



**ZEMİN ÇİVİLERİYLE GÜÇLENDİRİLMİŞ İKSA YAPILARINDA SİSTEM
PERFORMANSINI VE GÜVENİLİRLİĞİNİ ETKİLEYEN FAKTÖRLERİN
VAKA ANALİZLERİ İLE ARAŞTIRILMASI**

Ayşe Selin KESERLİ

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

ARALIK 2016

Ayşe Selin KESERLİ tarafından hazırlanan “ZEMİN ÇİVİLERİYLE GÜÇLENDİRİLMİŞ İKSA YAPILARINDA SİSTEM PERFORMANSINI VE GÜVENİLİRLİĞİNİ ETKİLEYEN FAKTÖRLERİN VAKA ANALİZLERİ İLE ARAŞTIRILMASI” 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: Doç. Dr. Cem AKGÜNER

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, TED Üniversitesi

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

.....

Üye: Prof. Dr. Nail ÜNSAL

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Gazi Üniversitesi

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

.....

Tez Savunma Tarihi: 26/12/2016

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

.....

Prof. Dr. Hadi GÖKÇEN

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.

Ayşe Selin KESERLİ

26/12/2016

ZEMİN ÇİVİLERİYLE GÜÇLENDİRİLMİŞ İKSA YAPILARINDA SİSTEM
PERFORMANSINI VE GÜVENİLİRLİĞİNİ ETKİLEYEN FAKTÖRLERİN
VAKA ANALİZLERİ İLE ARAŞTIRILMASI

(Yüksek Lisans Tezi)

Ayşe Selin KESERLİ

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Aralık 2016

ÖZET

Zemin çivileri, kazı, şev veya yamaçların stabilitesini arttırarak onları kararlı hale getiren yapı elemanlarıdır. Çivileme tekniği, zeminin kesme mukavemetini arttırmak amacıyla uzun bulonlar yerleştirilerek yapılan bir donatılama tekniğidir. Tasarımın esası çivilerde oluşacak çekme kuvvetlerini sürtünme vasıtasıyla zemine aktarmaktır. Bu çalışma kapsamında, daha etkin maliyetli bir tasarım elde edebilmek için çivili zeminin mekanik davranışlarını etkileyebileceği düşünülen faktörler parametrik olarak araştırılmıştır. Çalışmalarda iki boyutlu elasto-plastik sonlu elemanlar analiz programı Phase² kullanılmıştır. Öncelikle iki vaka analizi Phase² yazılımında modellenmiş ve vakaların sahalarda ölçülen deplasman değerleri ile programdan elde edilen deplasman değerleri karşılaştırılarak, program çıktılarının gerçek değerlere ne kadar yaklaştığı araştırılmıştır. Ayrıca, Phase² yazılımında bu iki vaka modelinin stabilize tahkikleri değerlendirilmiş ve önceki çalışmalarda kullanılan farklı yazılımlar ile de karşılaştırılmıştır. Çalışmada kullanılan Phase² yazılımının çivili duvar davranışını başarılı şekilde temsil ettiği ispat edilmiş ve sistemi etkileyen faktörler parametrik olarak araştırılmıştır. Bu faktörler, çivi eğimi, çivi uzunluk paterni, çivi akma dayanımı, çivi çapı, çivilerin yatay ve düşey aralıkları ve püskürtme kalınlığıdır. Araştırılan parametrik faktörler yazılımda yakın sonuçlar vererek doğruluğu kanıtlanan yanal deplasman değerleri ve güvenlik faktörleri dikkate alınarak değerlendirilmiştir. Sonuçlar, çivi eğimi, çapı ve yatay ve düşey aralıklarının FHWA tarafından önerilen değerlerin kullanılmasında genel olarak optimum tasarımı sağladığını göstermektedir. Analizler, aynı referans kaynaklarda önerilen çivi uzunluklarının vaka analizlerinde oldukça güvenli tarafta kaldığını göstermektedir. Piyasada üretilen çivilerin mekanik özelliklerindeki değişimlerin sistem performansı üzerindeki etkisi yok denecek kadar küçüktür. Parametrik araştırmalara ek olarak zemin çivili duvar sisteminin risk analizi yapılarak sistemin güvenilirlik düzeyi olasılıksal olarak değerlendirilmiştir. Değerlendirilen risklerin kabul edilebilir sınırlarda olduğu görülmüştür.

Bilim Kodu : 91105

Anahtar Kelimeler : Zemin çivisi, çivi eğimi, çivi uzunluk paterni, çivi akma dayanımı, çivi çapı, çivilerin yatay ve düşey aralıkları, risk analizi

Sayfa Adedi : 232

Danışman : Doç. Dr. Sami Oğuzhan AKBAŞ

A STUDY ON THE SYSTEM PERFORMANCE AND RELIABILITY OF SOIL NAIL WALLS USING CASE HISTORIES

(M. Sc. Thesis)

Ayşe Selin KESERLİ

GAZİ UNIVERSITY

GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

December 2016

ABSTRACT

Soil nails are the construction technique that stabilizes excavation and slopes by increasing the stability. This technique is done by placing long bolts or nails on the ground in order to increase the shear strength of the soil. The aim of the design is to transfer the tensile forces in the nails to the ground by means of friction. In this study, a number of factors that are thought to affect the mechanical behavior of nailed soil have been investigated parametrically in order to obtain a more cost effective design. Two-dimensional elasto-plastic finite element analysis program Phase² was used in the studies. First, two case studies were modeled in Phase² software. Displacement values measured in the field and the displacement values obtained from the program were compared. It has been researched how close the program outputs are to actual values. Stability analyzes of these models of the two case studies were also performed in Phase² software. The calculated results were compared with the results of different software used in previous studies. The safety coefficients and displacements calculated in Phase² software are very compatible to those obtained by measured and other methods. After proving that the Phase² software used in the study successfully represented the nailed wall behavior, the factors affecting the soiled wall mechanism were investigated parametrically. These factors are nail inclination, nail length pattern, nail yield strength, nail diameter, horizontal and vertical spacing of nails and shot-crete thickness. The parametric factors investigated were evaluated by considering lateral displacement values and safety factors. The results generally show that nail inclination, diameter and horizontal and vertical spacing provide the optimum design by using of the values recommended by FHWA. Analyzes show that the recommended nail lengths in the same reference sources remain on the safe side in case studies. The changes in the mechanical properties of nails produced in the market are so small that there is no effect on system performance. In addition to parametric investigations, risk analysis of the soil nailed wall system was performed and the reliability level of the system was evaluated as probabilistic. Finally, the risks were found to be within acceptable limits.

Science Code : 91105

Key Words : Ground nail, nail inclination, nail length pattern, nail yield strength, nail diameter, horizontal and vertical spacing of nails, risk analysis

Page Number : 232

Supervisor : Assoc. Prof. Dr. Sami Oğuzhan AKBAŞ

TEŞEKKÜR

Çalışmalarım boyunca değerli bilgilerini benimle paylaşan, yardım ve katkılarıyla beni yönlendiren hocam Doç. Dr. Sami Oğuzhan Akbaş'a,

Çalışmam için gerekli vakaların verilerini temin ettiğim Sn. Prof. Dr. Turan Durgunoğlu ve bu konuda yardımını gördüğüm Sn. Berkay Koçak'a,

Desteklerinden ötürü bünyesinde çalıştığım Dolsar Müh. A.Ş. ve çalışma arkadaşlarıma,

Çalışmalarım boyunca bana sabır gösteren, sevgisini ve desteğini hep yanımda hissettiğim eşime ve tüm aileme, üzerimde büyük emekleri olan canım babam İbrahim Yıldız ve meslektaşım canım annem Nurhan Yıldız'a içten teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	iv
ABSTRACT.....	vi
TEŞEKKÜR.....	vii
İÇİNDEKİLER	viii
ÇİZELGELERİN LİSTESİ.....	xiii
ŞEKİLLERİN LİSTESİ.....	xvi
SİMGELER VE KISALTMALAR.....	xxiii
1. GİRİŞ.....	1
2. ZEMİN ÇİVİSİ	3
2.1. Zemin Çivisinin Çıkış Noktası.....	5
2.2. Zemin Çivili Duvar Elemanları.....	6
2.2.1. Zemin çivileri.....	6
2.2.2. Kaplama	8
2.2.3. Diğer elemanlar	9
2.3. İnşaat Adımları.....	9
2.4. Zemin Çivili Duvarların Uygulama Alanları.....	13
2.5. Uygulamanın Avantajları ve Sınırlamaları	15
2.5.1. Yapım.....	15
2.5.2. Performans	16
2.5.3. Sınırlamalar	16
2.6. Zemin Çivisi Çalışma Prensipleri.....	17
2.7. Zemin Çivisinde Yük Aktarım Mekanizması	18

	Sayfa
2.8. Zemin Çivi Etkileşimi ve Çekme Kuvveti Dağılımı	19
2.8.1. Maksimum çekme kuvveti dağılımı.....	20
2.8.2. Çivi başında gelişen eksenel çekme kuvvetleri.....	22
2.9. Çivili Duvar Tasarımında Elverişli Koşullar	24
2.10. Zemin Çivili Duvarların Ön Tasarımı.....	25
2.10.1. Çivili duvarların deprem yüklerine karşı tasarımı.....	36
2.11. Vaka Modellerinin Ön Tasarımı.....	38
2.11.1. İstinye Park Modeli ön tasarımı	40
2.11.2. Seattle Modeli ön tasarımı.....	42
3. SİSTEM PERFORMANSINI OLUŞTURAN STABİLİTE VE DEFORMASYONLARIN VAKA ANALİZLERİ ÇERÇEVESİNDE DEĞERLENDİRİLMESİ.....	45
3.1. Giriş.....	45
3.2. Vaka Analizi – İstanbul, İstinye Park Zemin Çivili İksa Sistemi	46
3.2.1. Model çalışmaları.....	48
3.3. Vaka Analizi – Washington, Seattle Poliklinik Duvarı İksa Modeli	57
3.3.1. Model çalışmaları.....	59
3.4. Zemin Çivili Yapılarda Sistemin Performansını Belirleyen Güvenlik Katsayısının Karşılaştırmalı Biçimde Araştırılması	74
3.4.1. Tai Poi vakasında güvenlik katsayılarının irdelenmesi.....	75
3.4.2. Tepe vakasında güvenlik katsayılarının irdelenmesi	77
4. ZEMİN ÇİVİLİ YAPILARIN ÇALIŞMA MEKANİZMASINI ETKİLEYEN FAKTÖRLER: PARAMETRİK ÇALIŞMA.....	83
4.1. Giriş.....	83
4.2. Çivi Eğiminin Sistem Performansına Etkisi	83

Sayfa

4.2.1. Çivi eğimi etkisinin İstinye Park vaka analizinde araştırılması	84
4.2.2. Çivi eğimi etkisinin Seattle vaka analizinde araştırılması	90
4.2.3. Tai Poi Vakasında artan çivi eğimine bağlı değişen sistem davranışının incelenmesi.....	94
4.2.4. Ters çivi eğiminin yapı stabilitesine etkisi.....	97
4.3. Çivi Uzunluğunun Sistem Performansına Etkisi	106
4.3.1. Çivi uzunluğu etkisinin İstinye Park vaka analizinde araştırılması	107
4.3.2. Çivi uzunluğu etkisinin Seattle vaka analizinde araştırılması.....	111
4.4. Farklı Uzunlukta Çivilerle Kurulan Sistemlerde Performansın Araştırılması	115
4.4.1. Değişken çivi uzunluğu etkisinin İstinye vakasında araştırılması	116
4.4.2. Değişken çivi uzunluğu etkisinin Seattle vakasında araştırılması	120
4.5. Zemin Çivisi Çapının Sistem Performansına Etkisi	122
4.5.1. Çap etkisinin İstinye Park vakasında değerlendirilmesi	123
4.5.2. Çap etkisinin Seattle vakasında değerlendirilmesi.....	126
4.6. Çivi Yatay Aralıklarının Sistem Performansına Etkisinin Araştırılması	128
4.6.1. Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin İstinye Park vakasında araştırılması	129
4.6.2. Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin Seattle vakasında araştırılması	131
4.7. Çivi Akma Dayanımının Sistem Performansına Etkisi	133
4.7.1. Çivi akma dayanımının İstinye vakasında araştırılması.....	133
4.7.2. Çivi akma dayanımının Seattle vakasında araştırılması.....	137
4.8. Püskürtme Kalınlığının Sistem Performansına Etkisi	139
5. SİSMİK VE STATİK YÜKLER ALTINDA ZEMİN ÇİVİLİ İKSA TASARIMLARININ MEVCUT GÜVENİLİRLİK SEVİYELERİNİN BELİRLENMESİ	143

Sayfa

5.1. Giriş.....	143
5.2. Tepki Yüzeyi Yöntemi	143
5.3. Güvenilirlik Endeksi, β	144
5.4. Parametrelerin İstatistik Değerlendirmesinde Seçilen Yöntem, Üç-Sigma kuralı.....	146
5.5. Zemin Çivili Duvarın Güvenilirlik Analizi.....	147
5.5.1. İstinye vakası pseudo-statik sistemde risk analizi.....	151
5.5.2. İstinye vakası statik sistemde risk analizi	161
5.5.3. İstinye vakası, statik koşullarda servis yükleri altında gelişen deplasmanların güvenilirlik değerlendirmesi.....	166
5.6. Sonuçların Değerlendirilmesi.....	169
6. SONUÇ VE ÖNERİLER	173
EKLER.....	181
EK-1. Phase ² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları	182
EK-2. Çivi eğiminin sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park vakasının analiz sonuçları	198
EK-3. Çivi eğiminin sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle vakasının analiz sonuçları	203
EK-4. Çivi uzunluk paterninin sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park vakasının analiz sonuçları.....	208
EK-5. Çivi uzunluk paterninin sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle vakasının analiz sonuçları	212
EK-6. Çivi çapının sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park vakasının analiz sonuçları	215
EK-7. Çivi çapının sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle vakasının analiz sonuçları	219
EK-8. Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park vakasının analiz sonuçları.....	223

Sayfa

EK-9. Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle vakasının analiz sonuçları	227
ÖZGEÇMİŞ	231
DİZİN.....	232

ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge	Sayfa
Çizelge 2.1. Çivili duvarların tasarımında ön boyutlandırma	26
Çizelge 3.1. Tüm kazı aşamalarında Phase ² modelinden elde edilen yanıl deplasman değlerlerinin derinliğe bağıl değışimi	50
Çizelge 3.2. Seattle modelinin zemin tabakalarına bağıl olarak değışen parametreleri .	59
Çizelge 3.3. Tüm kazı aşamalarında yanıl deplasman değlerlerinin derinliğe bağıl değışimi.....	62
Çizelge 3.4. Seattle Modeli karşılaştırmalı yanıl deplasman değleri	63
Çizelge 3.5. Seattle Modeli servis aşamasında çivilere etkiyen eksenel çekme kuvvetleri	72
Çizelge 3.6. 11W-B/C41 nolu kazı şevinin çivisiz, yatayla 10° açı yapacak eğimde yerleştirilen çiviler ile oluşturulan sistemde farklı yöntemlere göre hesaplanan güvenlik faktörü sonuçları.....	76
Çizelge 3.7. Tepe Vakası, yatayla 15° açı yapacak eğimde yerleştirilen çiviler ile oluşturulan sistemde statik ve depremlı koşullarda farklı yöntemlere göre esaplanan güvenlik faktörü sonuçları	82
Çizelge 4.1. Değişen çivi eğimlerine bağıl olarak servis aşamasında hesaplanan yanıl deplasman değleri.....	85
Çizelge 4.2. Seattle Vakasında belli eğimlerde zemine yerleştirilen çivilerin deplasman değleri ve güvenlik katsayıları.....	90
Çizelge 4.3. 11W-B/C41 nolu kazı şevinin çivisiz, yatayla 10° ve 55° açı yapacak eğimde yerleştirilen çiviler ile oluşturulan sistemde farklı yöntemlere göre hesaplanan güvenlik faktörü sonuçları	96
Çizelge 4.4. Farklı çivi eğimleriyle oluşturulan sistemlerde Talren yazılımında hesaplanan güvenlik katsayısı sonuçları	100
Çizelge 4.5. Farklı çivi eğimleriyle oluşturulan sistemlerde Phase ² yazılımında hesaplanan güvenlik katsayısı sonuçları	101
Çizelge 4.6. Her iki deney takımı için ikinci sıra çivide okunan çekme kuvvetleri	103
Çizelge 4.7. Her iki deney takımı için arazide okunan ve Phase2 yazılımda hesaplanan yanıl deplasmanlar.....	103
Çizelge 4.8. Vaka modellerinin ön tasarım ve gerçık uzunlukları	107

Çizelge	Sayfa
Çizelge 4.9. İstinye Park iksasında araştırılan çivi uzunluklarının yatay deplasman analiz sonuçları	108
Çizelge 4.10. Seattle Vakasında araştırılan çivi uzunluklarının yatay deplasman analiz sonuçları	113
Çizelge 4.11. İstinye Vakası, uzunluk paternine göre oluşturulan modellerin Phase ² analiz çıktıları.....	118
Çizelge 4.12. Seattle Vakası, uzunluk paternine göre oluşturulan modellerin Phase ² analiz çıktıları.....	121
Çizelge 4.13. Farklı çivi çaplarında servis aşamasında gelişen yanıl deplasman değlerleri ve güvenlik katsayıları	123
Çizelge 4.14. Farklı çivi çapları kullanılarak oluşturulan modellerin Phase ² analiz sonuçları.....	126
Çizelge 4.15. Servis yükleri altında farklı yatay çivi aralıklarına sahip modellerin analiz sonuçları	129
Çizelge 4.16. Farklı yatay çivi aralıklarına sahip modellerin İnşaat sonrası analiz sonuçları	132
Çizelge 4.17. Farklı çekme kapasitelerine sahip çivilerle oluşturulan yapılarda servis yükleri altında gelişen yanıl deplasman ve güvenlik katsayısı sonuçları	135
Çizelge 4.18. Farklı çekme kapasitesine sahip çivilerden oluşan modellerin analiz sonuçları	138
Çizelge 4.19. İstinye Vakasında püskürtme kalınlığının sistem stabilitesine etkisi	141
Çizelge 5.1. İstinye Park zemin çivili iksa yapısı geometrik ve parametrik özellikleri..	149
Çizelge 5.2. İstinye Modelinde kullanılan parametreler	150
Çizelge 5.3. Rastsal değışkenlerin istatistik özellikleri.....	153
Çizelge 5.4. 8 farklı kombinasyondan oluşan 1. grup analiz takımları.....	154
Çizelge 5.5. 16 farklı kombinasyondan oluşan 2. grup analiz takımları.....	155
Çizelge 5.6. 8 farklı kombinasyondan oluşan birinci grup analiz takımları	161
Çizelge 5.7. Elastisite Modülü Normal dağılıma göre belirlenmiş standart sapma maksimum ve minimum değlerleri (Üç-Sigma Yöntemi)	162

Çizelge	Sayfa
Çizelge 5.8. 16 farklı kombinasyondan oluşan ikinci grup analiz takımları	162
Çizelge 5.9. Elastisite Modülü ve içsel sürtünme açısı arasındaki lineer korelasyon.....	166
Çizelge 5.10. Yanal deplasmanlar açısından güvenilirlik düzeyini belirleyen parametreler ile yürütülen analizler	167
Çizelge 5.11. İstinye Park Vakası başarısızlık olasılıkları.....	170

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil	Sayfa
Şekil 2.1. Zemin çivili duvarın tipik enkesiti Porterfield ve diğ. değiştirilerek.....	4
Şekil 2.2. Zemin çivisi uygulamasında yapılan yüzey kaplaması ve başlık detayı	7
Şekil 2.3. Tipik bir çivili duvarın inşaat adımları Porterfield ve diğ.	10
Şekil 2.4. Karayolunda çivili duvar uygulamalarının yarma kesimindeki örneği	14
Şekil 2.5. Karayolunda çivili duvar uygulamalarının dolgu kesimindeki örneği	14
Şekil 2.6. Şevde olası kayma düzleminin ayırdığı iki ayrı bölge; aktif bölge ve pasif bölge	17
Şekil 2.7. Zemin çivisi boyunca gelişen çekme gerilmelerinin yönleri	18
Şekil 2.8. Zemin çivisinde gelişen gerilme mekanizması.....	19
Şekil 2.9. Çivide gelişen maksimum çekme kuvveti yeri.....	20
Şekil 2.10. Çivili duvarlarda ölçülen maksimum çivi çekme kuvvetleri.....	22
Şekil 2.11. Duvar yüzünde ölçülen çivi çekme kuvvetleri, Byrne ve diğ.....	23
Şekil 2.12. Ön tasarım abağı 1/A duvar arkası eğimi=0°	29
Şekil 2.13. Ön tasarım abağı 1/B duvar arkası eğimi=0°, duvar yüzü eğimi=0°.....	30
Şekil 2.14. Ön tasarım abağı 1/C duvar arkası eğimi=0°, duvar yüzü eğimi=10°	30
Şekil 2.15. Ön tasarım abağı 2/A duvar arkası eğimi=10°	31
Şekil 2.16. Ön tasarım abağı 2/B duvar arkası eğimi=10°, duvar yüzü eğimi=0°.....	31
Şekil 2.17. Ön tasarım abağı 2/C duvar arkası eğimi=10°, duvar yüzü eğimi=10°.....	32
Şekil 2.18. Ön tasarım abağı 3/A duvar arkası eğimi=20°	32
Şekil 2.19. Ön tasarım abağı 3/B duvar arkası eğimi=20°, duvar yüzü eğimi=0°.....	33
Şekil 2.20. Ön tasarım abağı 3/C duvar arkası eğimi=20°, duvar yüzü eğimi=10°.....	33
Şekil 2.21. Ön tasarım abağı 4/A duvar arkası eğimi=34°	34
Şekil 2.22. Ön tasarım abağı 4/B duvar arkası eğimi=34°, duvar yüzü eğimi=0°.....	34

Şekil	Sayfa
Şekil 2.23. Ön tasarım abağı 4/C duvar arkası eğimi=34°, duvar yüzü eğimi=10°	35
Şekil 2.24. Çivi boyu kısaltma abağı	35
Şekil 2.25. (a) Donatılı zemin duvarları için geometri ve notasyon (b) donatılı zona etkiyen statik ve psödo-statik kuvvetler	37
Şekil 2.26. İç duraylılık için göçme sınırı	38
Şekil 3.1. İstinye Park Kompleksi iksa geometrisi ve inşaat sahası	47
Şekil 3.2. İstinye Park Kompleksi Phase ² model geometrisi ve malzeme parametreleri	48
Şekil 3.3. İstinye Park Kompleksi kazı iksa uygulamasında belli tarihlerde kaydedilen 4 nolu inklonometre okumaları	49
Şekil 3.4. İstinye Park Kompleksi Phase ² modelinin her bir aşamada hesaplanan yanal deplasman grafikleri	51
Şekil 3.5. İstinye Park vakasının arazide okunan ve Phase2 modelinde hesaplanan yanal deplasman okumalarının karşılaştırmalı grafikleri	53
Şekil 3.6. İstinye Park Phase ² modeli yanal deplasman analiz çıktısı	54
Şekil 3.7. İstinye Park Phase ² modeli statik durum için güvenlik katsayısı analiz sonuçları	55
Şekil 3.8. İstinye Park Phase ² modeli depremli durum için güvenlik katsayısı analiz sonuçları	55
Şekil 3.9. İstinye Park Phase ² modeli çivilerde gelişen eksenel kuvvetler	56
Şekil 3.10. Seattle poliklinik duvar geometrisi	58
Şekil 3.11. Seattle modeli arazide kaydedilen yanal deplasman okumaları	58
Şekil 3.12. Seattle vakasının Phase ² model geometrisi ve zemin parametreleri	60
Şekil 3.13. Seattle Phase ² modelinin her bir aşamada hesaplanan yanal deplasman grafikleri	61
Şekil 3.14. Seattle vakasının deplasman grafiklerinin karşılaştırılması	64
Şekil 3.15. Seattle vakası Phase ² deplasman çıktısı	65
Şekil 3.16. Seattle duvarı Plaxis deplasman çıktısı	65

