes. 63, *Construction Industry Research and Information Association, London*, 226.

Criswell, M. E., Vanderbilt, M. D. (1987). Reliability-Based Design of Transmission Line Structures: Final Report. *Report EL-4793, Electric power research institute*.

Ellingwood, B. R., Galambos, T. V., MacGregor, J. G., Cornell, C. A. (1980). Development of a Probability-Based Load Criterion for American National Standard A58, Special Publication 577, *National Bureau of Standards*.

Erguler, Z. A., Ulusay, R. (2003). A simple test and predictive models for assessing swell potential of Ankara (Turkey) Clay. *Eng Geol*, 67(3–4): 331–352.

Fenton, G. A., Griffiths, D. V. (2003). Bearing capacity prediction of spatially random $c - \phi$ soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 40(1), 54-65.

Fenton G. A., Griffiths D. V. (2008). *Risk Assessment in Geotechnical Engineering*.(1). New Jersey/United States of America: *John Wiley & Sons*.

Filippas, O. B., Kulhawy, F. H., Grigoriu, M. D. (1988). Reliability-based foundation design for transmission line structures: Uncertainties in soil property measurement. *Report EL-5507 (3)*.

Fishman, G. S. (1996). Monte Carlo: concepts, algorithms, and applications, *Springer*.

Griffiths, D. V., Fenton, G. A. (1993). Seepage beneath water retaining structures founded on spatially random soil. *Geotechnique*, 43(4), 577-587.

Griffiths, D. V., Fenton, G. A. (1997). Three-dimensional seepage through spatially random soil, *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(2), 153-160.

Griffiths, D. V., Huang, J., and Fenton, G. A. (2010). Probabilistic infinite slope analysis, *Computers and Geotechnics*, 38(4), 577-584.

Hammit, G. M. (1966). Statistical analysis of data from comparative laboratory test program. *sponsored by ACIL*. Miscellaneous Paper 4-785, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

JCSS (2001). *The Joint Committee on Structural Safety*, <http://www.jcss.ethz.ch/>.

Johnston M. M. (1969). Laboratory comparison tests using compacted fine-grained soils. In: *Proceedings, 7th international conference on soil mechanics and foundation engineering*, vol 1, Mexico City, pp 197–202.

Kapur, K. C., Lamberson, L. R. (1977). Reliability in engineering design, *John Wiley & Sons*, New York, 605.

Kocyigit A., Turkmenoglu, A. (1991). Geology and mineralogy of the so-called Ankara Clay formation: a geologic approach to the Ankara Clay problem. In: Proceedings, 5th national symposium on clay, Anatolian University, Eskisehir, Turkey, pp 112–125.

Kulhawy, F. H., Birgisson, B., Grigoriu, M. D. (1992). Reliability-based foundation design for transmission line structures: transformation models for in-situ tests. *Report EL-5507, Palo Alto, California.*

Kulhawy, F. H., Mayne, P. W. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design. *Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA). Geotechnical Engineering Group*, 1-214.

Kulhawy F. H., Trautmann C. H. (1996). Estimation of in situ test uncertainty. In: Shackleford CD, Nelson PP, Roth MJS (eds) *Uncertainty in the geologic environment (GSP 58)*. ASCE, New York, pp 269–286.

Lacasse, S., Nadim, F. (1996). Uncertainties in characterizing soil properties. In: Shackleford CD, Nelson PP, Roth MJS (eds) *Uncertainty in the geologic environment (GSP 58)*.

ASCE, New York, pp 49–75

Leemis, L. M. (1995). Probabilistic Models and Statistical Methods. *Prentice Hall*.

Lewis, E. E. (1994). Introduction to reliability engineering. *John Wiley & Sons*, New York.

Lumb, P. (1966). The variability of natural soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 3(2): 74-97.

Lumb, P. (1970). Safety factors and the probability distribution of soil strength. *Canadian Geotechnical Journal*, 7(3), 225-242.

Melchers, R. E. (1987). Structural reliability analysis and prediction. *John Wiley & Sons*, New York, 400.

Meyerhof, G. G. (1994). Evolution of safety factors and geotechnical limit state design. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(1): 128-136.

Minty E. J., Smith R. B., Pratt D. N. (1979). Interlaboratory testing variability assessed for a wide range of N. S. W. soil types. In: Proceedings, 3rd international conference on applications of statistics and probability in soil and structural engineering, vol 1, Sydney, pp 221–235.

Mortensen, D. (1993). Safety requirements for foundation structures determined by economical considerations. *Int. Symposium on Limit State Design in Geotechnical Engg.*, 3: 683-686.

Mozer, J.D. (1991). Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading. *Manual & Report on Engineering Practice 74*, ASCE, New York, 139.

Nowak, A. S., Collins, K. R., (2000). Reliability of structures, *McGraw-Hill*.

Nowak, A.S., Lind, N.C. (1979). Practical bridge code calibration. *Journal of the Structural Division*, 105(12): 2497-2510.

Orchant, C. J., Kulhawy, F. H., Trautmann, C. H. (1988). Reliability-based foundation design for transmission line structures: Critical evaluation of in-situ test methods. *Report EL-5507*.

Ordemir I., Alyanak I., Birand A. A. (1965). Report on Ankara Clay. *METU Publication No. 12*, Ankara, Turkey.

Ovesen, N. K. (1989). General report/discussion session 30: Codes and standards. *Proc. 12th Intl. Conf. Soil Mech. Fdn. Engrg*, 4: 2751-2764.