Şekil	Sayfa
Şekil 3.17. Phase ² yazılımıyla modellenen Seattle modelinin güvenlik katsayısı analiz çıktısı	66
Şekil 3.18. Seattle Duvarı için GSTABL yazılımda analiz edilen olası kayma yüzeyi...	68
Şekil 3.19. Seattle Duvarı için Plaxis yazılımda tahmin edilen kayma yüzeyi.....	69
Şekil 3.20. Phase ² yazılımı ile analiz edilen Seattle Vakası için servis aşamasında her bir çivide gelişen eksenel kuvvet dağılımları.....	70
Şekil 3.21. Belli kazı derinliklerinde okunan çivi eksenel kuvvetleri	70
Şekil 3.22. Arazi okumalarının alındığı ölçüm cihazlarının yerleri	71
Şekil 3.23. Seattle Duvarında, çivilerde gelişen maksimum çekme kuvvetleri.....	73
Şekil 3.24. 11W-B/C41 nolu kazı şevinin model geometrisi ve kullanılan parametreler	76
Şekil 3.25. Phase ² yazılımında modellenen 11W-B/C41 nolu kazı şevinin çivili ve çivisiz koşullardaki analiz sonuçları	77
Şekil 3.26. Tepe Modeli inşaat sahası ve model geometrisi	78
Şekil 3.27. Tepe Alışveriş Merkezi Phase ² model geometrisi ve malzeme parametreleri	79
Şekil 3.28. Tepe Vakası için analiz çıktısı statik ve depremli koşullarda SNAIL yazılımıyla hesaplanmış güvenlik katsayısı.....	80
Şekil 3.29. Tepe Vakası için analiz çıktısı statik ve depremli koşullarda Phase ² yazılımıyla hesaplanmış güvenlik katsayısı.....	81
Şekil 4.1. Zemin çivisi yönelimlerini tanımlayan α ve θ açıları arasındaki tipik ilişki ..	84
Şekil 4.2. İstinye Vakasında belli eğimlerde zemine yerleştirilen çivilerin deplasman grafikleri.....	86
Şekil 4.3. İstinye Park modelinde farklı eğimlerde yerleştirilen çivilerin güvenlik katsayısını veren analiz sonuçları	87
Şekil 4.4. Değişken çivi eğimi uygulamasını gösteren çivili duvar enkesiti	89
Şekil 4.5. Seattle Vakasında belli eğimlerde zemine yerleştirilen çivilerin deplasman grafikleri.....	91
Şekil 4.6. Seattle Duvarında farklı eğimlerde yerleştirilen çivilerin güvenlik katsayısını veren analiz sonuçları	92

Şekil	Sayfa
Şekil 4.7. 11W-B/C41 nolu kazı şevinin çivisiz, yatayla 10° ve 55° açı yapacak eğimde yerleştirilen çiviler ile oluşturulan sistemde Flac 2D analizlerinden elde edilen çivi kuvvet diyagramlarının eğime bağlı değişimleri.....	96
Şekil 4.8. 11W-B/C41 nolu kazı şevinin çivisiz, yatayla 10° ve 55° açı yapacak eğimde yerleştirilen çiviler ile oluşturulan sistemde Phase2 analizlerinden elde edilen çivi kuvvet diyagramlarının eğime bağlı değişimleri.....	97
Şekil 4.9. Zemin çivili duvar enkesiti	98
Şekil 4.10. Zemin çivili duvar enkesitinde, ölçüm aletlerinin yerleri.....	102
Şekil 4.11. Her iki deney takımı için Phase2 yazılımı güvenlik katsayısı sonuçları	104
Şekil 4.12. Yukarı dönük eğimli çiviler ile oluşturulan sistemde hesaplanan G.K. ($\alpha=5^\circ$)	105
Şekil 4.13. Aşağı dönük eğimli çiviler ile oluşturulan sistemde hesaplanan G.K. ($\alpha=15^\circ$)	105
Şekil 4.14. İstinye Park İksasında araştırılan çivi uzunluklarının yanal deplasman grafikleri.....	109
Şekil 4.15. İstinye Park İksasında çivi uzunluklarına bağlı olarak değişen güvenlik katsayıları.....	111
Şekil 4.16. Seattle Vakasında araştırılan çivi uzunluklarının yanal deplasman grafikleri.....	114
Şekil 4.17. Seattle Vakasında çivi uzunluklarına bağlı olarak değişen güvenlik katsayıları.....	114
Şekil 4.18. Servis Yükleri altında farklı dizilim ve boylardaki çivilerle oluşturulan modellerin deplasman grafikleri-1	119
Şekil 4.19. Servis Yükleri altında farklı dizilim ve boylardaki çivilerle oluşturulan modellerin deplasman grafikleri-2	122
Şekil 4.20. Farklı çivi çaplarındaki modellerin Phase2 analizinde hesaplanan yanal deplasman grafikleri-1	124
Şekil 4.21. İstinye Park iksasında çivi çaplarına bağlı olarak değişen güvenlik katsayıları.....	125
Şekil 4.22. Farklı çivi çapları kullanılarak oluşturulan modellerin deplasman grafikleri-2	127

Şekil	Sayfa
Şekil 4.23. Farklı çivi aralıkları ile oluşturulan sistemlerde servis yükleri altında kazı yüzünde hesaplanan maksimum deplasman değerleri-1	130
Şekil 4.24. Farklı çivi aralıkları ile oluşturulan sistemlerde servis yükleri altında kazı yüzünde hesaplanan maksimum deplasman değerleri-2	133
Şekil 4.25. Farklı çivi çapı ve akma dayanımlarına sahip modellerin Phase ² analizinde hesaplanan yanal deplasman grafikleri-1	136
Şekil 4.26. Farklı çivi çapı ve akma dayanımlarına sahip modellerin Phase ² analizinde hesaplanan yanal deplasman grafikleri-2	139
Şekil 4.27. İstinye Vakasında püskürtme kalınlığının sistem stabilitesine etkisi	140
Şekil 4.28. Seattle Vakasında püskürtme kalınlığının sistem stabilitesine etkisi	142
Şekil 5.1. Kuadratik model örneği	144
Şekil 5.2. 1- σ dağılım elipsi ve kritik elips	145
Şekil 5.3. Statik koşullar altında elastik zemin davranışı sergileyen İstinye Park iksa sisteminin analiz sonuçları	150
Şekil 5.4. Dinamik koşullar altında oluşturulan 1. grup kombinasyon takımlarının regresyon analizleri	155
Şekil 5.5. Dinamik koşullar altında oluşturulan 2. grup kombinasyon takımlarının regresyon analizleri	156
Şekil 5.6. Güvenirlik endeksi β hesabında çözümlenen matris denklemleri	158
Şekil 5.7. Birinci grup β çözümü Excel Solver ayarları	159
Şekil 5.8. İkinci grup β çözümü Excel Solver ayarları	160
Şekil 5.9. Statik koşullar altında oluşturulan birinci grup kombinasyon takımlarının regresyon analizleri	163
Şekil 5.10. Statik koşullar altında oluşturulan ikinci grup kombinasyon takımlarının regresyon analizleri	164
Şekil 5.11. Birinci grup β çözümü Excel Solver ayarları	165
Şekil 5.12. İkinci grup β çözümü Excel Solver ayarları	165
Şekil 5.13. Statik koşullarda deplasman riskini belirleyen parametreler ile yürütülen regresyon analizleri	168

Şekil**Sayfa**

Şekil 5.14. Deplasman güvenilirliğinin değerlendirilmesinde, β çözümü Excel Solver ayarları	169
---	-----

SİMGELER VE KISALTMALAR

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

Simgeler	Açıklamalar
w/c	Su/çimento oranı
T_{max}	Çivide gelişen maksimum eksenel kuvvet (kN)
q	Çivi-enjeksiyon ara yüzeyi boyunca oluşan kesme gerilmesi
T_o	çivi uç bölgesi eksenel çekme kuvveti
L	Çivi boyu (m)
H	Duvar yüksekliği (m)
D	Delik çapı (mm)
d	Çivi çapı (mm)
S	Çivi başına düşen alan (mm ²)
c_u, ϕ_u	Boyutsuz kohezyon
c_D	Güvenlik uygulanmış içsel sürtünme açısı tanjantı
γ	Birim hacim ağırlık (kN/m ³)
T_D	Çivi taşıma gücü
α_N	Çivi mukavemet faktörü
T_{NN}	İstenilen çivi mukavemet faktörü (kN)
S_v, S_H	Çiviler için verilen düşey ve yatay aralıklar (m)
A_N	Gerekli çivi alanı (mm ²)
F_y	Çelik mukavemeti (N/mm ²)
Q_D	Çivi sıyrılma direnci
Q_u	Çivinin taşınabilecek son sıyrılma yükü (kN/m)
R	Azaltma faktörü
a_c	Pik ivme
ΔP_{ae}	Dinamik zemin ek itkisi
P_{IR}	Donatılı kesimde atalet kuvveti
P_A	Statik zemin itkisi
Simgeler	Açıklamalar

Simgeler**Açıklamalar**

P_{IA}	Statik benzeşimli atalet kuvveti,
α	Zemin çivisinin yatayla yaptığı açı (°)
θ	Zeminin kesme yüzeyinin normali ile yapılan açı (°)
τ	Zemin kesme direnci (kPa)
P_R	Çubukta gelişen kesme kuvveti (kN)
A_s	Zemin kesme düzlemi alanı (m ²)
ϕ	İçsel sürtünme açısı (°)
c	Kohezyon (kPa)
E	Zemin elastisite modülü (MPa)
ν	Poisson oranı
f_y	Çivi akma dayanımı (MPa)
t	Püskürtme beton kalınlığı (cm)
z	Kazı derinliği (m)
T_n	Eksenel çekme kuvveti (kN)
R_n	Çekme kapasitesi (kN)
T_c	Kesme kuvveti (kN)
R_c	Kesme kapasitesi (kN)
β	Güvenilirlik endeksi
p_f	Başarısızlık olasılığı
σ	Standart sapma
HCV	Olası en büyük değer
LCV	Olası en küçük değer
$X_{min.}$	Regresyon analizlerinden elde edilen minimum girdi parametresi
$X_{maks.}$	Regresyon analizlerinden elde edilen maksimum girdi parametresi
μ	Normal dağılım eğrisi ortalama değeri

Kısaltmalar**Açıklamalar****FHWA**

Fedarel Highway Administration (Amerika Birleşik
Devletleri Ulaşım Departmanı Federal Karayolu
İdaresi)

G.K.

Güvenlik katsayısı

LRFD

Load and Resistance Factor Design

SLD

Service Load Design

1. GİRİŞ

Donatılı zemin teknolojileri uzun yıllardır kazıları desteklemek ve şev stabilitesini sağlamak amacıyla karayolu ve demiryolu projelerinde, endüstri ve sanayi yapılarında kullanılmaktadır. Bu teknik, uygun zemin şartlarında geleneksel yöntemlerle inşa edilen dayanma yapılarına göre daha ekonomik ve hızlı çözümler sunabilmektedir.

Zemin çivileri, kazı, şev veya yamaçların stabilitesini arttırarak onları kararlı hale getiren yapı elemanlarıdır. Zemin çivileme tekniği, şev ya da kazı yüzeyine yerleştirilen, çapları genelde 19-35 mm ve akma dayanımları da 420-500 MPa arasında değişen demir çubukların çalışma prensibine dayalı, kolay uygulanabilir bir tekniktir. Zemin çivili duvarlar, özellikle arazi eğiminin fazla olduğu karayolu genişletme çalışmalarında, kazı-dolgu hacmini azaltması ve genel stabiliteyi arttırması açısından gerek emniyet, gerek maliyet yönünden önemli avantajlar sağlayabilmektedir.

Zemin çivileme tekniği en basit şekliyle, tabii zeminin kesme mukavemetini arttırmak ve çivili zemin sistemine çekme mukavemeti kazandırmak amacıyla uzun bulonlar veya çiviler yerleştirilerek yapılan bir donatılama tekniğidir. Tasarımın esası çivilerde oluşacak çekme kuvvetlerini sürtünme vasıtasıyla zemine aktarmaktır.

Ülkemizde, zemin çivileri ile desteklenmiş duvar örneklerinin yaygın olduğu uygulamalardan biri de derin kazı iksalarıdır. Yüksek katlı ve birbirine yakın yapıların inşaatında gerekli olan derin temel kazılarını desteksiz yapmak çoğu zaman mümkün değildir. Sistemde meydana gelen çok küçük deformasyonlar dahi çevre yapılarda oturmalara ve ciddi hasarlara sebebiyet verebilmektedir. Bu amaçla, zemin çivili duvarların sistem performansını değerlendirirken stabilite ve deformasyonlar ayrılmaz bir bütün olarak düşünülmelidir.

Bu çalışma kapsamında, daha etkin bir tasarım elde edebilmek için çivili zeminin davranışlarını etkileyebileceği düşünülen faktörler parametrik olarak araştırılmıştır. Çalışmalarda iki boyutlu elasto-plastik sonlu elemanlar analiz programı Phase² kullanılmıştır. Öncelikle iki vaka analizi Phase² yazılım programında modellenmiş ve vakaların sahalarda ölçülen deplasman değerleri ile programdan elde edilen deplasman

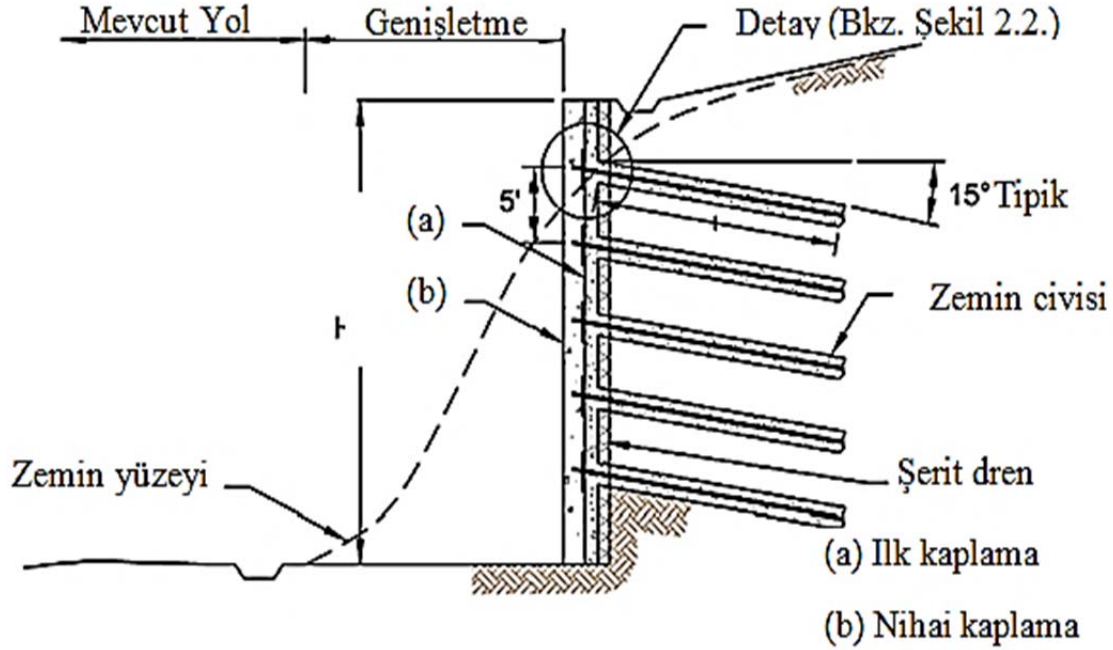
değerleri karşılaştırılarak, program çıktılarının gerçek değerlere ne kadar yaklaştığı araştırılmıştır. Ayrıca vaka analizlerinde, önceki çalışmalarda kullanılan diğer programlardan (SNAIL, Plaxis ve FLAC2) elde edilen güvenlik faktörleri de Phase² programından elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Belli kabuller doğrultusunda, Phase² yazılımında hesaplanan güvenlik katsayısı ve deplasman değerleri, ölçülen ve diğer yöntemler ile elde edilen değerlere oldukça yakın sonuçlar vermiştir. Phase² sonlu elemanlar analiz programında tanımlanan modellerin doğruluğu bu şekilde ispatlandıktan sonra, çivili duvar deplasman ve stabilitesini etkileyebileceği düşünülen faktörler parametrik olarak araştırılmış ve elde edilen sonuçlar bu açıdan değerlendirilmiştir. İncelenen faktörler, çivi eğimi, aşamalı kazıda çivi uzunluk paterni, çivi akma dayanımı, çivi çapı, çivi yatay ve düşey aralıkları, püskürtme betonu kalınlığıdır. Sonlu eleman analizleri ile modellenen sistemlerde çivi içinde gelişen eksenel kuvvet değerleri, ölçüm aletleri yerleştirilen deneysel duvar uygulamalarından gerilme ölçerler ile elde edilen sonuçlar ile uyumlu değildir. Bu amaçla sistem içindeki çivilerde gelişen çekme kuvvetleri FHWA tarafından önerilen eşitlikler ve kabuller ile tahmin edilerek yorumlanmıştır. Araştırılan parametrik faktörler modellemede yakın sonuçlar vererek doğruluğu kanıtlanan yanal deplasman değerleri ve güvenlik faktörleri dikkate alınarak değerlendirilmiştir. Son olarak, parametrik araştırmalara ek zemin çivili duvar sisteminin güvenilirlik düzeyi olasılıksal yaklaşım kullanılarak değerlendirilmiştir.

2. ZEMİN ÇİVİSİ

Zemin çivisi, zemine yerinde yerleştirilerek kompozit ve kararlı bir yapı sağlamaktadır. Zemin ve çivi etkileşimi, çivi başlıklarını dikkate almadan, iki temel mekanizma ile elde edilir. Bunlar, eksenel çekme ve basınca sebep olan zemin ile çivi arasındaki sürtünme ve çivi rijitliğinin kayma gerilmeleri ve eğilme momentlerine direnç göstermesidir. Bunlardan ilki, çiviler tarafından yaratılan çekme kuvvetlerinin aktif bölgeden direnç bölgesine zemin/çivi ara yüzeyindeki sürtünme sayesinde aktarılması ve oluşan sürtünme sayesinde zemin hareketinin önlenmesi şeklinde ifade edilir. İkinci durumda çivi ve zemin arasındaki temel etkileşim, çivi-zemin ara kesitinde zeminin kazı alanına doğru yaptığı harekete çivinin karşı koymak istemesi sonucunda oluşan kayma gerilmesi ile gerçekleşir. Bu iki mekanizmada çivi ve zemin etkileşimleri karmaşıktır ve çivi içinde oluşan kuvvetler birçok faktör tarafından etkilenmektedir.

Bu bölümde, zemin çivileri uygulamaları tanımlanmakta ve çivili duvarların yapım aşamaları ve temel bileşenleri sunulmaktadır. Aynı zamanda, çivili duvar inşaatının yapılabilir olup olmadığını değerlendirmek amacıyla maliyet etkinliği için olumlu ve olumsuz zemin şartları tartışmalarına ve sistemin inşaat maliyetini etkileyen ana faktörlere yer verilmiştir.

Çivili duvarlar yukarıdan aşağıya doğru bir inşaat sırası izleyerek uygulanır. İlk kazının belli bir derinlikte gerçekleştirilmesinin ardından, her kazı adımı için zemin çivisi ve ilk yüzey püskürtme betonu uygulaması yapılır. Daha sonra, nihai püskürtme betonu ya da yerinde dökme beton yüzeye uygulanmaktadır. Çiviler genellikle 1,2-1,8 m düşey aralıklarla zemine yerleştirilir. Desteksiz bir şekilde kararlı durabilen kazı yüksekliği genellikle 0,9-1,5 m'dir. Bazı zeminler daha yüksek kazılarda da stabil durabilir. Çivi düşey aralıkları da bu ilk basamak kazı yüksekliği ile kıyaslanabilir. Yerleştirilen çivilerin yatay aralıkları da genellikle 1,2-1,8 m olarak uygulanmaktadır. Şekil 2.1'de karayolu genişletmesi amacıyla açılan kazıda, zemin çivisi uygulamasının tip enkesiti gösterilmektedir. Hem çiviler hem de ilk ve nihai püskürtme betonu uygulaması sistem kararlılığına katkı sağlamaktadır. Çiviler, zemini destekler ve duvarın arkasındaki zemin kütlelerine yük aktarımı sağlar. Yüzey betonu, kaplamanın hemen arkasındaki zemini destekler ve yüzeysel dökülmeleri engelleyerek yapısal bütünlük sağlar [1].



Şekil 2.1. Zemin çivili duvarın tipik enkesiti [2]

Zemin çivili duvarlar yukarıdan aşağıya uygulanan diğer destekleme sistemlerinden belli koşulları sağlamak kaydı ile (kısa süreliğine dik ya da dike yakın kazılmış kısa ve desteksiz yarmalarda) daha avantajlı olabilir. Sonraki bölümlerde, çivili duvar tasarımında olumlu ve olumsuz zemin koşullarını içeren ayrıntılı bilgiler sunulmaktadır.

Zemin çivili duvarlar, birçok kalıcı istinat yapılarında yapı ömrü boyunca hizmet sağlamaktadır. Ancak servis ömrü boyunca geçici olarak inşa edilen zemin çivili duvar örneklerine de rastlamak mümkündür. Ülkemizde de son yıllarda zemin çivileme tekniği, özellikle karayolu projeleri, metro inşaatı ve büyük alan kaplayan yapı temellerinin kazı ve iksa çalışmalarında yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Kalıcı ve geçici zemin çivili duvarların projelendirmesi ve inşaatına kılavuzluk edecek yayınlar, Amerika Birleşik Devletleri Ulaşım Departmanı Federal Karayolu İdaresi (FHWA) tarafından yayımlanmıştır. FHWA (2015), kalıcı zemin çivili duvarların yapımı ve tasarımı hakkında rehberlik sağlayan en güncel yayınlardan biridir [1]. Bu kaynak FHWA (2003)'te yer alan bilgileri güncellemektedir. Bu belgede daha önceki kılavuzlarda olmayan en önemli eklemeler şunlardır:

- LRFD yük ve dayanım faktörü tasarımı

- Zemin çivisi olarak kullanılan içi boş çelik çubuklar için tasarım konuları (HBSNs)
- Zemin çivisi tasarımında daha kapsamlı korozyon kriterleri oluşturma
- SNAP-2 bilgisayar programına dayalı tasarım örnekleri

Amerika Birleşik Devletleri Ulaşım Departmanı Federal Karayolu İdaresi tarafından geçici uygulanan zemin çivili duvarların tasarımına kılavuzluk edecek kaynak ise FHWA (1998)'dir [3].

2.1. Zemin Çivisinin Çıkış Noktası

Zemin çivisi, kaya kazısı için geliştirilen “Yeni Avusturya Tünel Yönetimi”nden türetilmiştir. Tünelde kullanılan kaya bulunu ve püskürtme betonu kaya şevlerinde stabilizasyonu sağlamak amacıyla kullanılmıştır. Ardından, bu pasif eleman çubukları ve püskürtme betonu uygulaması Lang (1972) tarafından zemin şev ve kazıların stabilitesini sağlamak amacıyla geliştirilmiştir [4].

1972 yılında Versay, Fransa'daki (Rabecq ve Toudic 1974) bir demiryolu genişletme projesinde yaklaşık 18 m yüksekliğindeki yarma şevini desteklemek amacıyla zemin çivisi uygulanmıştır. Bu uygulamanın diğer geleneksel yöntemlere göre daha uygun maliyetli ve hızlı olduğu kanıtlanmıştır [5].

Zemin çivisi uygulaması Versay projesinin tamamlanmasından sonra Fransa ve diğer Avrupa ülkelerinde yaygınlaşmıştır. Almanya'da ise zemin çivilerinin istinat yapılarındaki ilk kullanımı 1975 yılında gerçekleştirilmiştir ve Stocker ve diğ. (1979)'nin yürüttüğü çalışmaya konu olmuştur [6]. Karlsruhe Üniversitesi, büyük bir yüklenici firma olan Bauer ile 1975-1981 yılları arasında ortak bir araştırmada bulunmuştur. Tam ölçekli deneysel duvarlar yapılarak araştırma testleri geliştirilmiş (Gässler ve Gudehus 1981, Schlosser ve Unterreiner 1991) ve çivili duvarın taşıma güvenilirliğini arttırdığı ispat edilmiştir [7]. Araştırma ile, uygulama Almanya'da da yaygınlaşmaya başlamıştır.

Yöntemin kullanılmasını çekici kılan başlıca etkenler, ekonomik oluşu, inşaata esneklik kazandırması ve özellikle kentsel bölgelerde küçük inşaat makinaları ile çalışma olanağı sağlaması olarak sıralanabilir. Avrupa ülkelerinde yaygın uygulamaların örnek teşkil etmesinden sonra, ülkemizde de bu yöntem son yıllarda yaygın bir şekilde kullanılmaya

başlanmıştır. Türkiye’de yerleşimin sık olduğu yerlerde derin kazı iksa sistemi olarak zemin çivilerinin kullanım alanları mevcuttur. Kent merkezlerinde uygulamaların küçük inşaat makinaları ile yapılabilmesi, pratikte zemin çivisine avantaj kazandırmıştır.

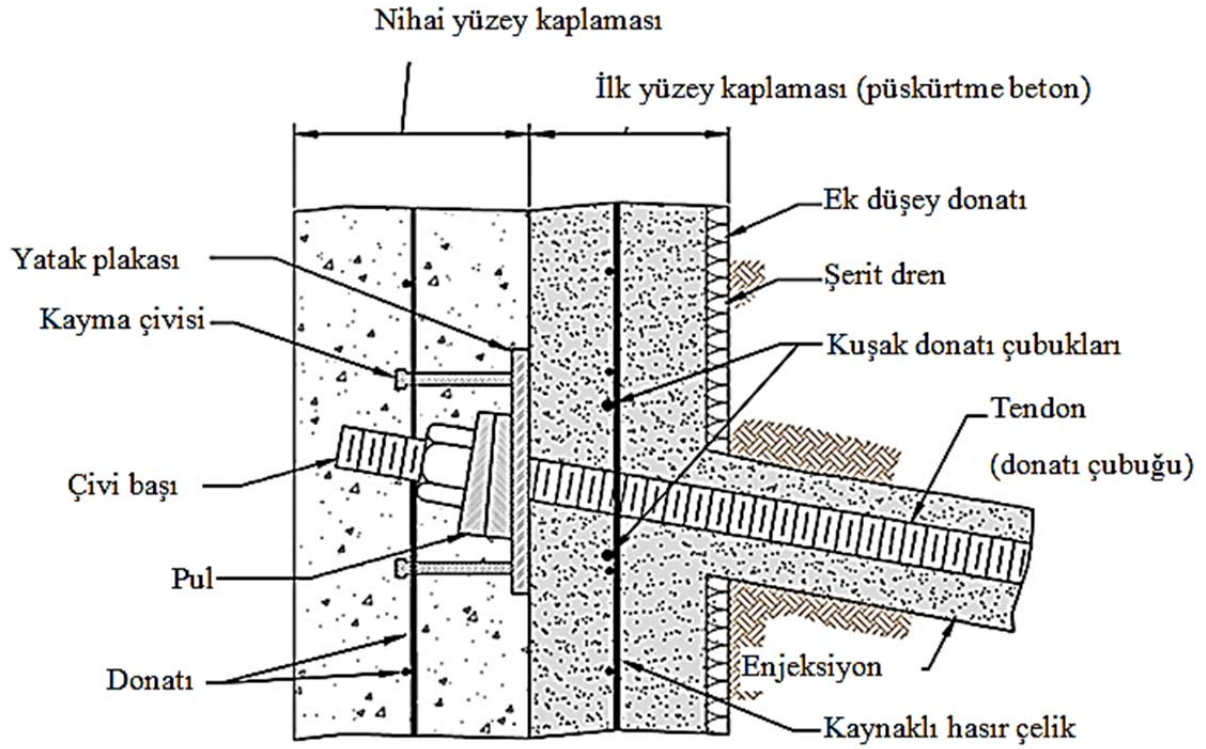
2.2. Zemin Çivili Duvar Elemanları

Şekil 2.2, zemin çivisi uygulamasında yapılan yüzey kaplaması ve başlık detayını göstermektedir. Şekil 2.2’de görünen yapı elemanları aşağıda kısaca açıklanmaktadır.

2.2.1. Zemin çivileri

Tendonlar (inşaat demiri/çeliği)

Tendonlar, duvarın arkasındaki zemine belli eğimlerle (yataya yakın) yerleştirilen çelik çubuklardır. İlerleyen bölümlerde, alternatifli olarak iki isimle de kullanılacaktır. Tutulu zeminin yanal hareket ve deformasyonu sonucunda her bir tendonda çekme gerilmeleri oluşur. Zemin hareketi dış yüklerin yokluğunda kazı sırasında ve sonrasında ya da kazı sonrasında sürşarj ve trafik yükleri altında meydana gelebilir. Tendonlar, içi boşluklu ya da tam dolu çelik çubuklardan oluşabilir. Boşluksuz inşaat çeliği sabit delik içine yerleştirildikten sonra yerinde enjeksiyon uygulaması ile delik çimento şerbetiyle doldurulur. İçi boşluklu çubuklar tek kullanımlık delme amacı taşıyan matkap uçlarıyla donatılmıştır. Bu çubuklar zemine delme ile eş zamanlı ve kesintisiz olarak, genellikle tek parça halinde yerleştirilmektedir [1].



Şekil 2.2. Zemin çivisi uygulamasında yapılan yüzey kaplaması ve başlık detayı [1]

Enjeksiyon

Zemin çivisi için kullanılan harç genellikle Portland çimentosu ve sudan oluşur. Enjeksiyonun fonksiyonları şunlardır:

- Deforme olmuş zemin ile çubuklar arasında kesme gerilmelerinin aktarılmasını sağlamak
- Çekme gerilmelerinin, çelik çubuklardan onu kuşatan kararlı zemine aktarılmasını sağlamak
- Çelik çubuklara belli seviyede korozyon önleyici katkı sağlamak

Enjeksiyon, yerçekimi etkisi altındaki delik içine tremi yöntemi ile uygulanır.

Korozyon koruma

Kalıcı yapılarda kullanılan zemin çivileri korozyona karşı kimyasal ve fiziksel koruma gerektirmektedir. Gerekli korozyon koruma düzeyi zemin türüne göre değişmektedir. Amerika Birleşik Devletlerindeki bazı uygulamalarda, düşük seviyede korumaya ihtiyaç

duyan yapılarda enjeksiyon dışında başka bir ek korumaya gereksinim duyulmamıştır [1].

Çubuk kapsülleme ya da giydirmeye yüksek düzeyde korozyon koruması sağlamaktadır. Bu işlemde çubuklara koruyucu bir kılıf eklenir ve kimyasal püskürtme uygulanır. Tendonun korozyona karşı korunması; eritilerek birleştirme, epoksi kaplama, galvanizleme ve gözden çıkarılmış çelik uygulamalarıyla sağlanabilir.

2.2.2. Kaplama

Püskürtme beton

Püskürtme betonu, ilk ve nihai uygulamalar olmak üzere iki aşamadan oluşur. İlk uygulanan püskürtme betonu her bir kazı aşamasında çelik çubuklar yerleştirildikten sonra geçici stabilite ve koruma sağlamak amacıyla uygulanır. Çivi başlarını sabitlemek için kullanılan ve yatak plakasını içine alan nihai püskürtme betonu, ilk püskürtme betonunun üzerine uygulanmaktadır ve yapının tasarım ömrü boyunca yapısal sürekliliğini sağlar. Ayrıca nihai kaplamayla birlikte yüzey estetik bir görünüme kavuşur. İlk yüzey elemanı takviyeli püskürtme betonundan oluşmaktadır. Nihai kaplama ise yerinde döküm güçlendirilmiş beton, güçlendirilmiş püskürtme beton ya da prekast beton panellerden oluşmaktadır. İlk püskürtme betonunda kullanılan güçlendirme elemanları aşağıdakileri içermektedir:

- Kaynaklı tel örgü (hasır çelik)
- Yatay yönde eğilme mukavemetini arttırmak için çivi başlarına yerleştirilen yatay çubuklar (Kuşak Donatı, bkz. Şekil 2.2)
- Düşey yönde eğilme direncini sağlamlaştırmak amacıyla çivi başları arasına dik olarak yerleştirilen düşey donatılar (bkz. Şekil 2.2)

Diğer güçlendirici katkı malzemeleri, özellikle geçici yumuşak veya bozunmuş kaya yüzeylerinde, çelik ya da sentetik lifleri içermektedir. Nihai kaplama yüzeyi püskürtme betondan oluşacaksa yukarıda anlatılan güçlendirme elemanlarıyla desteklenebilir.

2.2.3. Diğer elemanlar

Bağlantı elemanları

Zemin çivileri bağlantı elemanları sayesinde yüzey kaplamasına bağlanır. Bu elemanlar, vida somunları, pullar, rulman plakaları ve kayma çivileridir. Kayma çivileri rulman plakasına yapışıktır. Şekil 2.2’de görüldüğü gibi, inşaat tamamlandıktan sonra rulman (yatak) plakası, nihai yüzey kaplamasına gömülü hale gelir.

Drenaj sistemi

Duvarın arkasına yerleştirilen drenaj sistemi:

- Tünek yer altı suyu ya da kaplamanın arkasındaki sızıntı yüzeysel suları toplar ve,
- Topladığı yer altı suyunu duvardan uzağa yönlendirir.

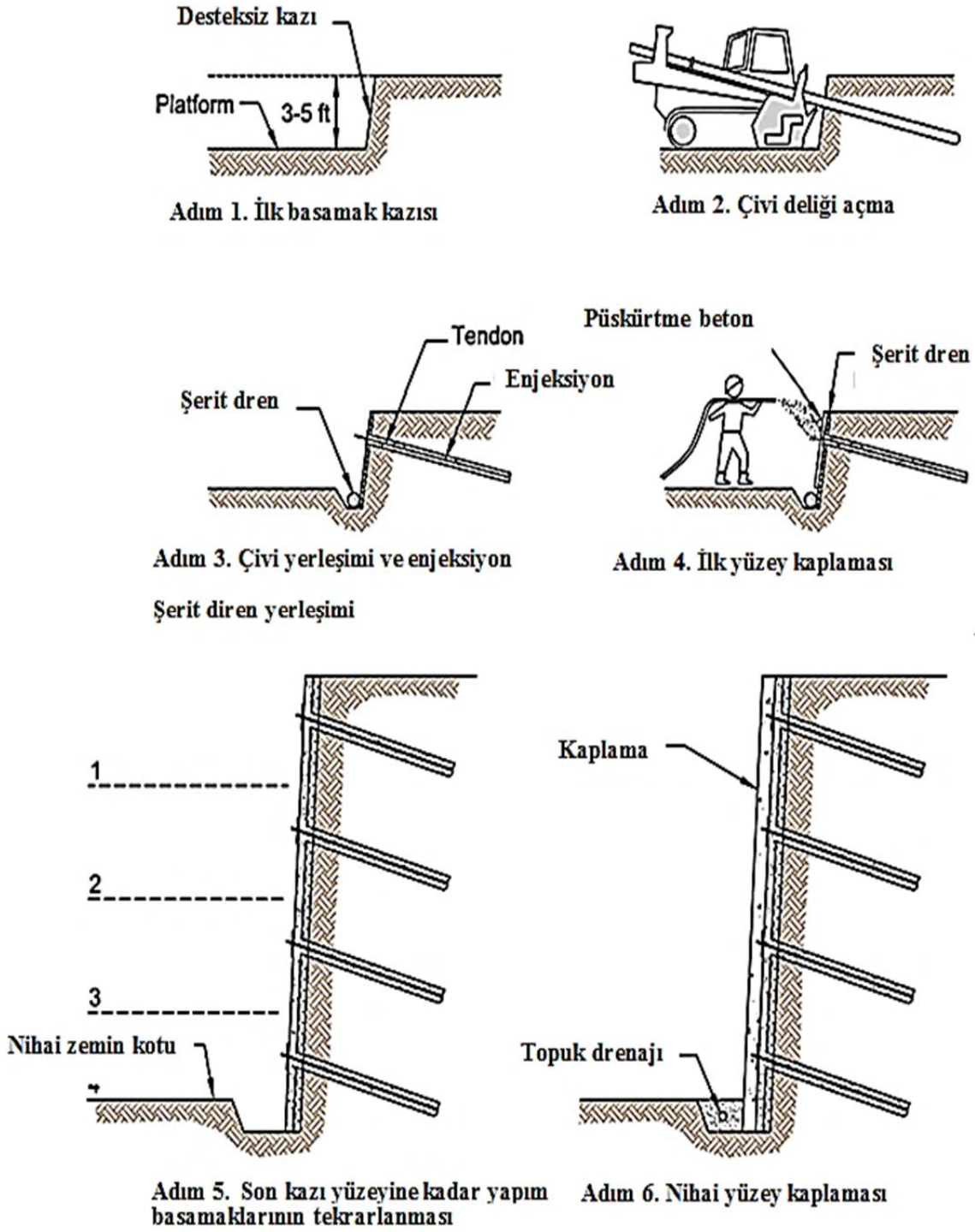
Drenaj sistemi yaygın olarak geokompozit şerit dren olarak da bilinen geosentetik drenaj şeritlerinden oluşmaktadır. Drenaj sistemi seçilen şerit genişliklerine bağlı olarak %10-20 oranında kazı arkasındaki suyu derive eder. Tam koruma sağlamaz [1].

2.3. İnşaat Adımları

Tipik bir çivili duvarın yapım basamakları aşağıda anlatılmış ve Şekil 2.3’te şematik olarak gösterilmiştir.

1.adım: ilk yarmanın açılması

Kazıya başlamadan önce, inşaatın tüm adımları boyunca yüzey sularının kontrolü sağlanmalıdır. Bu da genellikle toplama hendekleri ile sağlanır. Bu şekilde yüzey suları inşaatı zarar vermeden kontrollü biçimde toplanmış ve uzaklaştırılmış olur.



Şekil 2.3. Tipik bir çivili duvarın inşaat adımları [2]

Aşamalı kazıda, ilk kazı yüksekliği (desteksiz yarma kazısı) 0,7 ila 2,1 m aralığında değişebilir. Genellikle uygulamalarda bu yükseklik 0,6-1,5 m aralığındadır. Kazı derinliği ilk çivinin çakılacağı yerin biraz altına kadar kazılabilir. Kazı adımının uygulanabilirliği kritiktir. Çünkü kazı yüzeyi çiviler ve püskürtme betonu uygulanıncaya kadar desteksiz

olarak durabilecek nitelikte olmalıdır. Genellikle kazının desteksiz olarak 1-2 gün durması yeterli olacaktır. Adım kazısı derinliğini sınırlandıran faktör, genellikle kazılan zeminin tipidir. Kazı platformu tüm bu uygulamaların yapılabilmesini sağlayacak olan ekipmanlar için güvenli bir ortam oluşturacak genişlikte olmalıdır. Çalışma alanı için 10 m genişlikteki bir bölge delgi makinasının yerleştirilebilmesi ve çalışabilmesi için yeterlidir [1].

Zeminin olabildiğince az örselenmesi ve alındaki gevşemiş bölgenin püskürtme betonu uygulamasından önce kaldırılması gereklidir. Kazılmış yüzey olabildiğince düzgün olmalıdır. Böylece kullanılacak olan püskürtme betonunun miktarında fazladan bir kayıp olması engellenebilir.

2. adım: çivi deliği sondajı

Sondaj delgileri kazı platformunda çalışan özel ekipmanlar kullanılarak yürütülür. Açılan delik genellikle desteksiz kalır. Bu işlem geleneksel kazı makinaları ya da hidrolik deliciler ile yapılır. Tasarım mühendisi tarafından önceden belirlenmiş çivi yerleri, tasarımda verilen eğim ve uzunlukta delinir. Zemin cinsine bağlı olarak kullanılan yöntemle karar verilir. Bu yöntemler kılıfsız ve kılıflı yöntemlerdir. Kılıflı yöntemlerde kullanılan aletler kılıfsız olanlardan daha üstün niteliklere sahiptir. Kılıfsız delgiler döner veya basınçlı hava ve kuru burgu kullanarak döner-kırma aletleriyle yapılırken, kılıflı delgiler daha fazla duraylılık sorunu yaşanan yerlerde tekil ince borulu, su ya da hava akımı ile çift yönde döner aletler veya içi boş boru şeklindeki burgular kullanılarak yapılır.

3.adım: çivi yerleşimi ve enjeksiyon

Çelik çubuklar için açılan sondaj deliğine tiremi borusuyla birlikte çelik çubuklar yerleştirilir. Tiremi borusu sayesinde çimento harcı deliğe enjekte edilir. Ağırlık etkisiyle fazla basınca gerek kalmadan delik, çimento harcı ile doldurulur. Çivilemede su/çimento oranı (w/c) 0,4-0,5 olan çimento şerbeti kullanılır. Ülkemizdeki uygulamalarda zemin çivisi olarak genellikle inşaat demiri kullanılır. Kullanılan donatının çapı 18 mm – 40 mm arasında, akma dayanımları ise 420-500 MPa arasında değişmektedir [1].

3. adım: şerit drenlerin yerleştirilmesi

Şerit drenler enjeksiyonun tamamlanmasının ardından kazı yüzeyinin en üstünden başlayarak, tüm kazı yüzeyi boyunca eklenerek serilir. Alt kazı seviyesinden biraz daha derine kazılan hendek (yaklaşık 20 cm), şerit dren rulolarının konulması amacıyla yapılır. Rulo şerit drenler bir sonraki kazı için burada bekletilir. Kazı tamamlandığında, bu şeritler taban drenine ya da duvarın içinden dışarı çıkan sızdırma deliklerine (barbakana) bağlanır.

4. adım: yüzeye ilk püskürtme beton uygulamasının yapımı

Bir sonraki basamak kazısı yapılmadan önce, ilk grobeton yüzeye püskürtülür. İlk atılan püskürtme betonu hafif takviyelidir ve yaklaşık 10 cm kalınlığındadır. İlk yüzey kaplamasının güçlendirilmesi, kaplama kalınlığının ortasına konulan hasır çelik ile sağlanır. Şekil 2.2’de de görüldüğü üzere ilk yüzey elemanının ortasına kaynaklı hasır çelik yerleştirilmiştir. Eğilme mukavemetini arttırmak amacıyla çivi başlarının etrafına yatay ve dikey demir donatılar yerleştirilir. Püskürtme betonu kür almaya başlarken, delikten çıkan tendonlar bağlantı plakalarından geçirilir. Bağlantı plakası hafifçe püskürtme betonu içine bastırılır. Altıgen somun ve pullar çivi başlarına bağlanır. Altıgen somun püskürtme betonunun uygulandığı ilk 24 saat içinde anahtarla sıkılır. Bir sonraki kazı adımına geçmeden önce 72 saat beklenmelidir. Yani grobeton 3 günlük basınç dayanımına ulaşmalıdır. İnşaat aşamalarında hiçbir ayrıntı göz ardı edilmemelidir.

Zemin çivisinin sıyrılma direnci zeminin mukavemeti ve yoğunluğu, delme metodu ve çapı, deliği temizleme metodu, enjeksiyon metodu ve basıncı, çivinin uzunluğu ve çapı, vb. değişkenlere bağlıdır. Zemin çivilerinin kapasitesini doğrudan hesaplayabilen yeterli güvenilirlikte teorik formüller mevcut değildir [8]. Bu nedenle yerleştirilen çivilerin deney (kanıt) yükü değerleri ile kapasitelerinin test edilmesi gerekir. Belli yüklerde çivilerin bu duvarı taşıyıp taşımadığı test edilmeli ve bir sonraki kazı adımına bütün bu kontroller yapıldıktan sonra geçilmelidir [1].

5.adım: bir sonraki kazı adımlarının uygulanması

Nihai kazı yüksekliği boyunca tüm kazı adımları için 1. adımdan 4. adıma kadar anlatılan tüm işlemler sırasıyla uygulanır. Uygulamada dikkat edilmesi gereken bir diğer husus da

bir önceki hasır çelik uygulamasıyla onu takip eden kazıda yerleştirilen hasır çeliğin en az bir göz (ızgara boyu) kadar üst üste binmesidir. Püskürtme betonu uygulaması bu şekilde kaldığı yerden devam eder.

6. adım: nihai yüzey elemanı inşaatı

Bütün adımlar uygulanıp çiviler test edildikten sonra nihai yüzey inşaatına başlanabilir. Yüzey kaplaması; yerinde döküm donatılı beton, takviyeli püskürtme betonu ya da prefabrik panellerden oluşabilir. Yerleştirilen geokompozit şerit drenlerde toplanan su, ayak drenajı, drenaj hendekleri ve barbakanlarla tahliye edilir.

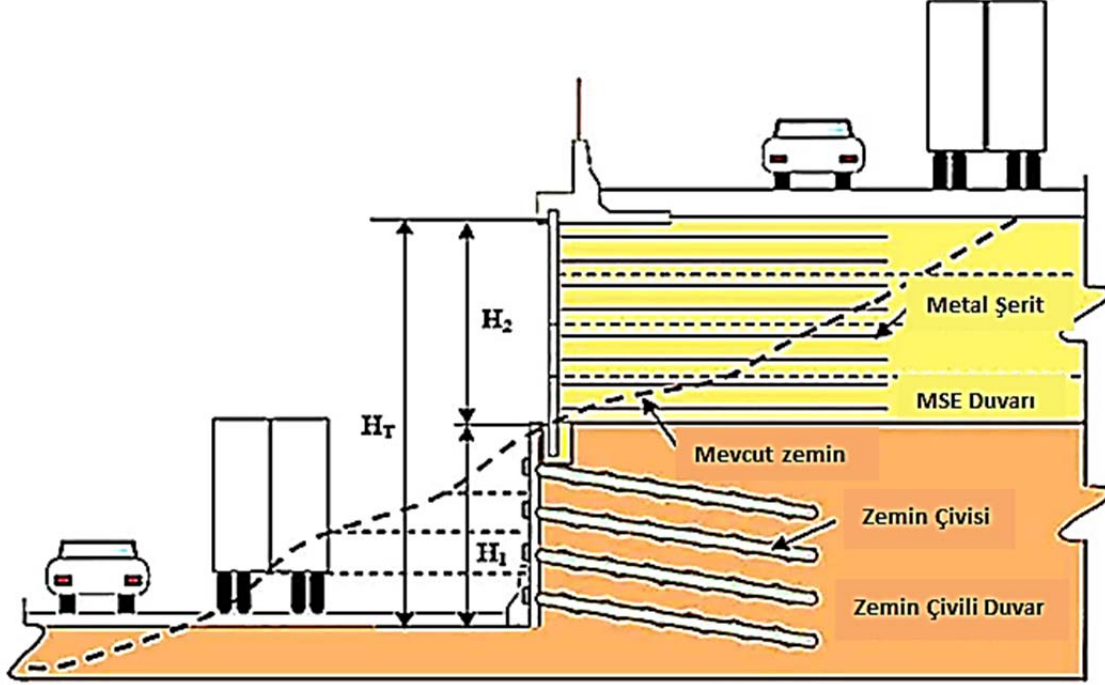
Genellikle inşaat adımları yukarıda anlatıldığı gibidir. Ancak, zemin ve yapı şartlarının durumuna göre bu sıralamayı değiştirmek mümkündür. Özellikle kazı yüzeyi akmaya meyilli ise, yani kazı yüzeyinde stabilite problemi varsa, ilk basamak kazısı yapıldıktan hemen sonra grobeton uygulanır ve grobeton uygulandıktan sonra sondaj delikleri açılarak çiviler yerleştirilir. Ya da zemin cinsine bağlı olarak, delik açıldıktan sonra enjeksiyon betonu yapıp ardından zemin çivileri deliğe yerleştirilebilir [1].