Paice, G. M., Griffiths, D. V., and Fenton, G. A., (1996). Finite element modeling of settlements on spatially random soil, *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 122(9), 777-779.

Phoon, K. K., Kulhawy, F. H., (1999). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4): 612-624.

Phoon, K. K., Kulhawy, F. H. (1999). Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4): 625-639.

Phoon, K. K., Kulhawy, F. H., Grigoriu, M. D. (1995). Reliability-based design of foundations for transmission line structures. *Report TR-105000, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA*, 380.

Sarigol S. I. (1988). A study on correlation of soil parameters for Ankara Clay. MSc Thesis, Department of Civil Engineering, Middle East Technical University, Ankara, Turkey.

Schultze, E. (1971). Frequency distribution and correlation of soil properties. *Proc. 1st Int. Conf. On Appl. of Statistics And Probability to Soil and Structural Engineering*, Hong Kong, 371-387.

Sherwood P. T. (1970). Reproducibility of results of soil classification and compaction tests. Report LR 339. Road Research Laboratory, Crowthorne.

Singh A., Lee K. L. (1970). Variability in soil parameters. Proceedings, 8th annual engineering geology and soils engineering symposium, Idaho, pp 159–185.

Smith, I. M., and Griffiths D. V. (1998) Programming the Finite Element Method. 3rd edition, *John Wiley & Sons*, Chichester, New York.

Soong, T. T. (2004). Fundamentals of probability and statistics for engineers. *Wiley-Interscience*.

Soong, T., Grigoriu, M., (1992). Random vibration of mechanical and structure engineering. *Prentice Hall, New Jersey*.

Spry, M. J., Kulhawy, F. H., Grigoriu, M. D. (1988). Reliability-based foundation design for transmission line structures: Geotechnical site characterization strategy. *Report EL-5507 (1)*.

Tekin, E., Akbas, S.O. (2009). Yapay sınır ağları kullanarak kohezyonsuz zeminler üzerindeki yüzeysel temellerin oturma tahmini. 3. *Geoteknik Sempozyumu*, Adana.

Terzaghi, K. (1943). Theoretical soil mechanics. *John Wiley*, New York.

Thoft-Christensen, P., Baker, M. J. (1982). Structural reliability theory and its applications. *Springer-Verlag*, Berlin.

Tonoz, M. C., Gokceoglu, C., Ulusay, R. (2003). A laboratory-scale experimental investigation on the performance of lime columns in expansive Ankara (Turkey) Clay. *Bull Eng Geol Environ* 62(2):91–106.

Tsompanakis, Y., Lagaros, N. D., Papadrakakis, M. (2008). Structural design optimization considering uncertainties. *Routledge*.

Turkstra, C. J., Madsen, H. O. (1980). Load combinations in codified structural design. *Journal of the Structural Division*, 106(12): 2527-2543.

Uhlenbeck, G. E., Ornstein, L. S. (1930). On the theory of the Brownian motion, University of Michigan, Ann Arbor and Physisch Laboratorium der R. U. Utrecht, Holland.

Vanmarcke, E. (1983). Random fields: analysis and synthesis, *Cambridge, MA, MIT Press*, 1983, 394., 1.

Vanmarcke, E. H. (1977). Probabilistic modeling of soil profiles. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 103(11): 1227-1246.

Versteeg, M. F. (1988). External safety policy in the Netherlands: an approach to risk management, *Journal of hazardous materials*, 17(2): 215-222.

Wickremesinghe, D., Campanella, R.G. (1993). Scale of fluctuation as a descriptor of soil variability. *Proceedings of Conference on Probabilistic Methods in Geotech. Engrg*, 233-239.

Wolff, T. H. (1985). Analysis and design of embankment dam slopes: A probabilistic approach. PhD Thesis, Purdue University, Lafayette, Indiana.

Yucemen, M. S., Tang, M. S., and Ang, A. H. (1973). A probabilistic study of safety and design of earth slopes. Civil Engineering Studies, Structural research Series 402, University of Illinois, Urbana.

Zhu, G., Yin, J-H., Graham, J. (2001). Consolidation modeling of soils under the test embankment at Chek Lap Kok International Airport in Hong Kong using a simplified finite element model. *Can Geotech J*, 38(2):349-363.

ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler

Soyadı, adı : TÜRK, Emre
 Uyruğu : T.C.
 Doğum tarihi ve yeri : 16.09.1988, Ankara
 Medeni hali : Bekâr
 Telefon : 0 (555) 449 79 23
 Faks : 0 (312) 385 59 52
 e-mail : emre.turk@gazi.edu.tr



Eğitim

Derece	Eğitim Birimi	Mezuniyet tarihi
Lisans	Selçuk Üniversitesi/ İnşaat Müh. Bölümü	2011
Lise	Fethiye Kemal Mumcu Anadolu Lisesi	2006

İş Deneyimi

Yıl	Yer	Görev
2013-	Akademi Jeo. Jeot. Etüd Proje	Proje Mühendisi

Yabancı Dil

İngilizce

Yayınlar

Türk, E., Akbas, S. O. ve Tufenkci, O. (2014, 16-18 Haziran). *Estimation of the Undrained Bearing Capacity of Footings Using Random Finite Element Method: Application in Ankara Clay*. TC207 ISSMGE Soil-Structure Interaction. Underground Structures and Retaining Walls., St. Petersburg.

Hobiler

Görsel Sanatlar, Grafik Tasarım.



GAZİ GELECEKTİR..