2.4. Zemin Çivili Duvarların Uygulama Alanları

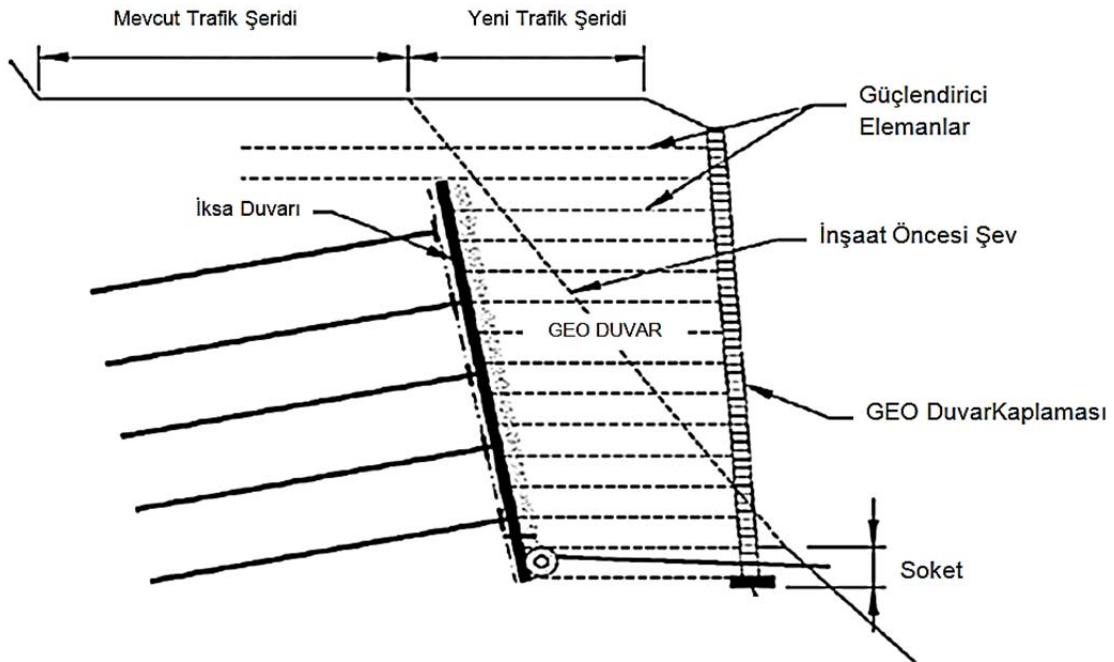
Zemin çivilerinin genel olarak uygulandığı alanlar şunlardır:

- Yarma Şevleri
- Mevcut köprü ayakları altında yapılan yol genişletme uygulamaları
- Tünel portalleri
- Kalıcı ya da geçici iksa yapıları
- Mevcut istinat yapılarının onarımı
- Hibrit zemin çivisi sistemleri (melez duvar: altta çivili duvar, üstte toprakarme duvar, ya da geosentetik duvar)
- Mekanik toprakarme istinat duvarı (toprakarme inşaatının arkasında yapılmış olan zemin çivisi uygulaması)

Şekil 2.4 ve Şekil 2.5'te hibrit ve toprakarme duvarlardaki zemin çivileme uygulamaları gösterilmektedir.



Şekil 2.4. Karayolunda çivili duvar uygulamalarının yarma kesimindeki örneği [1]



Şekil 2.5. Karayolunda çivili duvar uygulamalarının dolgu kesimindeki örneği [1]

2.5. Uygulamanın Avantajları ve Sınırlamaları

Zemin çivisiyle ilgili olan avantajlar üç ana kategoriye ayrılmıştır: Yapım (inşaat), performans ve maliyet.

2.5.1. Yapım

Zemin çivisi uygulamaları alternatif yöntemlere göre belli koşullarda daha avantajlı olabilir. Yapım aşamalarında avantaj sağlayabilecek durumlar aşağıda özetlenmektedir:

- Diğer benzer güçlendirme yapılarına göre çivili duvarlarda daha kısa çelik çubuklar kullanılmaktadır. Zemin ankrajları ile kıyaslandığında çivi boyları yarıya kadar düşebilmektedir.
- Özellikle karayolu inşaatı sırasında trafiğin aksamaması ve yolun kesilmemesi önemlidir. Çivili duvar uygulamaları diğer uygulamalara nazaran daha hızlı ve daha az tahrip edicidir. Bundan dolayı trafiğe ve çevreye verdiği zarar diğer yöntemlere göre daha düşüktür. Örneğin, donatılı kazık duvarların çevre tahribatı daha fazladır. Aynı zamanda daha büyük inşaat ekipmanlarına gereksinim duyulmaktadır.
- Zemin çivileri, kazı esnasında kullanılan ekipmanların çok olmayışı sebebiyle kazı alanında kalabalık olmayan bir görüntü oluşturur. Örneğin, iksalı yapılarda kazılar sık sık stratlarla desteklenir ve bu durum kazı alanında sıkışıklık yaratır.
- Zemin çivili duvar inşaatları diğer güçlendirici sistemlere nazaran daha hızlıdır.
- Zemin çivilerinin uygulanması esnasında kaya parçaları, kazık ayakları ya da yer altı şebekeleri gibi bir engelle karşılaşıldığında, küçük düzeltmelerle, örneğin çivi eğimi ve lokasyonu oynayarak, karşılaşılan engeller kolay bir şekilde aşılabılır. Böyle bir durum bir ankraj uygulamasının başına geldiğinde, iksa kazık ve kuşak kirişi yapımı gibi pahalı ek önlemler uygulanmaktadır.
- İnşaat sahasının ekipmanların temin edildiği yerlere uzak olması durumunda, diğer yöntemlere göre daha uygun maliyetli olabilmektedir. Çünkü kullanılan ekipmanlar küçüktür ve bu durum ekipmanların taşınmasını kolaylaştırır.
- Zemin çivili duvarların uygulama alanı geniştir. Zemin çivileri, harekete duyarlı ve bitişik yapıların korunması gibi diğer altyapı elemanlarına da hizmet verebilmektedir. Uygulama alanı sadece karayolu inşaatları ile kısıtlı kalmamaktadır.

- Bu uygulamayı yapan, çok sayıda nitelikli inşaat firmaları bulunmaktadır. Çivi inşaatı, diğer uygulamalara göre nispeten daha kolaydır.

2.5.2. Performans

Zemin çivili duvarların tasarım ömrü boyunca performansa katkı sağlayan davranışları aşağıda sıralanmaktadır:

- Sistemin kademeler halinde inşa edilmesi ve kazıya paralel olarak inşa edilmesi sayesinde esnek bir geometri ile iksa sistemleri oluşturulabilir.
- Zemin çivili yapıların esnek oluşu, sistemin kısmi ve toplam oturmalara uyum sağlayabilmesini olanaklı kılar.
- Yapım, kontrollü bir şekilde sürdürülürse servis aşamasındaki karayolu projelerinde yapılan çivili duvarda gelişen deplasmanlar tolere edilebilir sınırlar içerisindedir.
- Zemin çivili duvarlar sismik hareketlere karşı iyi performans sergilerler. Yüksek bir yapısal sönümlenme katsayısına sahip olmaları sebebi ile sismik yükler ile verilen enerjiyi ve gerçekleşmesi muhtemel deplasmanları aktif (öngermeli) ankrajlı sistemlere göre kendi bünyesinde daha hızlı ve iyi soğurabilmektedirler. Pasif ankrajlı iksa sistemlerinin yüksek deprem ivmelerine karşı olan bu dayanımı, proje bazında sahada (yerinde) ve dünyanın en güvenilir test merkezlerinde (laboratuvar ortamında) yapılan araştırmalar ile ortaya konulmuştur [1].

2.5.3. Sınırlamalar

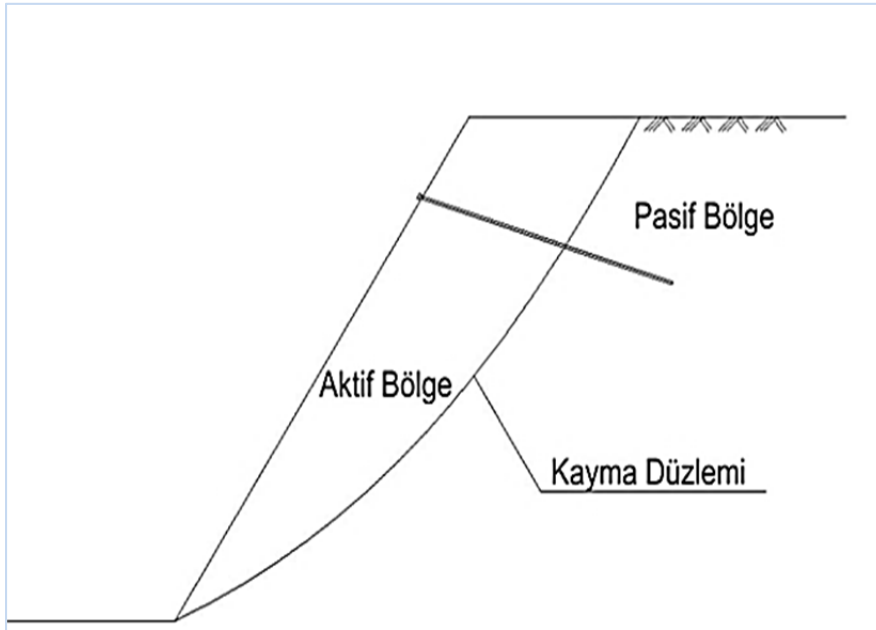
Zemin çivileri ile ilgili temel sınırlamalar şunlardır:

- Rijit duvarlarda, uygulanacak zemin çivisi sayısı fazla olacağından bu durum maliyet artışına sebebiyet verecektir. Bu şartta yapılan çivi uygulamaları uygun bir seçenek olmayacaktır.
- Duvar arkasında mevcut yapı elemanları (kanal, bina temeli, elektrik ve su şebekeleri vb.), zemin çivilerinin eğimi, lokasyonu ve uzunluğundan büyük ölçüde etkilenirse çivili duvarların bu şartlarda yapılması olanaksız hale gelebilir. Böyle bir durumda başka yöntemler değerlendirilmelidir.

- Yer altı suyunun mevcut kazı yüzeyine sızması durumunda, kazı yüzeyinde ek önlemler almak maliyeti arttıracığından, yer altı suyu miktarı değerlendirilerek uygun yöntem seçilmelidir.

2.6. Zemin Çivisi Çalışma Prensibi

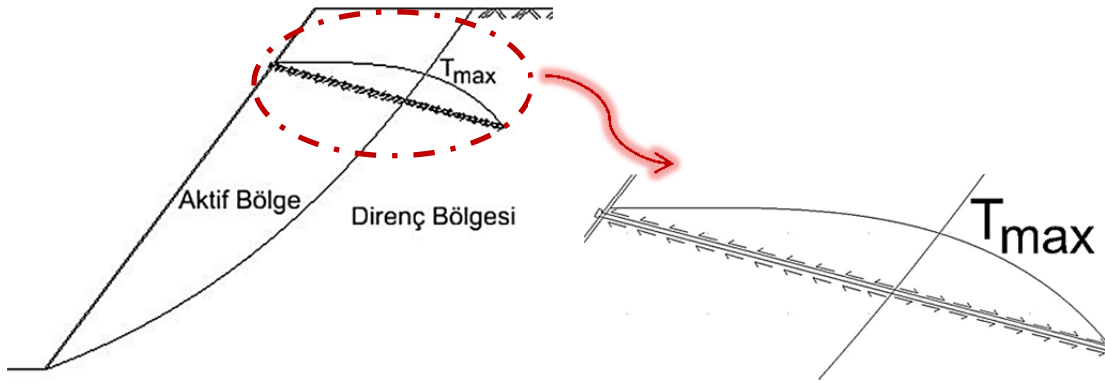
Zemine yerleştirilen çiviler, sürtünmeden dolayı oluşan çekme kuvvetini zemine aktararak zeminin kaymasına karşı koyarlar. Zemin çivileri adından da anlaşıldığı gibi kaymaya çalışan zemin kitlesini (aktif bölge), stabil olan zemin kitlesine (pasif bölge) çivileyen yapı elemanlarıdır. Şekil 2.5'te olası kayma düzlemi gösterilmektedir. Zemin ağırlığından dolayı kaymaya çalışan aktif bölgedeki zemin kütlesi dirençli zemin bölgesine çiviler ile tutturulmaya çalışılmaktadır. Bu nedenle çivi, zemine yük aktarımını sağlayan bir yapı elemanı olarak çalışmaktadır. Zemin çivisi tüm uzunluğu boyunca zemine yük aktarımı sağlayabilmektedir. Bu aktarım zemin ile çivi arasındaki sürtünmeden kaynaklanmaktadır. Zemin çivisinde oluşan çekme kuvvetlerinin maksimum olduğu yer aktif bölge-pasif bölge sınırındır (kayma düzlemi, bkz. Şekil 2.6).



Şekil 2.6. Şevde olası kayma düzleminin ayırdığı iki ayrı bölge; aktif bölge ve pasif bölge

2.7. Zemin Çivisinde Yük Aktarım Mekanizması

Şekil 2.7’de görüldüğü üzere çivi boyunca oluşan çekme kuvvetleri zeminin kayma yüzeyinde (ya da yüzeye yakın) maksimum iken, uçlara doğru gidildikçe azalmaktadır. Uç bölgelerde çivi içinde gelişen çekme kuvvetlerinin az olması sebebiyle, çivili duvar uygulamalarındaki yüzey kaplaması ankraj elemanlarına nazaran daha basit yapılabilmektedir. Kayma gerilmeleri aktif bölgede kayma yönünde iken, direnç bölgesinde aksi istikamette oluşmaktadır. Şev yüzeyindeki çivi ucunda az da olsa bir çekme kuvveti oluşurken diğer uçtaki noktada (pasif bölgede) çekme kuvveti sıfırdır [8].



Şekil 2.7. Zemin çivisi boyunca gelişen çekme gerilmelerinin yönleri [8]

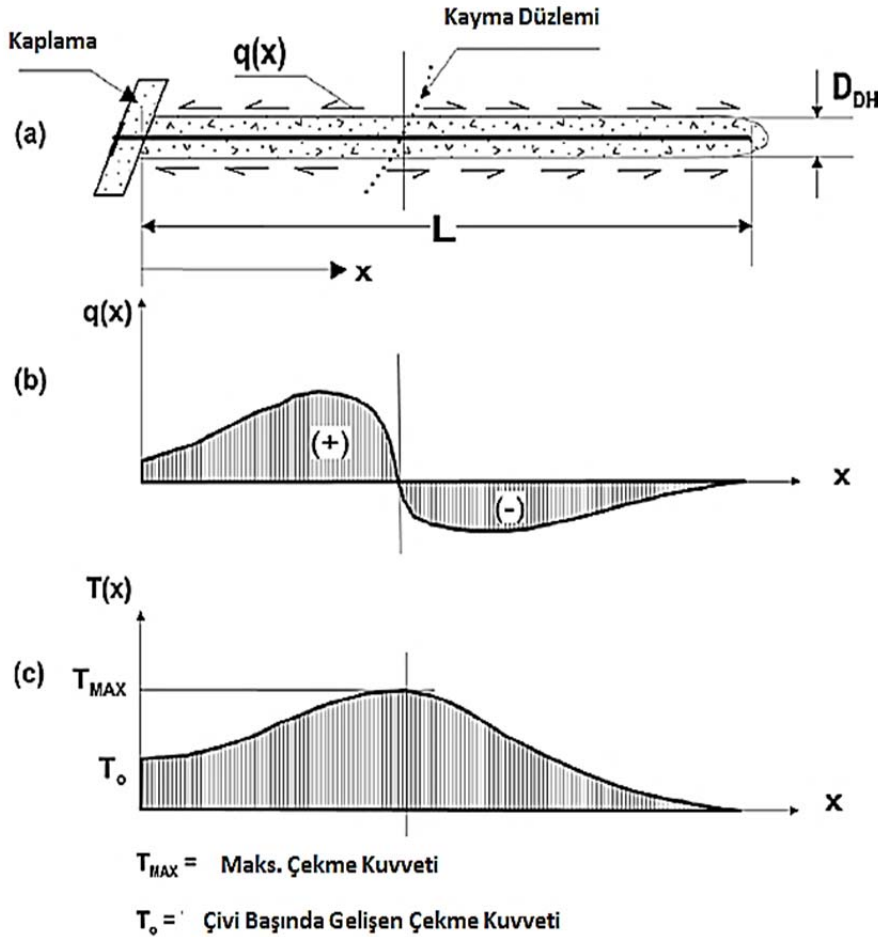
Çivi uygulamalarının yapıldığı zeminlerde:

- Çiviler tarafından yaratılan çekme kuvvetlerinin aktif bölgeden direnç bölgesine zemin/çivi ara yüzeyindeki sürtünme (ya da adezyon) sayesinde aktarılması,
- Zemin-çivi hareketine dik yöndeki zemin yüzeyinde pasif dirençlerin artması,
- Kayma yüzeyi üzerinde normal gerilmelerin artarak zemin kayma direncinin artması,
- Kayma yüzeyi üzerindeki çivinin rijitliği ile kayma gerilmelerine ve eğilme momentine direnç göstermesi

mekanizmaları oluşmaktadır [8]. Aktif bölgede yani kaymaya çalışan zeminde kayma gerilmeleri harekete geçtiğinde çivide oluşan çekme kuvvetleri artmakta, pasif bölgede çivinin çekme kuvvetleri zemine aktarılmaktadır. Dolayısıyla çivilerin zeminle yaptığı sürtünmeden ötürü kaymaya çalışan zemin kitlesinin hareketi önlenabilmektedir.

2.8. Zemin Çivi Etkileşimi ve Çekme Kuvveti Dağılımı

Duvar arkasındaki zemin, zemin çivisi ve duvar yüzü arasındaki etkileşim karmaşıktır. Zemin yanal itkisinden dolayı çivili yapılarda deplasmanlar oluşmaya başladığında, tüm bu faktörler çivi içinde gelişen kuvvet dağılımını etkilerler. Çivi-enjeksiyon ara yüzeyi boyunca oluşan kesme gerilmesi (q) genelde çivi uzunluğu boyunca düzenli değildir ve gerilmenin yönü çivinin belli bir noktasında değişir. Bu nokta, çivi içindeki maksimum çekme kuvvetinin olduğu yerdir. Zemin çivisinde gelişen gerilme mekanizması Şekil 2.8'de gösterilmektedir [1]. Şekil 2.8'de gösterilen $T_{\max}$ çivi içinde gelişen maksimum çekme kuvvetini T_0 duvar yüzünde gelişen (çivi uç bölgesi) eksenel çekme kuvvetini göstermektedir.



Şekil 2.8. Zemin çivisinde gelişen gerilme mekanizması (a) Etkileşim mekanizması (b) Enjeksiyon-zemin ara yüzünde gelişen kesme gerilmesi dağılım grafiği (c) Nihai çekme kuvvetinin çivi uzunluğu boyunca dağılım grafiği [1]

Şekil 2.9’da en üst sırada gösterilen 1 nolu çivinin kayma düzlemini kestiği noktada oluşan maksimum çivi yükü $T_{\max}$ olarak tanımlanmıştır. Genel olarak çivilerde gelişen maksimum çekme kuvveti duvar arkasından $(0,3 - 0,4) H$ uzaklıkta gelişmektedir. Formülde ifade edilen H , kazı (duvar) yüksekliğidir [9].

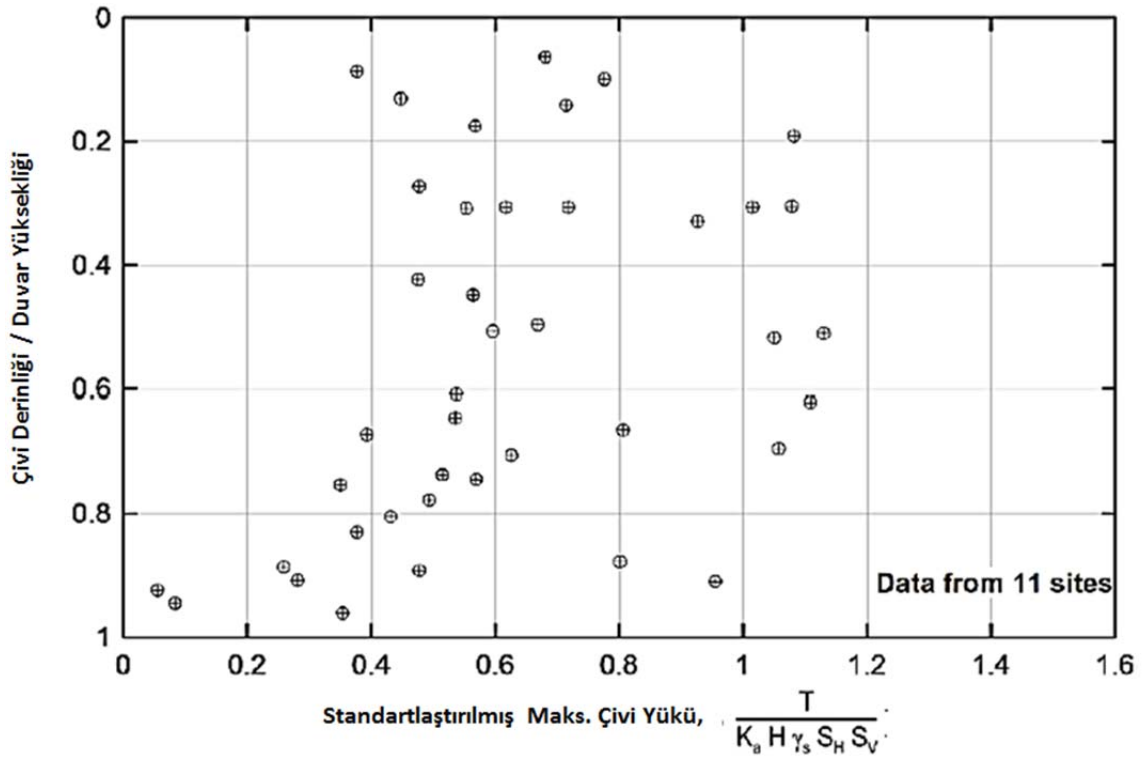
Her bir çivide gelişen çekme kuvveti yalnızca tendonun çekme kapasitesi ile değil aynı zamanda kaplamanın dayanımıyla da sınırlandırılmaktadır. Çivi içinde gelişen eksenel kuvvetlerin çivi çekme kapasitesinden daha az olması gerektiği unutulmamalıdır.

Şekil 2.10, ölçüm aletleri yerleştirilmiş tam ölçekli zemin çivili duvarlardan elde edilen maksimum çivi çekme kuvvetlerinin dağılımlarını göstermektedir. Ölçümlerden elde edilen gerilme okumaları, duvar üst bölgesinde, çiviler içinde gelişen maksimum çekme kuvvetlerinin duvar yüzünün yaklaşık $(0,3-0,4)H$ arkasında oluştuğunu göstermektedir. Duvar alt kısımlarında ise çivi içinde gelişen maksimum eksenel kuvvetin duvar kaplama elemanının yaklaşık $0,15 H - 0,20 H$ mesafe gerisinde oluştuğu kaydedilmiştir. Çivi içinde gelişen eksenel kuvvetler, zemin birim hacim ağırlığı γ , çivi yatay ve düşey aralıkları, S_h ve S_v ; duvar yüksekliği, H ve aktif zemin basıncı katsayısı, K_a ’ya göre belirlenmiştir. Bu standartlaştırılmış kuvvetler (duvar yüksekliğinin fonksiyonu olarak gösterilen) genellikle inşaat tamamlandıktan sonra uzun süreli gözlem ölçümlerini yansıtmaktadır. Don ve deprem kuvvetleri gibi sistemi etkileyen dış etkenler kaydedilen bu değerlerin dışında tutulmuşlardır.

Şekil 2.10’den görüldüğü üzere standartlaştırılmış çivi yükleri katsayısı $0,4$ ile $1,1$ arasında yoğunlaşmıştır. Duvar yüksekliğinin üçte ikisinin üzerinde kalan kesimde ortalama değer yaklaşık $0,75$ ’tir. Duvar yüksekliğini üçe bölecek olursak, çivi içinde gelişen standartlaştırılmış çekme yükleri katsayıları, duvar üstüne yakın kesimlerde $0,5-0,6$; orta payda $0,75-0,85$ ve alt payda $0,4-0,5$ arasında değişmektedir. Bu katsayılar deneysel duvarlarda yapılan gözlemler ile uyumludur (Plumelle ve diğ. 1990; Holman ve Tuozzolo 2009) [1].

Çekme kuvvetleri, Şekil 2.10’da sunulan normalize edilmiş yükler ve her bir çivinin etki alanı ($S_h \times S_v$) kullanılarak tahmin edilebilir. Duvarın yüksekliğinin üçte ikisinin üzerinde kalan kesimde gelişen çekme kuvveti yaklaşık olarak $T_{\max} = 0.50 K_a \gamma_s H S_v S_h$ ile $T_{\max} = 1.1 K_a \gamma_s H S_v S_h$ arasında değişmektedir. Yukarıda anlatıldığı gibi, bu bölgedeki çivilerin

standartlaştırılmış yük katsayısı ortalaması 0,75 olduğu düşünülürse yaklaşık $T_{\max}$, $0,75 K_a \gamma_s H S_V S_H$ olarak hesaplanabilir. En alttaki çivide gelişen maksimum eksenel çekme kuvveti duvar yüksekliğinin üst üçte birlik kesiminde gelişen eksenel çivi kuvvetlerinin yaklaşık yarısıdır. Briaud ve Lim (1997) üst çivilerde gelişen maksimum çekme kuvvetlerinin $T_{\max} = 0,65 K_a \gamma_s H S_V S_H$ olarak hesaplanmasını ve alt çivilerdeki kuvvetlerin bu değerin yarısı olarak alınmasını önermişlerdir. Zemin kohezyonu bu hesaplarda dikkate alınmamaktadır [10].



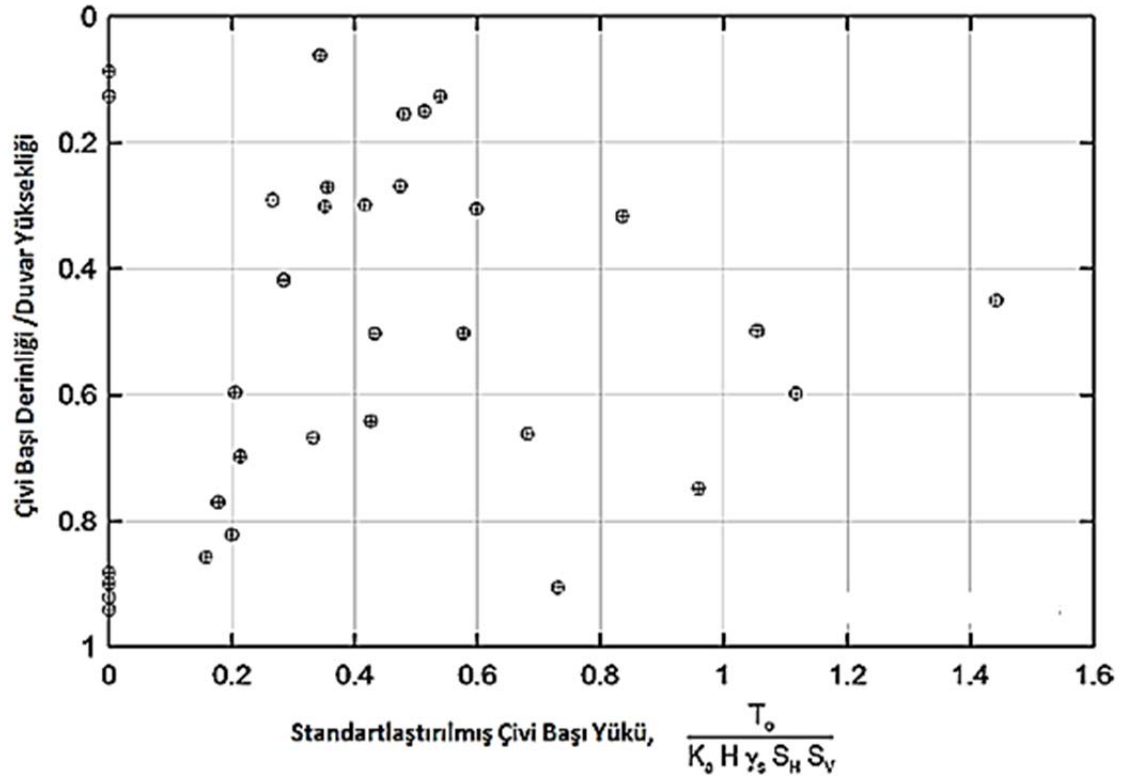
Şekil 2.10. Çivili duvarlarda ölçülen maksimum çivi çekme kuvvetleri (Byrne 1998)

Yukarıdaki bilgiler maksimum çekme kuvvetlerinin duvarın aktif yanal basınç kuvvetinden daha küçük olduğunu göstermektedir.

2.8.2. Çivi başında gelişen eksenel çekme kuvvetleri

Duvar yüzünde gelişen çivi çekme kuvvetleri (çivi başında gelişen yükler) T_0 , çivi boyunca gelişen kuvvetlerden daha küçüktür. Şekil 2.11, aletli zemin çivili duvarlardan elde edilen sonuçlar ile oluşturulan standartlaştırılmış çivi çekme kuvvetlerini göstermektedir. Bu abaktan okunan katsayıların belli değerler ile çarpılmasıyla, çivi

başında gelişen yükler tahmin edilebilir. Bu kuvvetler üzerinde don ve diğer faktörlerin etkisi dâhil değildir. Standartlaştırılmış T_o değeri 0,6 ile 1,0 arasında değişmektedir. Ortalama olarak çivi başına gelen yükler $T_o = 0,5 K_a \gamma_s H S_V S_H$ ve $T_o = 0,6 K_a \gamma_s H S_V S_H$ formülleri ile hesaplanabilir [1].



Şekil 2.11. Duvar yüzünde ölçülen çivi çekme kuvvetleri, Byrne ve diğ. (1998)

Bu gözlemlerin, Almaya Gässler ve Gudehus (1981) ve Fransa’da (FHWA 1993a) yapılan deneysel duvar sonuçları ayrıca diğer deneysel duvar çalışmaları sonuçları (Holman ve Tuozzolo 2009) ile uyumlu olduğu kanıtlanmıştır [1]. Deneysel duvarlardan çıkan bir diğer sonuç, çivi aralıklarının azalması ile bulunan çivi başı kuvvetlerinin ortalama olarak hesaplanan değerden daha küçük olma eğilimi sergilemiş olmasıdır.

Clouterre (2002) bu deneysel bulgulardan yola çıkarak, çivi başında gelişen eksenel çekme kuvvetinin tahmini için Eş. 2.1 ile verilen formülün kullanılmasını önermiştir [11]:

$$T_o = T_{\max} [0,6 + 0,057(S_{\max}[\text{ft}] - 3)] \quad (2.1)$$

Verilen eşitlikte $S_{\max}$ yerine çivi yatay ve düşey aralıklarından hangisi büyük ise o değer kullanılmalıdır. Tipik çivi aralıklarının 1,5 m (5 ft) olarak alındığı düşünülürse $T_o=0,7*T_{\max}$ olarak kullanılabilir. FHWA tarafından yayımlanan bilgisayar programında [1] (SNAP2) bulunan kuvvetler yanal zemin itkilerini hesaplayan Rankine Teorisine dayandırılmıştır. Ancak FHWA, çivi içinde gelişen aksel kuvvetlerin hesabında Clouterre (2002) tarafından geliştirilen eşitliğin kullanılmasını önermektedir. Genellikle yazılımlardan elde edilen çivi kuvvetleri gerçek sonuçlar ile tutarlı değildir. Bu durum, çivi kuvvet dağılımlarının birçok parametreden etkilenerek düzensiz bir dağılım sergilemesinden kaynaklanmaktadır [1].

2.9. Çivili Duvar Tasarımında Elverişli Koşullar

Zemin çivili duvarlar farklı zemin tipleri ve koşullarında kullanılabilirler. Bu uygulama için en elverişli şartlar aşağıda anlatılmaktadır.

Zemin çivileme tekniğinin uygulanabileceği en uygun zemin tipi, sert-katı kohezyonlu zeminlerdir. Bu zeminler; sert kil, killi silt, siltli kil ve kumlu kil zeminleri teşkil etmektedir. Belirli oranda kohezyon özelliği olan çok sıkı kum ve çakıl zeminler de çivili duvar uygulamaları için elverişlidir. Ayrışmış kaya, hiçbir zayıflık düzlemi olmadığı takdirde bu uygulama için uygun zemin sınıfına dâhil edilebilir. Son olarak, buzul kökenli zeminler de çivili duvar uygulamaları için uygun koşulları sağlayabilmektedir.

Zemin çivisi uygulamalarında dik ya da dike yakın, 1-2 metre yüksekliğindeki kazılar en az iki gün desteklenmeden durabilmelidir. Ayrıca kesite yerleştirilen tüm çiviler yeraltı suyu seviyesinin üzerinde yer almalıdır. Eğer zemin çivisi bu seviyenin üzerinde yer alamaz ise yeraltı suyu, kazı yüzeyini ve çivi/zemin arasındaki bağ gerilmesini zayıflatacak düzeyde olmamalıdır.

Kuru, kötü derecelenmiş kohezyonsuz zeminler, yüksek yer altı suyu tablasının var olduğu zemin koşulları, kömürleşmiş ve aşınmış kaya tabakaları, yumuşak ve çok yumuşak ince daneli zeminler, yüksek korozif özelliğe sahip zeminler, zayıflık düzlemleri olan aşınmış kayalar, lölser, sürekli donma-çözünme döngüsü olan iklim şartlarına maruz kalmış zeminler ile gevşek granüler zeminler çivili yapılar için uygun olmayan zeminlerdir. Zemin çivili duvarların yüksek plastisiteli killi zeminlerde yapılması da uygun değildir.

Yüksek plastisite ve likit limit, düşük drenajsız kesme dayanımı değerlerine sahip olan zeminler uzun vadede deformasyon riskinden dolayı bu uygulamalarda tercih edilmemektedir.

2.10. Zemin Çivili Duvarların Ön Tasarımı

Yukarıda bahsedilen ön değerlendirmeden sonra zemin çivili duvarın tasarım çalışmalarına, limit durumu (sınır koşulları) ve tasarım yaklaşımlarının seçimiyle başlanabilir. Zemin çivili duvar tasarımında değerlendirilen yaygın iki sınır koşul durumu mevcuttur. Bunlar; taşıma gücü ve hizmet verebilirlik sınır şartlarıdır. Taşıma gücü sınır koşulu, sistemin potansiyel kopma ve göçme mekanizmalarını ele alan durumdur. Hizmet verebilirlik sınır şartı ise, sistemin düzenli servis şartları altında, gerilme, deformasyon ve çatlak genişliğine karşı getirilen sınırlama olarak, başka bir deyişle aşırı duvar deformasyonu kaynaklı hizmet fonksiyon kaybını tanımlamaktadır. Sistemdeki yanal deformasyonlar sınırlandırılırken sadece yapının hizmet verebilme fonksiyonu değerlendirilmez. Eğer sistemdeki yanal deplasmanlar çevre yapılarda hasar riski doğuruyorsa, bu deplasman değeri de sistem için kabul edilen sınırlar içinde değildir. Bu sebeple sistem deformasyonları tüm yapı etkileşimleri düşünülerek değerlendirilmeli ve hasar riski en aza indirilmelidir. Tasarımda, hesaplanan güvenlik katsayısı kadar deplasman değerleri de önemlidir. Bu iki sonuç bir bütün olarak düşünülmeli ve sistem performansı bu şekilde değerlendirilmelidir.

İlk tasarım değişkenleri, duvar geometrisi (duvar yüksekliği ve uzunluğu), yerleştirilen çivilerin yatay ve düşey aralıkları, çivi eğimi ve uzunlukları ile çivinin malzeme özellikleri ve zemin parametrelerini içerir. Tasarım mühendisinin aklındaki tüm bu değişkenlerle takip edeceği bir sonraki adım, çivilere etkiyen kuvvetleri ve çivi uzunluklarını belirleyebileceği (ön tasarım) basitleştirilmiş çizelgeleri kullanmaktır. Çivi uzunluğu, çapı ve çivilerin yerleştirilme aralıkları genellikle sistemin iç ve dış stabilitesini yani sistem duraylılığını önemli oranda etkilemektedir. Sistemin iç ve dış stabilitesi sağlanana kadar bu parametreler ayarlanmalıdır. Bu parametrelerin belirlendiği ilk tasarım elde edildikten sonra sistemin nihai tasarımına devam edilebilir. Sistem, iç ve dış göçme modları, sismik etkiler ve estetik nitelikler gözetilerek değerlendirilir. Ayrıca, tasarımda don penetrasyonu, rüzgâr ve hidrostatik yükler gibi etkiler de hesaba katılmalıdır. Yapının tasarımında,

stabilite ve deformasyonun sistem yapısının performansını teşkil eden ayrılmaz ikili olduğu unutulmamalıdır.

Çivili duvarların tasarımı genelde limit denge analizlerine dayandırılır. Kritik olası bir göçme yüzeyinin varsayıldığı analizlerde yerel ve genel güvenlik katsayısı hesaplanır. Bu tür duvarlar genel olarak gelişen türde göçme mekanizması gösterdiğinden, farklı sıralardaki çivilerde aynı güvenliği varsaymanın olumsuzluğu açıktır. Analizde göz önüne alınan limit denge (moment veya kuvvet), zemin parametreleri, çivi kuvvetleri (çekme, kayma, moment), göçme yüzey biçimi (dairesel, parabolik veya gelişigüzel), göçme mekanizması (sıyırılma ve/veya çivi kopması) zemine veya sıyırılmaya uygulanan güvenlik katsayısı, yeraltı suyunun ve tabakalanmanın göz önüne alınıp alınmaması, yüzeyin dik veya eğik olmasına bağlı olarak farklı analiz yöntemleri geliştirilmiştir [3]. Hemen hemen tüm yöntemlerde çivi kuvveti ve yüzey gerilme dağılımı, hesaplanan yanal zemin basınçları ile uyumsuzluk göstermektedir. Çivili duvarların tasarımı, abaklar veya bilgisayar programları ile yapılmaktadır. Ön tasarımda kullanılabilecek boyutlar Çizelge 2.1’de verilmektedir (Bruce ve Jewell,1987).

Çizelge 2.1. Çivili duvarların tasarımında ön boyutlandırma [12]

Çivi ve zemin türü	L/H	DL/S	d^2/S
Granüler zeminlerde enjeksiyonlu çivi	0.5-0.8	0.5-0.6	$(4 - 8) \times 10^{-4}$
Granüler zeminlerde çakma çivi	0.5-0.6	0.6-1.1	$(13 - 19) \times 10^{-4}$
Moren ve Marnda çivi	0.5-1.0	0.15-0.2	$(1 - 2.5) \times 10^{-4}$

Burada L çivi boyunu, H duvar yüksekliğini, D delik çapını, d çivi çapını, S çivi başına düşen alanı göstermektedir.

Kazı şevlerinin çivilerle oluşturulmasında ön tasarım için kullanılabilecek abaklar, FHWA (1998)’den alınmıştır [3]. Duvar yüzünün düşeyle 0° ve 10° , zemin yüzünün yatayla 0° , 10° , 20° ve 34° açı yapması durumunda ve farklı kohezyon ve içsel sürtünme açıları için tasarım yapmayı sağlayan bu abaklarda zemin homojen varsayılmaktadır. Servis yükü tasarımı (SLD) ve yük dayanım faktörü tasarımı (LRFD) olarak iki ayrı yaklaşımla

yapılacak değerlendirmelerden ilki için olanı aşağıda özetlenmektedir. Çivi eğimleri yatayla 15° açı yapacak şekilde alınmıştır.

Zemin pik mukavemet parametreleri c_u ve ϕ_u için boyutsuz kohezyon, c_D ile güvenlik uygulanmış içsel sürtünme açısı tanjantı aşağıdaki gibi bulunacaktır [3].

$$c_D = \frac{c_u}{F_c \gamma H} \quad tg\phi_D = \frac{tg\phi_u}{F_\phi} \quad (2.2)$$

Burada;

F_c : 1,35 alınması önerilen faktör

F_ϕ : 1,35 alınması önerilen faktör

γ : Zemin birim hacim ağırlığı (kN/m³)

H : Şev yüksekliği (m)

c_u : Zeminin drenajsız kayma mukavemeti, drenajlı durumda zeminin kohezyonu

ϕ_u : Zemin içsel sürtünme açısı

Duvar arkası zemin açısının değerine göre Şekil 2.12 - 2.15 - 2.18 ve Şekil 2.21’de gösterilen 1A, 2A, 3A veya 4A abaklarına başvurularak, $tg\phi$, c_D ve duvar yüzünün 0° veya 10° değerleri için Eş. 2.3’te tanımlanan birimsiz çivi taşıma gücü T_D elde edilecektir [3]:

$$T_D = \frac{\alpha_N T_{NN}}{\gamma H S_V S_H} \quad (2.3)$$

Burada,

α_N : 0,55 alınması önerilen çivi tendon mukavemet faktörü

T_{NN} : İstenilen nominal çivi mukavemeti (kN)

S_V ve S_H : çiviler için verilen düşey ve yatay aralıklardır (m).

Eşitlikten bulunacak T_{NN} için gerekli çivi alanı:

$$A_N = \frac{T_{NN}}{F_y} \quad (2.4)$$

ile bulunur. Burada F_y çelik mukavemetidir (genelde 420 MPa).

Çivi sıyrılma direnci Q_D ; birimsiz bir değer olup aşağıda verilen eşitlik ile bulunacaktır.

$$Q_D = \frac{\alpha_Q Q_u}{\gamma S_V S_H} \quad (2.5)$$

Burada,

α_Q : 0,50 alınması önerilen sıyrılma faktörü

Q_U : Tendonun 1 metre boyu için taşınabilecek son sıyrılma yükü (deneyle bulunması önerilmektedir , kN/m)

γ : Zeminin birim hacim ağırlığı (kN/m³)

S_V, S_H : Çivilerin düşey ve yatay aralıkları (m)

İlk değerlendirme için birim alanda taşınabilecek gerilmeler plastik olmayan siltte 20-30 kPa, orta sert kum, siltli-kum, kumlu-siltte 50-75 kPa, sert siltli-kum ve çakılda 80-100 kPa, çok katı siltli kum ve çakılda 120-240 kPa kabul edilebilir. Kohezyonlu birimlerde; siltli kilde 40-60 kPa, katı killi siltte 40-100 kPa, katı kumlu kilde 100-200 kPa değerleri önerilmektedir. Kayaçlarda; marn için 300-400 kPa, fillit için 100-300 kPa, yumuşak ve fissürlü dolomitte 400-1000 kPa, ayrıışmış kumtaşında 200-300 kPa, ayrıışmış şeyilde 100-150 kPa, ayrıışmış şistte 100-175 kPa ve bazaltta 500-600 kPa değerleri alınabilir. Bu değerler çivi deliği çevresi ile çarpılıp, 1 m boy için sıyrılma yükleri bulunacaktır [8].

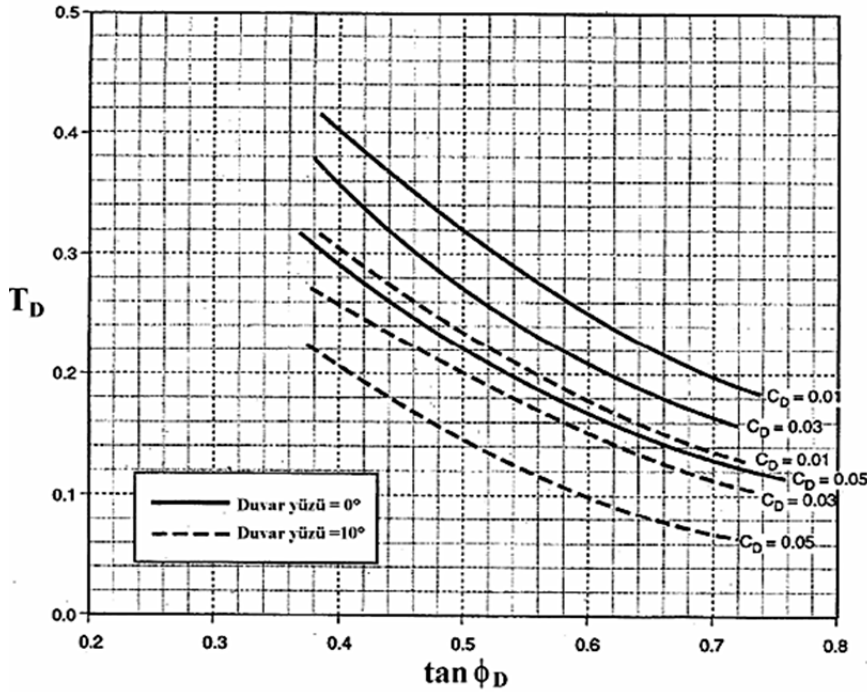
Abak 1B-1C, 2B-2C, 3B-3C veya 4B-4C'de $\frac{T_D}{Q_D}$ değeri ile c_D değerlerine göre L/H belirlenecektir. L , çivi boyunu göstermektedir (m) ve duvarın üst yarısı için bulunmaktadır. Alt yarısı için boylar daha kısa tutulabilir. Duvarın alt yarısındaki boylar için $\frac{Q_D}{L/H}$ birimsiz oranına göre R azaltma faktörü elde edilir (bkz. Şekil 2.24) [5]. Duvar tabanından itibaren azaltma uygulanacak çiviye olan yükseklik x ile gösterilirse, bu yükseklikteki azaltma faktörü (Abak 4C).

$$R_x = \frac{x}{\frac{H}{2}} (1 - R) + R \quad (2.6)$$

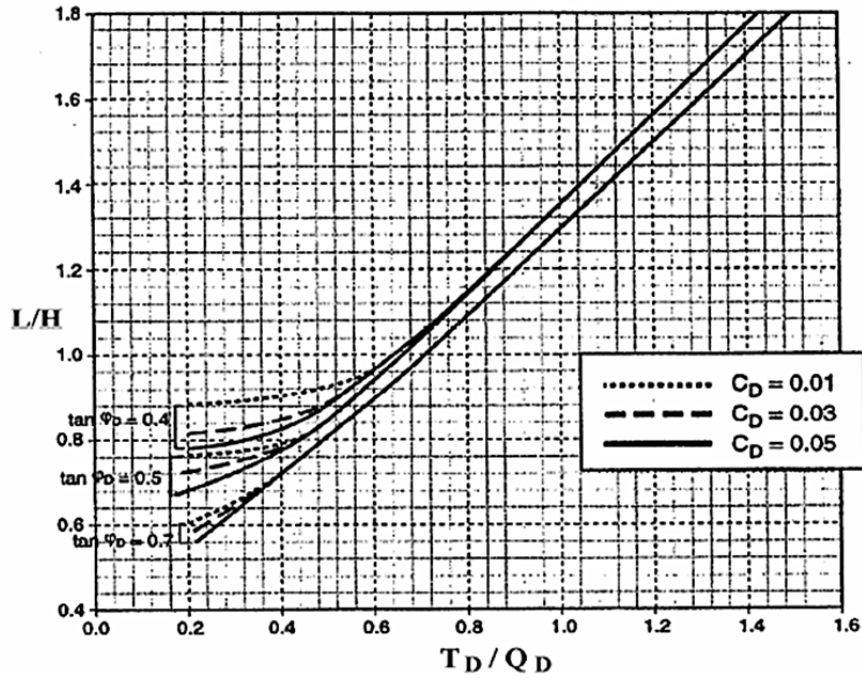
ile bulunacaktır. O sıradaki çivi boyu $L_x = L.R_x$ olacaktır.

Çivi başlarının 225 mm²'lik levhalarla oluşturulması, standart olarak uygulanan püskürtme beton kalınlığının en az 100 mm, kalıcı yüzeyin 200 mm kalınlıkta bir plak olması

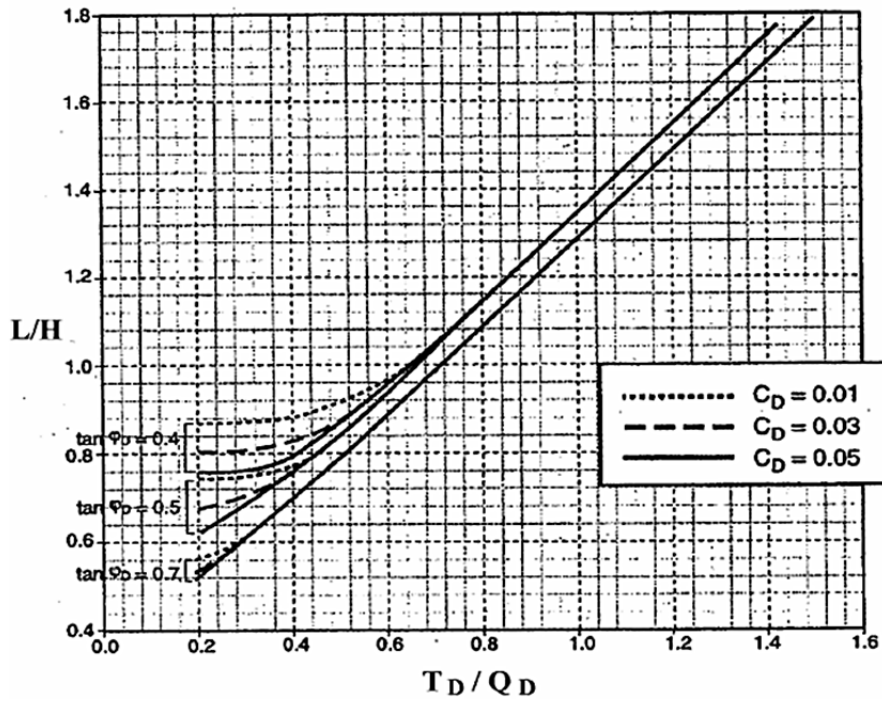
gerektiği bildirilmektedir. Çiviler sıralarda şaşırtılarak yerleştirilmeli, kaplamanın yapısal tasarımı yönetmelik doğrultusunda gerçekleştirilmelidir. Yapısal tasarım yanında şevin toptan göçmeye karşı güvenliliğinin bir bilgisayar programı yardımıyla veya el hesaplamasıyla (blok analizi yöntemi ile) yapılması gerektiği açıktır.



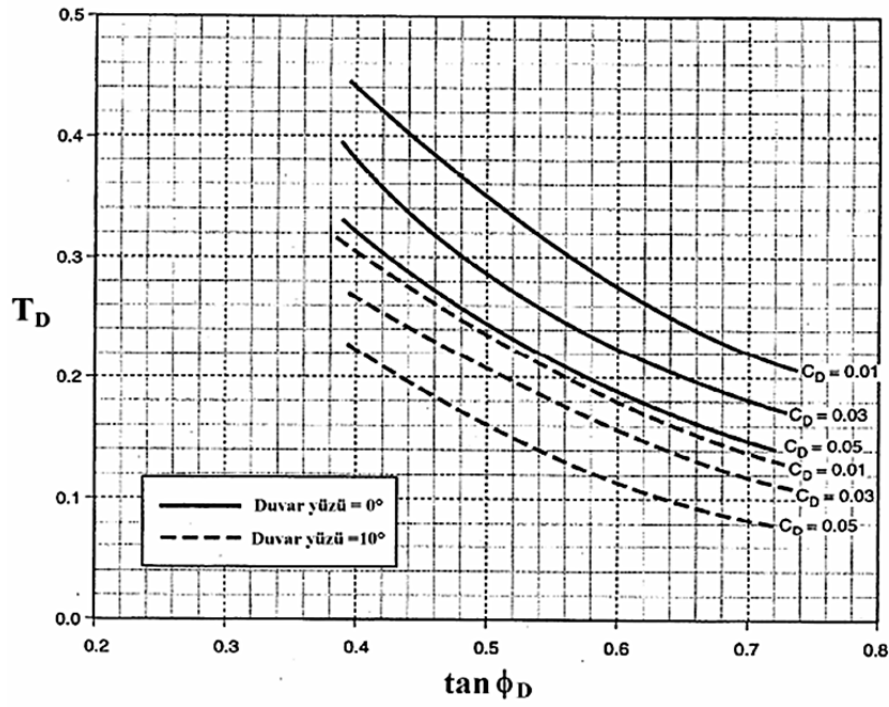
Şekil 2.12. Ön tasarım abağı 1/A duvar arkası eğimi= 0° [3]



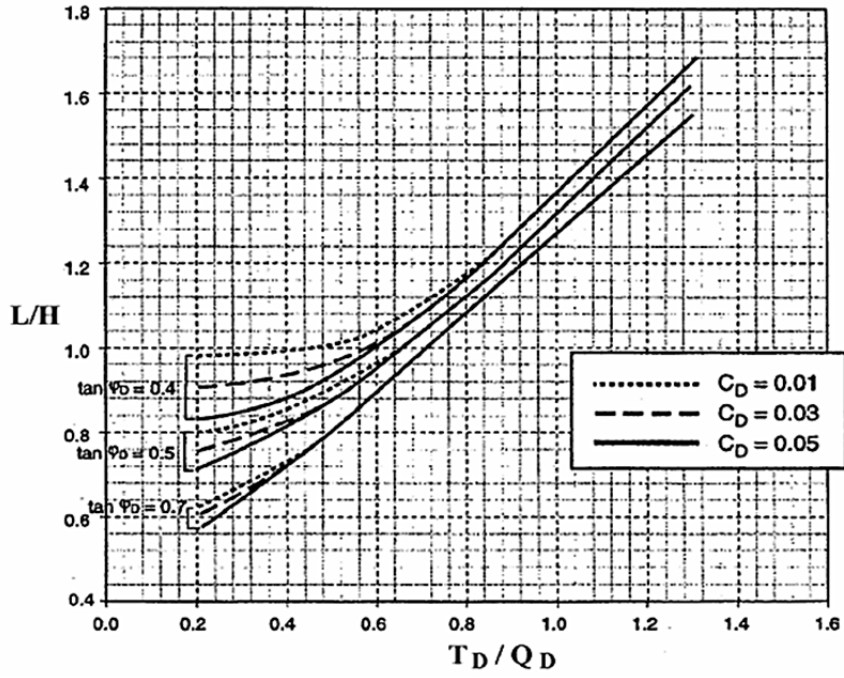
Şekil 2.13. Ön tasarım abağı 1/B duvar arkası eğimi=0°, duvar yüzü eğimi=0°[3]



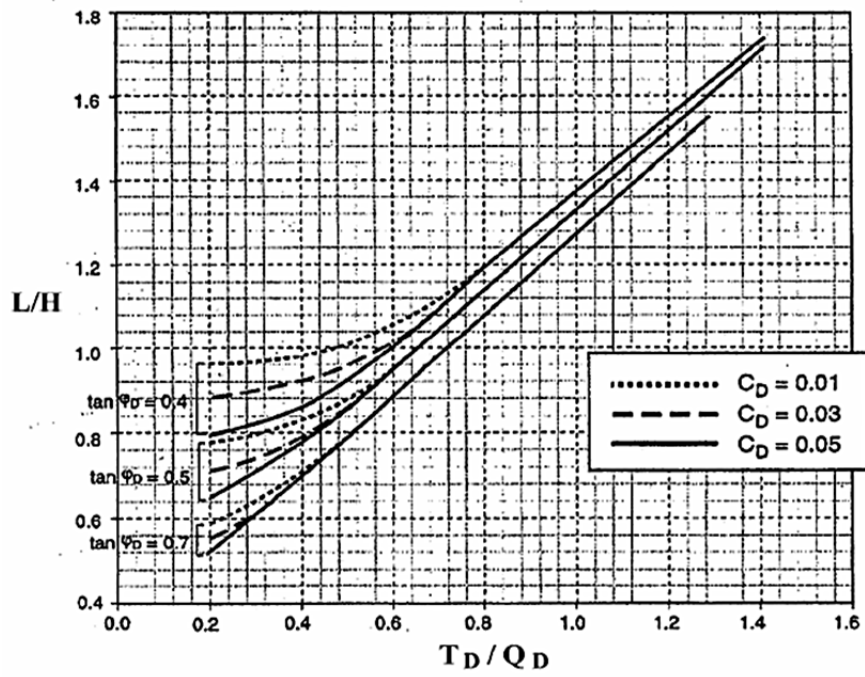
Şekil 2.14. Ön tasarım abağı 1/C duvar arkası eğimi=0°, duvar yüzü eğimi=10° [3]



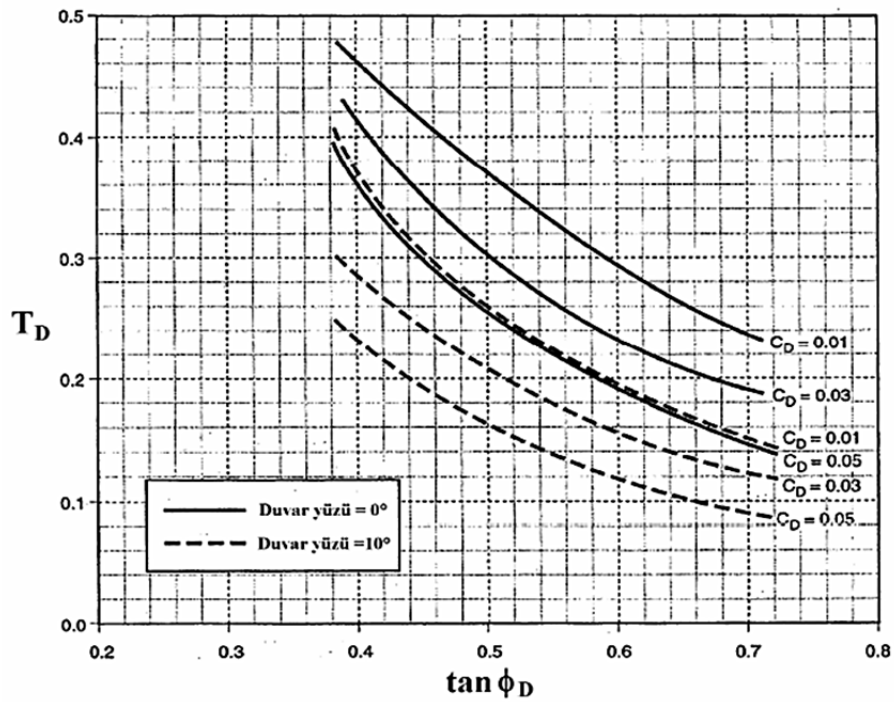
Şekil 2.15. Ön tasarım abağı 2/A duvar arkası eğimi= 10° [3]



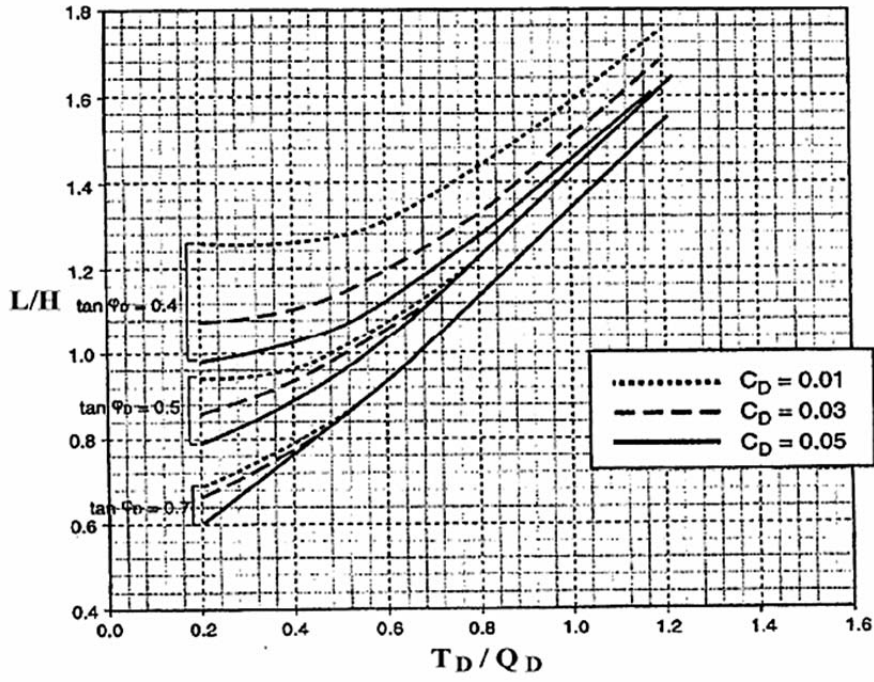
Şekil 2.16. Ön tasarım abağı 2/B duvar arkası eğimi= 10° , duvar yüzü eğimi= 0° [3]



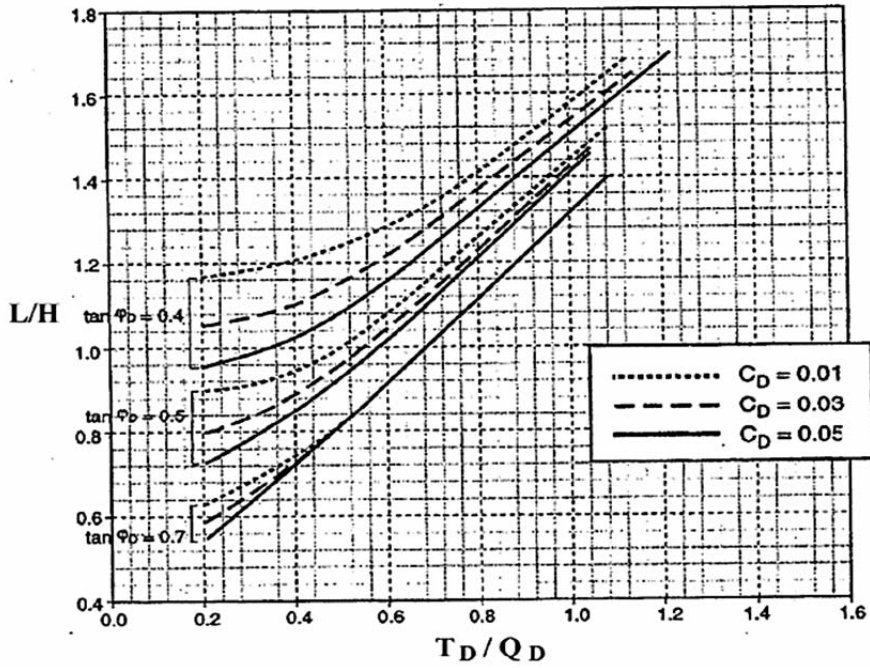
Şekil 2.17. Ön tasarım abağı 2/C duvar arkası eğimi= 10° , duvar yüzü eğimi= 10° [3]



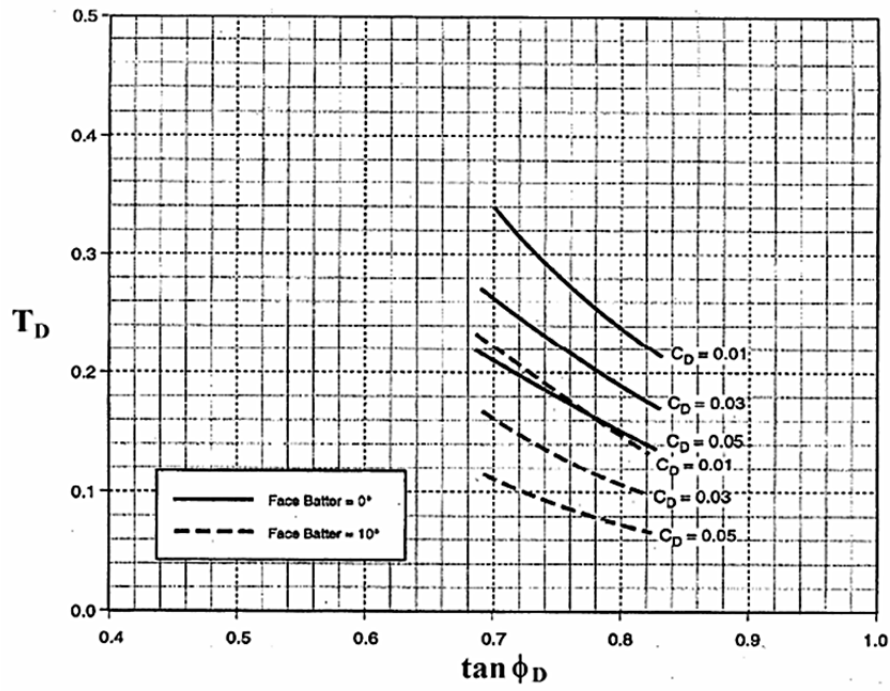
Şekil 2.18. Ön tasarım abağı 3/A duvar arkası eğimi= 20° [3]



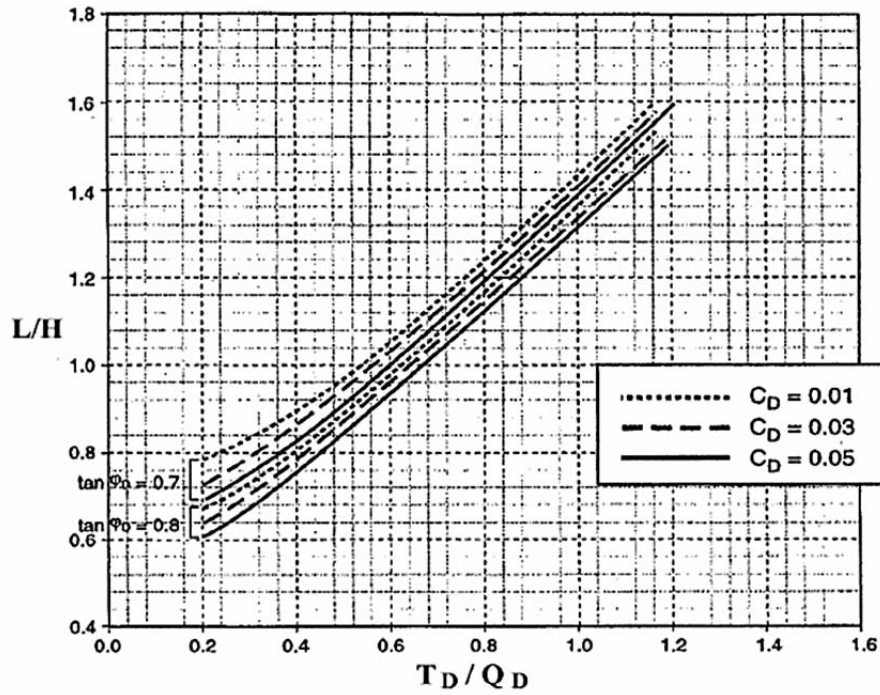
Şekil 2.19. Ön tasarım abağı 3/B duvar arkası eğimi= 20° , duvar yüzü eğimi= 0° [3]



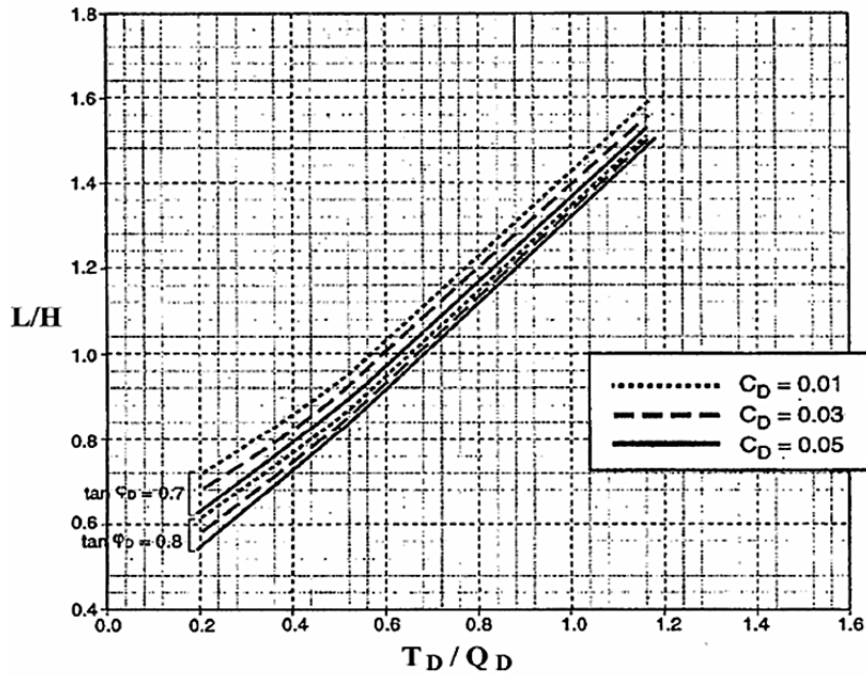
Şekil 2.20. Ön tasarım abağı 3/C duvar arkası eğimi= 20° , duvar yüzü eğimi= 10° [3]



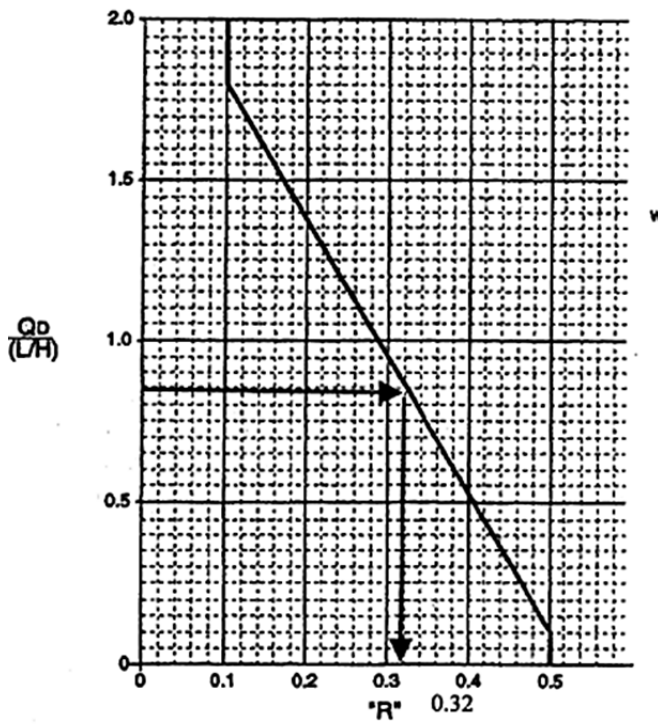
Şekil 2.21. Ön tasarım abağı 4/A duvar arkası eğimi= 34° [3]



Şekil 2.22. Ön tasarım abağı 4/B duvar arkası eğimi= 34° , duvar yüzü eğimi= 0° [3]



Şekil 2.23. Ön tasarım abağı 4/C duvar arkası eğimi=34°, duvar yüzü eğimi=10° [3]



Şekil 2.24. Çivi boyu kısaltma abağı [3]

2.10.1. Çivili duvarların deprem yüklerine karşı tasarımı

Çivi ile güçlendirilmiş duvarlar deprem sırasında statik kuvvetlere ek olarak, donatılandırılmamış kesimin dinamik etkisi ile donatılandırılmış kesimdeki atalet kuvvetleri etkisinde kalmaktadır. Bu nedenle duvarlarda dış duraysızlığı (donatılı kesimin kayma ve devrilmeye karşı) ve iç duraysızlığı (donatının kopması) önleyecek şekilde tasarım yapılmalıdır [13].

Dış Duraylılık

Dış stabilitenin değerlendirilmesi için, donatılı zemin duvarı ağırlık duvarıymış gibi analiz yapılabilir. Şekil 2.25'te gösterildiği gibi, donatılı zona etkiyen kuvvetin sadece kendi ağırlığı W ve statik zemin itkisi P_A olduğu varsayılır. Deprem yükü, dinamik zemin itkisi ΔP_{ae} donatılı zondaki atalet kuvveti P_{IR} etkisi altında dış duraylılık Kramer (1996)'da şöyle değerlendirilir [14]:

- Pik zemin ivmesi, a_{max} belirlenir.
- Donatılı kesim merkezinde pik ivme Eş. 2.7 ile hesaplanır.

$$a_c = \left(1.45 - \frac{a_{max}}{g}\right) a_{max} \quad (2.7)$$

- Dinamik zemin ek itkisi

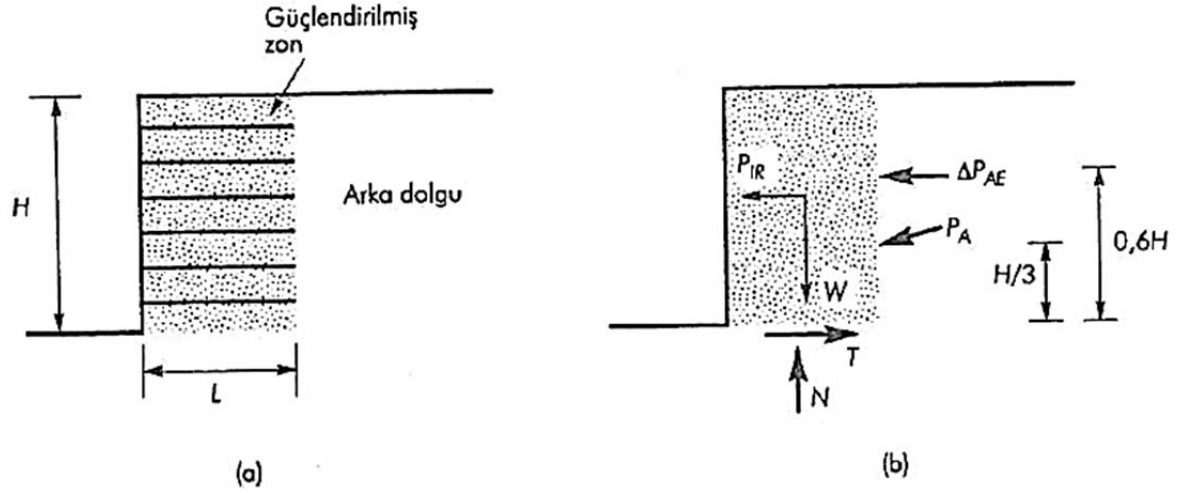
$$\Delta P_{ae} = 0,375 \frac{a_c \gamma_d H^2}{g} \quad (2.8)$$

Eş. 2.8 ile bulunur. (tabandan başlayarak $0.6H$ da etkimektedir.) γ_d arka dolgu birim hacim ağırlığıdır. Donatılı kesimde atalet kuvveti:

$$P_{IR} = \frac{a_c \gamma_r H L}{g} \quad (2.9)$$

formülü ile elde edilir ve donatılı kesim ağırlık merkezinde ($H/2$) etkimektedir. γ_r donatılı kesimin birim hacim ağırlığıdır.

- Donatılı kesimde etkiyen statik kuvvetlerde $P_{ac} + \%50 P_{IR}$ eklenerek kayma ve dönme güvenliği araştırılmalıdır. P_{IR} 'deki azaltma iki kuvvetin maksimum değerlerinin aynı anda etkiye olasılığının azlığındandır.



Şekil 2.25 (a) Donatılı zemin duvarları için geometri ve notasyon; (b) donatılı zona etkiyen statik ve psödo-statik kuvvetler [14]

İç Duraylılık

Çivili duvar deprem durumunda, iç duraysızlıktan da (donatının çekme veya çekilme yenilmesi) kaçınacak şekilde tasarlanmalıdır. Kritik içsel yenilme yüzeyi uzayabilen ve uzayamaz donatı (bkz. Şekil 2.26) için farklı olduğundan, iç stabilite değerlendirmesi donatının karakterine bağlıdır. Sismik şartlar için iç stabilite, aşağıdaki adımlar takip edilerek yapılır [14]:

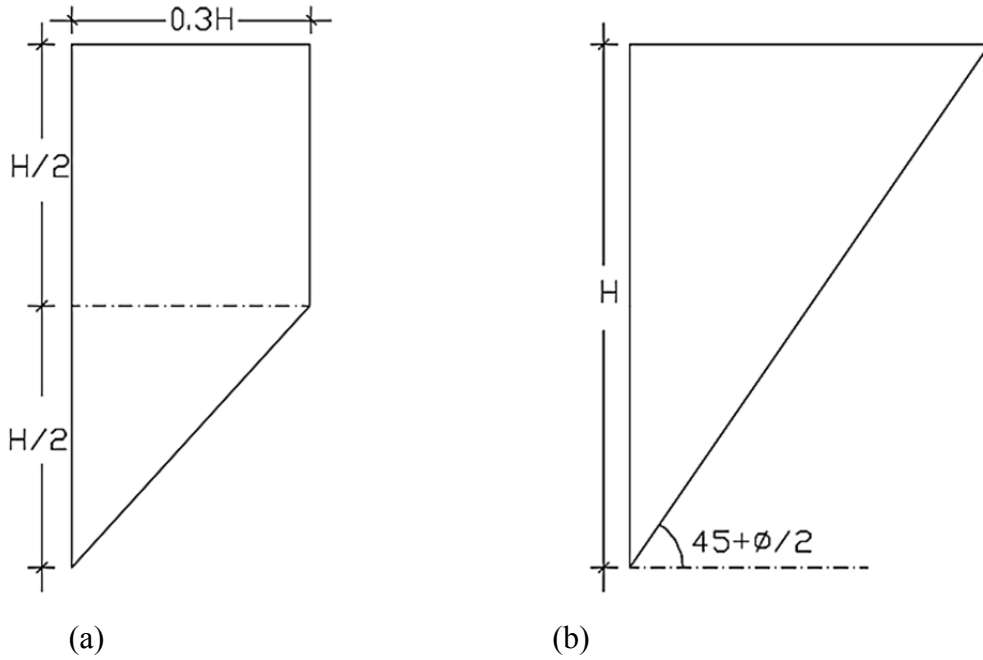
- İçsel göçme olasılığı olan kesimde farklı etkiyecek statik benzeşimli atalet kuvveti,

$$P_{IA} = \frac{a_c W_A}{g} \quad (2.10)$$

ile tahmin edilir. Burada, W_A uzayamaz donatı için trapez, uzayabilir donatılar için üçgen alınacak kütle ağırlığıdır (bkz. Şekil 2.26).

- P_{IA} her seviye donatıda donatıların direnç alanına göre (direnç alanı içsel göçme sınırı dışında kalan kesimden oluşur.) dağıtılacaktır.

- Çekme kuvvetinin dinamik bileşenlerini çekme kuvvetinin statik bileşenlerine ekleyerek her donatı katmanı için toplam çekme kuvveti hesaplanmalıdır.
- Donatının izin verilebilir mukavemetinin %75'i, toplam bulunan yük için olan gerilmeye eşit olmalıdır.
- Aynı şekilde içsel göçme yüzeyi dışına kalan kesimin sıyrılma güvenliğinin en azından %75'ine eşit olmalıdır.



Şekil 2.26 İç duraylılık için göçme sınırı (a) uzayamaz (b) uzayabilir [13]

2.11. Vaka Modellerinin Ön Tasarımı

Önceki bölümlerde anlatılan zemin çivili yapıların ön tasarımında, çivi uzunlukları ve çaplarının belirlenebilmesi amacıyla FHWA (1998)'de yer alan hesap ve abaklara başvurulmaktadır [3]. Abaklar deney sonuçları ve uygulamaların aletsel gözlemleri sonucu oluşturulmuştur. Bu abaklar nihai tasarımın belirlenebilmesi amacıyla yol göstericidir. Her biri kendi içinde üç farklı duruma göre ayrılmış, dört farklı abak bu kaynaklarda sunulmaktadır. Her takımda, $0^\circ, 10^\circ, 20^\circ$ ve 34° 'lik duvar arkası şev eğimi için değerler bulunmaktadır.

Bu kapsam altında parametrik çalışmalarda değerlendirilen ve Bölüm 3'te model geometrisi ve zemin parametreleri sunulan İstinye Park Durgunoğlu (2007)'dan ve Seattle

Alhabashi (2006)'den temin edilen vakalardır. Bu vakaların FHWA (1998)'deki ön tasarım abaklarına göre, gerekli çivi alanı ve uzunlukları hesaplanmıştır.

Çivi eğimleri ve aralıkları, zemin çivili duvarların tasarımına kaynaklık eden FHWA (1998) ve FHWA (2015)'te belirtilen deneyler ve araştırmalar sonucunda ulaşılmış yaklaşımlara göre seçilebilir. FHWA (1998), geçici yapılarda uygulanan çivili duvarın tasarımına ve FHWA (2015) de kalıcı yapılardaki çivili duvar tasarımına öncülük etmektedir. Çiviler genellikle önceden açılmış delikler içine yerleştirildikten sonra enjeksiyonlanarak uygulanır. Enjeksiyon işleminin düşük basınçla yapılması önerilmektedir. Bundan dolayı enjeksiyonun tüm çivi kenetlenmesini sağlaması ve çivi ve zemin arasındaki boşlukların tamamen dolması için yerçekiminden yararlanılır. Aşağıya doğru açılan bu delgiler uygulamada genellikle yatayla 10° - 15° 'lik açı yapacak şekilde zemine uygulanır. Eğimin artırılması parametrik çalışmaların anlatıldığı bölümlerde tartışıldığı üzere çivinin sağladığı stabilite etkisini azaltabilir. Eğim açısı 5° 'den küçük uygulamalar sistemin duraylılığını olumsuz etkilememesine karşın enjeksiyon içinde boşluk kalma riski taşıdığı için önerilmemektedir. Bu amaçla FHWA (1998) tarafından önerilen ön tasarım abaklarında değerlendirilen çivilerin yatayla yaptıkları açı 15° olarak belirtilmiştir.

Ön tasarımda değerlendirilen çivi boyları hesapları için duvar yarı yüksekliğinin yukarısında kalan çiviler dikkate alınmaktadır. FHWA (1998) ve FHWA (2015)'te belirtildiği üzere alttaki çivilerde kısaltma yapılabilir. Yukarıdaki çiviler sistem deformasyonunu kısıtlamada daha çok katkı sağladığı ve sistemin yükünün büyük bir kısmını taşıdığı için bu çivilerde kısaltma yapılamaz. Alttaki çiviler için kısaltma yapılabilir. Ancak, uygulama kolaylığı açısından farklı çivi boyları çoğu zaman tercih edilmez. Genellikle alttaki çiviler sistemin toplam duraylılığına daha çok katkı sağlar (emniyet katsayısını artırır). Bundan dolayı hesaplanan donatı uzunluğunun tüm yükseklik boyunca uygulanması önerilmektedir. Ancak, ilerleyen bölümlerde değerlendirilen ve Alhabashi (2006) çalışmalarında da araştırılan Seattle modelinde olduğu gibi zemin rijitliği duvar yüksekliği boyunca giderek artıyorsa, yanal deplasmanlar da rijit tabakaların olduğu kesimlerde oldukça azalacaktır. Bu koşullarda sistem duraylılığını tanımlayan güvenlik katsayısı üstteki çivilere bağlı olarak değişmektedir. Bu durumda alttaki çivilerde kısaltma yapılabilir. Seattle Poliklinik duvarında (Alhabashi (2006)) böyle bir uygulamaya gerek duyulmamış alttaki çivi uzunluklarında kısaltma yapılmamıştır.

2.11.1. İstinye Park Modeli ön tasarımı

Bölüm 3'te model geometrileri ve zemin parametreleri verilen, ayrıca sonlu elemanlar yöntemiyle analiz gerçekleştiren Phase² yazılımı ile duraylılık tahkiki yapılan İstinye Vakasının ön tasarım parametreleri aşağıda yapılan hesaplamalar ile değerlendirilmiştir. Eş. 2.2'de verilen boyutsuz kohezyon c_D değeri;

$$c_D = \frac{c_u}{F_c \gamma H} = \frac{0}{(1,35)(19)(10)} = 0$$

$$\tan \phi_D = \frac{\tan \phi_u}{F_\phi} = \frac{\tan(36)}{1.35} = 0,54$$

olarak hesaplanmıştır. Burada,

c_u : Zeminin drenajsız kayma mukavemeti, drenajlı durumda zeminin kohezyonu

ϕ_u : Zemin içsel sürtünme açısı (°)

F_c : 1,35 alınması önerilen faktör

F_ϕ : 1,35 alınması önerilen faktör

γ : Zemin birim hacim ağırlığı (kN/m³)

H: Şev yüksekliği (m)

Duvar arkası eğim açısı 0° olduğu için abak 1A kullanılarak, $\tan \phi$, c_D ve duvar yüzünün 10° eğimi için çivi taşıma gücü T_D değeri yaklaşık 0,21 olarak okunmuştur. T_D değeri birimsizdir. T_{NN} değeri Eş. 2.3 kullanılarak 261 kN olarak hesaplanmıştır.

$$T_D = \frac{\alpha_N T_{NN}}{\gamma H S_V S_H} \rightarrow T_{NN} = 261$$

Burada,

α_N : 0,55 alınması önerilen çivi tendon mukavemet faktörü,

T_{NN} : istenilen nominal çivi mukavemeti (kN)

S_V ve S_H : çiviler için verilen düşey ve yatay aralıklardır. (m)

Eşitlikten 261 kN olarak bulunan T_{NN} için gerekli çivi alanı;

$$A_N = \frac{T_{NN}}{F_y} = \frac{261}{0.42} = 622$$

olarak bulunur. Burada F_y çelik mukavemetidir (genelde 420 MPa). Seçilmesi gerekli minimum çivi çapı yaklaşık 28 mm'dir. (32 mm > 28 mm gerekli güvenliği sağlamaktadır.) Çivi sıyrılma direnci; birimsiz bir değer olup aşağıda verilen eşitlik ile bulunacaktır.

$$Q_D = \frac{\alpha_Q Q_u}{\gamma_{SV} S_H} = \frac{0,50 \times 100}{20 \times 1,5 \times 2} = 0,83$$

Burada,

α_Q : 0,50 alınması önerilen sıyrılma faktörü

Q_U : tendonun 1 metre boyu için taşınabilecek son sıyrılma yükü (deneyle bulunması önerilmektedir ,kN/m). Grovak zemin için birim alanda taşınabilecek gerilme 300 kN olarak önerilmektedir. 1 m boy için sıyrılma yükü hesaplanırken çivilerin yerleştirileceği deliğin çapı ile gerilme değeri çarpılmaktadır. Projede delik çapı yaklaşık 110 mm olarak belirtilmiştir (Zetaş (2006)). Bu bilgiler doğrultusunda hesaplanan sıyrılma yükü yaklaşık 104kN/m olarak bulunur.

$T_D/Q_D=0,25$ olarak hesaplanmış bulunan bu değer ile abak 1/C'den yararlanarak çivili duvarın L/H değeri elde edilmiştir. L/H değeri grafikten yaklaşık 0,55 okunmuştur. Sonuç olarak çivi boyunun minimum uzunluğu 0,55 olarak okunan faktör ile duvar yüksekliğinin çarpılması ile hesaplanır. Bu durumda FHWA tarafından önerilen minimum çivi uzunluğu 6,6 m olmalıdır. İstinye Park Vakasında kullanılan en üst sıradaki iki çivinin uzunluğu 4m, üstten 3. sıradaki çivi 6 m, 4., 5. ve 6. sıradaki çiviler 8 m, 7. sıradaki çivi 6 m ve en alttaki çivi 4 m uzunluğundadır. FHWA (1998) referans kaynak bir yönetmelik değildir. Abaklar daha önce yapılan saha gözlemleri sonucunda oluşturulmuştur. İstinye Park modelinde kullanılan en üst sıradaki çivi uzunluğu ön tasarımda önerilen çivi boyundan 2,6 m daha kısa olmasına rağmen, yapılan saha ölçümleri ve stabilite tahkikleri çivili duvar iksa sistemindeki performansın yeterli olduğunu göstermektedir. Bu tahkikler Bölüm 3'te ele alınmıştır.

2.11.2. Seattle Modeli ön tasarımı

Bölüm 3'te model geometrileri ve zemin parametreleri verilen, ayrıca sonlu elemanlar yöntemini kullanan Phase² yazılımı ile duraylılık tahkiki yapılan Seattle Vakasının ön tasarım parametreleri aşağıda yapılan hesaplamalar ile değerlendirilmiştir.

$$c_D = \frac{c_u}{F_c \gamma H} = \frac{9.6}{(1,35)(21,6)(16,8)} = 0,02$$

$$\tan \phi_D = \frac{\tan \phi_u}{F_\phi} = \frac{\tan(40)}{1.35} = 0,62$$

olarak hesaplanmıştır. Burada,

c_D : Boyutsuz kohezyon değeri

c_u : Zeminin drenajsız kayma mukavemeti, drenajlı durumda zeminin kohezyonu

ϕ_u : Zemin içsel sürtünme açısı (°)

F_c : 1,35 alınması önerilen faktör

F_ϕ : 1,35 alınması önerilen faktör

γ : Zemin birim hacim ağırlığı (kN/m³)

H: Şev yüksekliği (m)

Duvar arkası eğim açısı 0° olduğu için abak 1A kullanılarak, $\tan \phi$, c_D ve duvar yüzünün 0° eğimi için çivi taşıma gücü T_D değeri yaklaşık 0,22 olarak okunmuştur. T_D değeri birimsizdir. T_{NN} değeri aşağıdaki eşitlik kullanılarak yaklaşık 259 olarak hesaplanmıştır.

$$T_D = \frac{\alpha_N T_{NN}}{\gamma H S_V S_H} = \frac{(0,55 T_{NN})}{(21,6)(16,8)(1,8)(1,8)} \rightarrow T_{NN} = 470$$

Burada:

α_N : 0,55 alınması önerilen çivi tendon mukavemet faktörü,

T_{NN} : istenilen nominal çivi mukavemeti (kN)

S_V ve S_H : çiviler için verilen düşey ve yatay aralıklardır (m). Eşitlikten 470 kN olarak bulunan T_{NN} için gerekli çivi alanı;

$$A_N = \frac{T_{NN}}{F_y} = \frac{470}{0.42} = 1117$$

$A_N=1117 \text{ mm}^2$ olarak bulunur. Burada F_y çelik mukavemetidir. (genelde 420 MPa). Seçilmesi gerekli minimum çivi çapı yaklaşık 38 mm'dir. Önerilen çivi çapı Seattle vakasında uygulanan çivi çapından ($\phi=32 \text{ mm}$) büyüktür. Ancak analizler ve arazi ölçümleri kullanılan çivi çapında da sistemin beklenen performansı gerçekleştirdiğini göstermektedir.

Çivi sıyrılma direnci; birimsiz bir değer olup aşağıda verilen eşitlik ile bulunacaktır.

$$Q_D = \frac{\alpha_Q Q_u}{\gamma S_V S_H} = \frac{0,50 \times 150}{21,6 \times 1,8 \times 1,8} = 1,07$$

Burada,

α_Q : 0,50 alınması önerilen sıyrılma faktörü

Q_U : tendonun 1 metre boyu için taşınabilecek son sıyrılma yükü (deneyle bulunması önerilmektedir, kN/m)

Seattle Vakasında tanımlanan zemin çok sıkı ince siltli kum'dur. FHWA (1998) tarafından önerilen abaklardan yararlanılarak 240 kN'luk sıyrılma gerilmesi varsayılmıştır. 1 m boy için sıyrılma yükü hesaplanırken çivilerin yerleştirileceği deliğin çapı ile gerilme değeri çarpılmaktadır. Projede delik çapı yaklaşık 200 mm olarak belirtilmiştir. .Bu bilgiler doğrultusunda hesaplanan sıyrılma yükü 150 kN/m olarak bulunur.

$T_D/Q_D=0,20$ olarak hesaplanmış bulunan bu değer ile abak $1/B$ 'den yararlanarak çivili duvarın L/H değeri elde edilmiştir. L/H değeri grafikten yaklaşık 0,6 okunmuştur. Sonuç olarak olması gereken çivi boyunun minimum uzunluğu 0,62 olarak okunan faktör ile duvar yüksekliğinin çarpılması ile elde edilir. Bu durumda FHWA (1998) tarafından önerilen minimum çivi uzunluğu 10,4 m olmalıdır. Seattle modelinde kullanılan çiviler ön tasarımda önerilen çivi boyundan yaklaşık 0,3 m daha uzundur. Ancak belirtilmeyen bir nedenden dolayı üstteki çivi uzunluğunun eğimi farklı alınmıştır. En üstteki çivinin alt

sıradaki çivi ile çakışmasını engellemek amacıyla boyu 0,9 m daha kısa tutulmuştur. Üsteki çivilerin uzun olmasını öneren referans kaynaklara [3] rağmen yapılan saha ölçümleri ve stabilite tahkikleri çivili duvar iksa sistemindeki performansın yeterli olduğunu göstermektedir.

Çalışma kapsamında araştırılan vaka analizlerinin ön tasarımıda, çivi çap ve uzunluklarını belirlemede yol gösteren FHWA(1998) abakları kullanılarak hesaplamalar yapılmıştır. İki vaka örneğinde de görüldüğü üzere FHWA (1998), olması gereken çivi boylarını kullanılandan bir miktar daha uzun önermektedir. Ancak, saha gözlemleri, arazi testleri ve program analizleri ile sorgulanan iksa yapılarında sistem performansı başarılıdır (bkz. Bölüm 3). Arazi gözlemleri ve deney sonuçları kullanılarak hazırlanan bu abaklar tasarım yapılırken seçilmesi gerekli çivi çap ve uzunlukları ile projeksiyi yönlendirir. Projeci, yapının hem güvenliğini hem de ekonomisini göz önüne alarak tasarımı değerlendirmeli ve başarılı bir sistem performansı için optimum değerler tahmin etmelidir. Bu amaçla tasarımcı önceki tecrübeleri ve literatür araştırmalarını referans alarak, çivili iksa yapısının ön tasarımını gerçekleştirdikten sonra yürütülen analiz sonuçlarına göre nihai tasarımı oluşturmaktadır.

3. SİSTEM PERFORMANSINI OLUŞTURAN STABİLİTE VE DEFORMASYONLARIN VAKA ANALİZLERİ ÇERÇEVESİNDE DEĞERLENDİRİLMESİ

3.1. Giriş

Zemin çivili duvarlarda 2. Bölümde de belirtildiği üzere, zemin/çivi arasındaki etkileşim mekanizmaları karmaşıktır. Bu mekanizma birçok faktör tarafından etkilenmektedir. Bu faktörlerden en önemlileri, çivi gerilmelerine karşı koyan zeminin mukavemet ve deformasyon özellikleri ile çivilerin yönelimi, çapları, rijitlikleri ve çekme kapasiteleridir.

İksa yapılarında sistemin performansı incelenirken deformasyonlar ve yenilmeye yönelik stabilite analizleri birlikte değerlendirilmelidir. Bu çalışmada, belli parametrelerin sistem davranışı üzerindeki etkilerini incelemek için İstanbul İstinye Park ve Washington Seattle'da inşa edilen çivili duvarlar üzerinde iki boyutlu sonlu elemanlar yöntemini kullanılan sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Bu bilgisayar analizlerinde Rocscience/Phase² programı kullanılmıştır. Phase² yazılımında kullanılan kayma dayanımı azaltma opsiyonu (ϕ/c azaltma) ile otomatik olarak yenilmeye yönelik stabilite analizi yapmak ve model için kritik bir dayanım azaltma faktörü hesaplamak mümkündür. Hesaplanan kritik dayanım azaltma faktörü (SRF), tasarımı yapılan sistemin güvenlik faktörüne büyük oranda eşdeğerdir.

Bu bölümde Phase² yazılımından elde edilen yanal deplasman sonuçlarının doğruluğunu ve geçerliliğini incelemek için öncelikle İstanbul İstinye Park ve Washington Seattle'da inşa edilmiş çivili duvarların arazi deplasman okumaları ile yazılımdan elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Ayrıca stabilite tahkiki için Phase² yazılımı ile hesaplanan güvenlik faktörleri, daha önce bu konuda çalışmaların yapıldığı Tai-Poi, Seattle ve Tepe Alışveriş Merkezi kazı iksalarında uygulanan ve sırasıyla Flac, Plaxis ve GOLDNAIL, SNAIL yazılımları ile hesaplanmış güvenlik katsayıları ile karşılaştırılmıştır. Sistem performansını oluşturan stabilite ve deplasman değerlerinin çalışmada kullanılan Phase² programı ile güvenli ve geçerli sonuçlar verip vermediği değerlendirilmiştir. Sonuçların belirlenmesinin ardından, İstinye Park ve Seattle vaka modelleri için 4. bölümde aşağıda özetlenen parametrik çalışmalar gerçekleştirilmiştir:

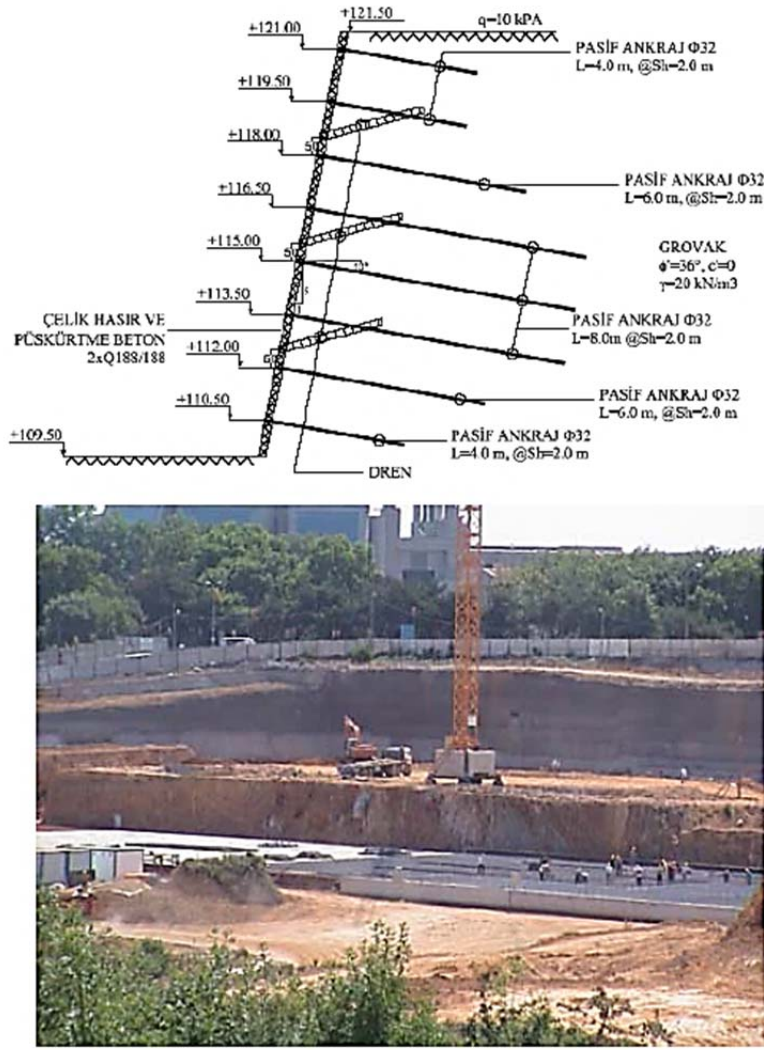
- Zemin çivisi eğiminin, yapı stabilitesine ve deformasyonlara etkisi
- Çivi uzunluğu ve paterninin, deformasyon ve stabiliteye etkisi
- Püskürtme betonu kalınlığının, sistem performansına katkısı
- Çivi yatay aralıklarının deformasyon ve stabiliteye etkisi
- Çivi rijitliği, çapı ve çekme kapasitesinin sistem performansına etkileri

Bu bölümde vaka analizleri üzerinden sistem yapısının performansını oluşturan stabilite ve deformasyonlar değerlendirilecek, Phase² yazılımı ile bulunan sonuçlar arazi okumaları ve daha önceki çalışmalarda kullanılan yazılımlardan elde edilenler ile karşılaştırılacak, çalışmanın bir sonraki bölümünde sistemi bu açıdan etkileyebileceği düşünülen faktörler parametrik olarak araştırılacaktır.

3.2. Vaka Analizi – İstanbul, İstinye Park Zemin Çivili İksa Sistemi

Vaka analizlerinden ilki İstanbul İstinye Park Kompleksi inşaatında uygulanan zemin çivili iksa sistemini konu almaktadır. Zemin çivilerinde belli parametre değişimlerinin sistem performansı üzerindeki etkilerini araştırmak amacıyla, Durgunoğlu (2007)'de sunulan İstinye Park iksası [15], bu çalışmada Phase² programında modellenmiş ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir.

Modelde kullanılan iksalı şevin yüksekliği 12 m, şevin yatayla yaptığı açı 80°'dir. Duvar üstündeki zemin yataydır. Zeminin kayma parametreleri, $c=0$ kPa ve $\phi=36^\circ$ 'dir [15]. Grovak zeminin birim hacim ağırlığı $\gamma=20$ kN/m³'tür. 8 sıra zemin çivisi düşey aralığı $S_v=1,5$ m, yatay aralığı $S_h=2,0$ m olacak şekilde zemine yerleştirilmiştir. Her biri 32 mm çapında olan çiviler 105 mm çapındaki deliğe (delik çivi arası enjeksiyon betonu ile doldurulmuştur) yerleştirilmiştir. Çivilerin yatayla yaptığı açı 10°'dir. Çivilerin yerleştirilme sırasına göre, ilk iki çivi uzunluğu 4 m, 3. sıradaki çivi 6 m, 4., 5. ve 6. sıradaki çiviler 8 m, 7. sıradaki çivi 6 m ve en alttaki çivi uzunluğu 4 m'dir. Analizlerde zemin Elastisite Modülü $E=50$ MPa [15], Poisson oranı $\nu=0,25$ olarak alınmıştır. Zemin çivisinin akma dayanımı $f_y=420$ MPa olarak verilmiştir. Genel stabilite hesaplarında emniyet bakımından ve ayrıca saha etrafındaki şeritte araç trafiği düşünülerek 10 kPa sürüş hesaplarında dikkate alınmıştır. Durgunoğlu (2007)'den alınan model geometrisi ve inşaat sahasına ait bir görüntü Şekil 3.1'de sunulmaktadır.

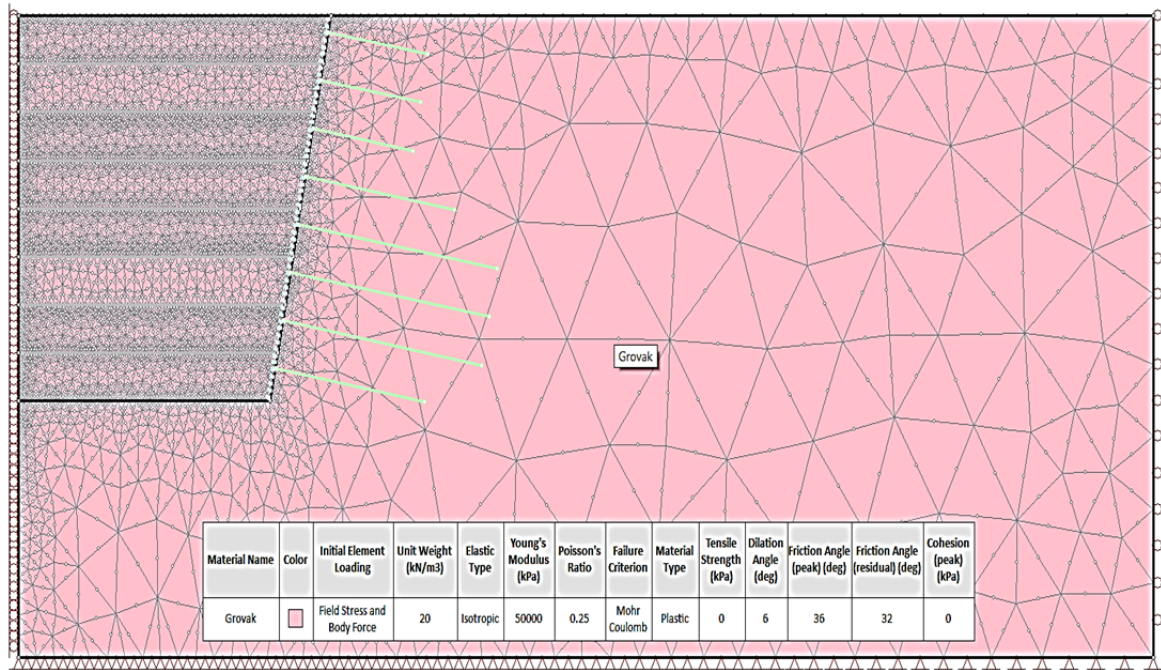


Şekil 3.1. İstinye Park Kompleksi iksa geometrisi ve inşaat sahası [15]

Projesi Zetaş Zemin Teknolojisi A.Ş. tarafından yapılan konutlar, alışveriş merkezleri ve sosyal tesislerin bir arada bulunduğu İstinye Park kompleksi geçici kazı iksasında kullanılan zemin çivili duvarın imalat aşamaları sırasında projede belirlenen yerlere inklinometre boruları yerleştirilmiş ve sistemin performansı inklinometre ve diğer aletsel gözlem cihazlarıyla denetlenmiştir. Model çalışmalarında, kazı aynasına yerleştirilen 4 No'lu inklinometre okumaları ile Phase² yazılımından elde edilen yanal deplasman değerleri karşılaştırılmıştır.

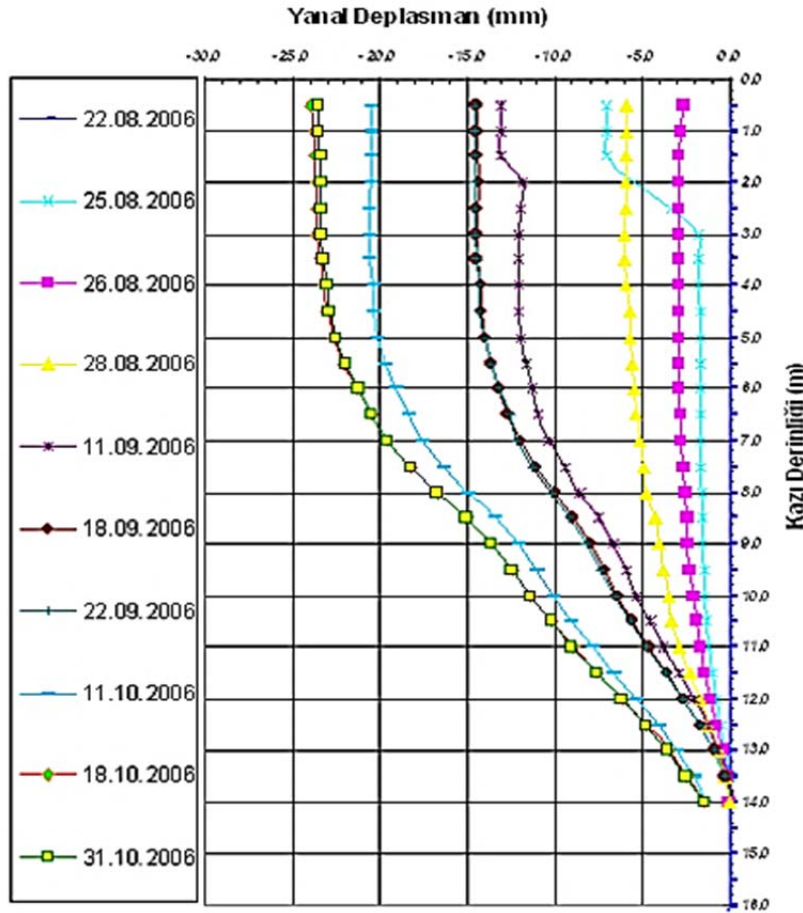
3.2.1. Model çalışmaları

İstinye Park Vakası, çalışmada kullanılan Phase² yazılımında aşamalı olarak yapılan 8 kazı adımı ile modellenmiştir. Toplam kazı yüksekliği 12 m olan vaka, her bir kazı adımı derinliği 1,5 m olacak şekilde uygulanmıştır. Vaka, Phase² programında 10 aşamada modellenmiştir. Bunlardan ilki uygulamaya başlamadan önceki doğal zemin durumunu tasvir etmektedir. Sonraki 8 basamak, adım adım uygulanan kazıyı tanımlamaktadır. Zemin çivilerinden her biri hangi kazı basamağında ise, uygulandığı kazı adımı ile eş zamanlı olarak modelde tanımlanmıştır. Kazı ve çivi uygulaması Phase² modelinde 9. aşamada bitmiştir. Modelde tanımlanan 10. basamakta, saha etrafındaki şeritte araç trafiğini tanımlayan 10 kPa'lık sürşarj yüklenmiştir. Phase² yazılımda modellenen vakanın modelleme basamakları ve ayrıntılı açıklamalar Ek-1'de sunulmaktadır. İstinye Park Vakasına ait Phase² modeli ve malzeme parametreleri Şekil 3.2'de gösterilmektedir. İlk çivi, zemin yüzeyinin 0,5 m altına uygulanmıştır. Uygulama düzenini sağlamak amacıyla her bir kazı adımı, çivilerin düşey aralıklarına eşit olacak şekilde oluşturulmuştur.



Şekil 3.2. İstinye Park Kompleksi Phase² model geometrisi ve malzeme parametreleri

Şekil 3.3'te verilen grafikte arazide kazı derinliğine bağlı olarak kaydedilen yanal deplasman okumaları görülmektedir. 31.10.2006 tarihindeki yanal deplasman okuması inşaat tamamlandıktan hemen sonra kaydedilmiştir [15].



Şekil 3.3. İstinye Park Kompleksi kazı iksa uygulamasında belli tarihlerde kaydedilen 4 nolu inklonometre okumaları [15]

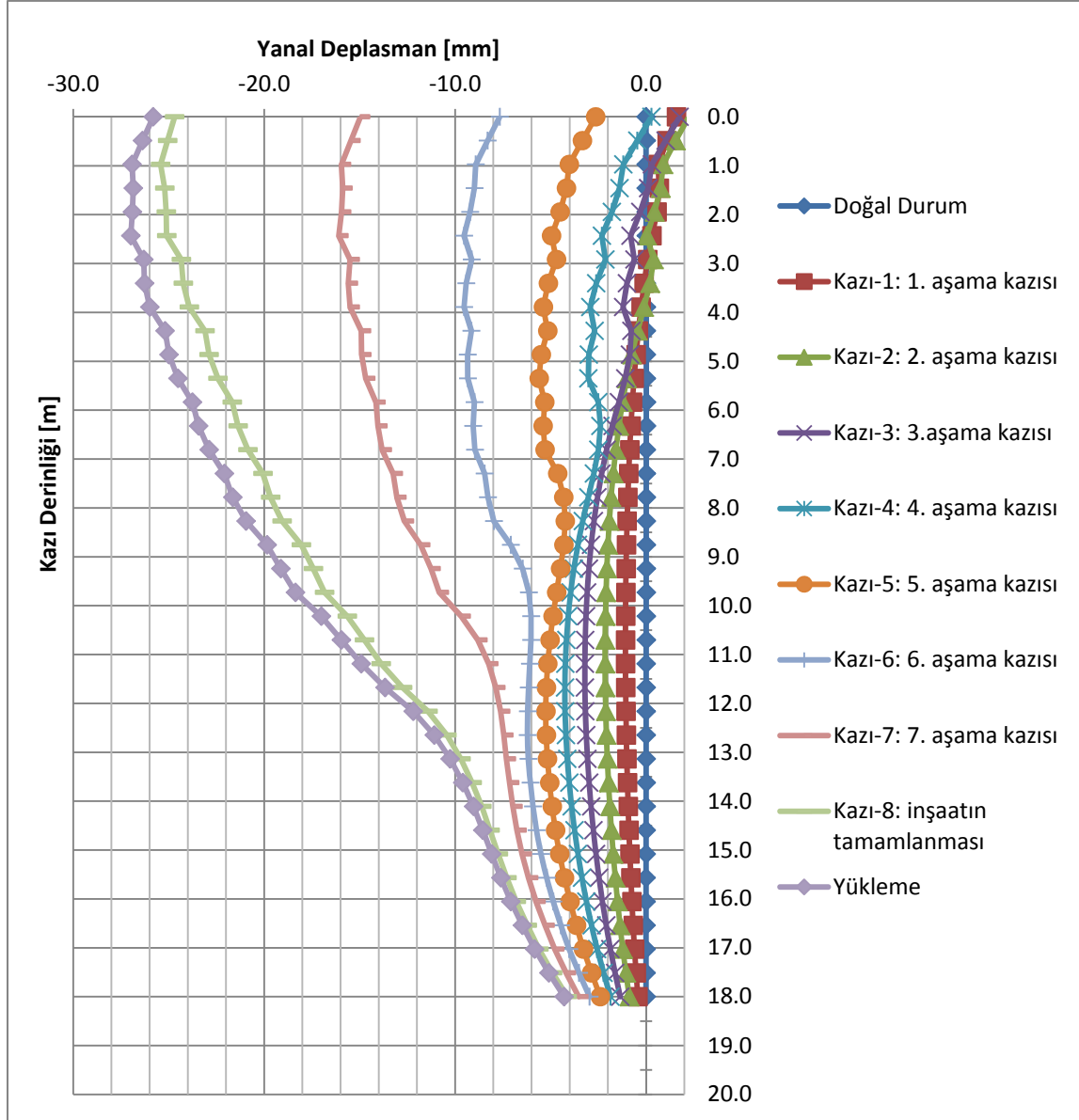
Çizelge 3.1 ve Şekil 3.4'te, Phase² yazılımından elde edilen ve tüm kazı aşamaları için kazı derinliğine bağlı olarak değişen yanal deplasman değerleri gösterilmektedir.

Programın hesap çıktısından elde edilen deplasman grafiği incelendiğinde son kazı adımında (9. aşama) kaydedilen deplasman değerlerinin ani bir artış sergilediği görülmektedir. İnşaatın tamamlanmasının ardından alınan arazi okumasında (31.10.2006 tarihli okuma) sisteme sürşaj yükünün etki edip etmediği bilinmediği için deplasman karşılaştırmaları son kazı ve yükleme aşamaları dikkate alınarak yapılmıştır. Şekil 3.3'ten de görüldüğü üzere inşaat tamamlandıktan sonra duvar üst kotunun 0,5 m altında arazide

ölçülen deplasman değeri yaklaşık 24 mm olarak kaydedilmiştir. Şekil 3.4'te sunulan grafikte kazı-8 ve yükleme aşamalarındaki deplasmanların birbirine yakın olduğu görülmektedir. Kazı-8, inşaat tamamlandıktan hemen sonraki ve sürşarj yüklemesinden önceki durumu tanımlamaktadır. İnşaatın tamamlanmasının ardından Phase² sonlu elemanlar analizinden elde edilen maksimum deplasmanın duvar üst kotunun 0,5 m altında 25,1 mm olduğu görülmüştür. Sisteme sürşarj yükleri etki ettiğinde aynı noktada duvarın yapmış olduğu yanal deplasman Phase² sonlu eleman analizinde 26,4 olarak hesaplanmıştır.

Çizelge 3.1. Tüm kazı aşamalarında Phase² modelinden elde edilen yanal deplasman değerlerinin derinliğe bağlı değişimi

	Aşama-1 Doğal Durum	Aşama-2 Kazı-1	Aşama-3 Kazı-2	Aşama-4 Kazı-3	Aşama-5 Kazı-4	Aşama-6 Kazı-5	Aşama-7 Kazı-6	Aşama-8 Kazı-7	Aşama-9 Kazı-8	Aşama-10 Yükleme
Kazı Derinliği (m)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)
0.0	0.0	1.6	2.2	1.8	0.3	-2.6	-7.7	-15.0	-24.7	-25.8
0.5	0.0	1.1	1.5	1.0	-0.5	-3.3	-8.3	-15.5	-25.1	-26.4
1.0	0.0	0.6	0.9	0.3	-1.2	-4.0	-8.9	-16.0	-25.4	-26.9
1.5	0.0	0.7	0.8	0.1	-1.4	-4.2	-9.0	-15.9	-25.2	-26.9
1.9	0.0	0.6	0.4	-0.3	-1.8	-4.5	-9.2	-15.9	-25.1	-26.9
2.4	0.0	0.3	0.0	-0.8	-2.3	-5.0	-9.5	-16.1	-25.1	-27.0
2.9	0.0	0.1	0.4	-0.6	-2.1	-4.7	-9.1	-15.5	-24.3	-26.3
3.4	0.0	-0.1	0.2	-1.0	-2.6	-5.1	-9.4	-15.6	-24.2	-26.3
3.9	0.0	-0.3	-0.1	-1.2	-2.9	-5.4	-9.5	-15.5	-23.9	-26.0
4.4	0.0	-0.4	-0.5	-0.8	-2.7	-5.2	-9.2	-14.9	-23.1	-25.2
4.9	0.0	-0.5	-0.8	-0.8	-3.0	-5.5	-9.3	-14.9	-22.9	-25.0
5.4	0.0	-0.6	-1.0	-1.1	-3.0	-5.6	-9.3	-14.7	-22.4	-24.5
5.8	0.0	-0.7	-1.2	-1.4	-2.5	-5.3	-9.0	-14.1	-21.7	-23.8
6.3	0.0	-0.8	-1.4	-1.8	-2.4	-5.4	-9.1	-14.0	-21.4	-23.4
6.8	0.0	-0.9	-1.6	-2.1	-2.5	-5.3	-9.0	-13.8	-20.9	-22.9
7.3	0.0	-0.9	-1.7	-2.3	-2.7	-4.6	-8.5	-13.2	-20.1	-22.1
7.8	0.0	-1.0	-1.8	-2.5	-3.0	-4.3	-8.3	-13.1	-19.7	-21.6
8.3	0.0	-1.0	-1.9	-2.7	-3.3	-4.2	-8.0	-12.7	-19.1	-20.9
8.8	0.0	-1.0	-2.0	-2.9	-3.6	-4.3	-7.1	-11.8	-18.1	-19.8
9.2	0.0	-1.0	-2.1	-3.0	-3.8	-4.5	-6.5	-11.3	-17.4	-19.1
9.7	0.0	-1.1	-2.1	-3.1	-4.0	-4.7	-6.1	-10.8	-16.8	-18.4
10.2	0.0	-1.1	-2.1	-3.1	-4.1	-4.9	-6.0	-9.7	-15.6	-17.0
10.7	0.0	-1.1	-2.1	-3.2	-4.2	-5.0	-6.0	-8.8	-14.7	-16.0
11.2	0.0	-1.1	-2.1	-3.2	-4.2	-5.2	-6.1	-8.2	-13.9	-14.9
11.7	0.0	-1.1	-2.1	-3.2	-4.2	-5.2	-6.1	-7.9	-12.8	-13.7
12.2	0.0	-1.1	-2.1	-3.2	-4.2	-5.2	-6.2	-7.6	-11.4	-12.2
12.6	0.0	-1.0	-2.1	-3.1	-4.2	-5.2	-6.2	-7.5	-10.4	-11.1
13.1	0.0	-1.0	-2.0	-3.1	-4.1	-5.2	-6.2	-7.3	-9.7	-10.3
13.6	0.0	-1.0	-2.0	-3.0	-4.0	-5.1	-6.1	-7.1	-9.1	-9.6
14.1	0.0	-0.9	-1.9	-2.9	-3.9	-4.9	-5.9	-7.0	-8.6	-9.0
14.6	0.0	-0.9	-1.8	-2.8	-3.7	-4.7	-5.7	-6.8	-8.2	-8.6
15.1	0.0	-0.9	-1.7	-2.6	-3.6	-4.5	-5.5	-6.5	-7.7	-8.1
15.6	0.0	-0.8	-1.6	-2.5	-3.4	-4.3	-5.2	-6.2	-7.3	-7.6
16.1	0.0	-0.7	-1.5	-2.3	-3.1	-4.0	-4.9	-5.8	-6.8	-7.1
16.5	0.0	-0.7	-1.4	-2.1	-2.9	-3.6	-4.5	-5.3	-6.2	-6.5
17.0	0.0	-0.6	-1.2	-1.9	-2.6	-3.3	-4.0	-4.8	-5.6	-5.8
17.5	0.0	-0.5	-1.1	-1.6	-2.2	-2.9	-3.5	-4.2	-4.9	-5.1
18.0	0.0	-0.4	-0.9	-1.4	-1.9	-2.4	-3.0	-3.5	-4.1	-4.3



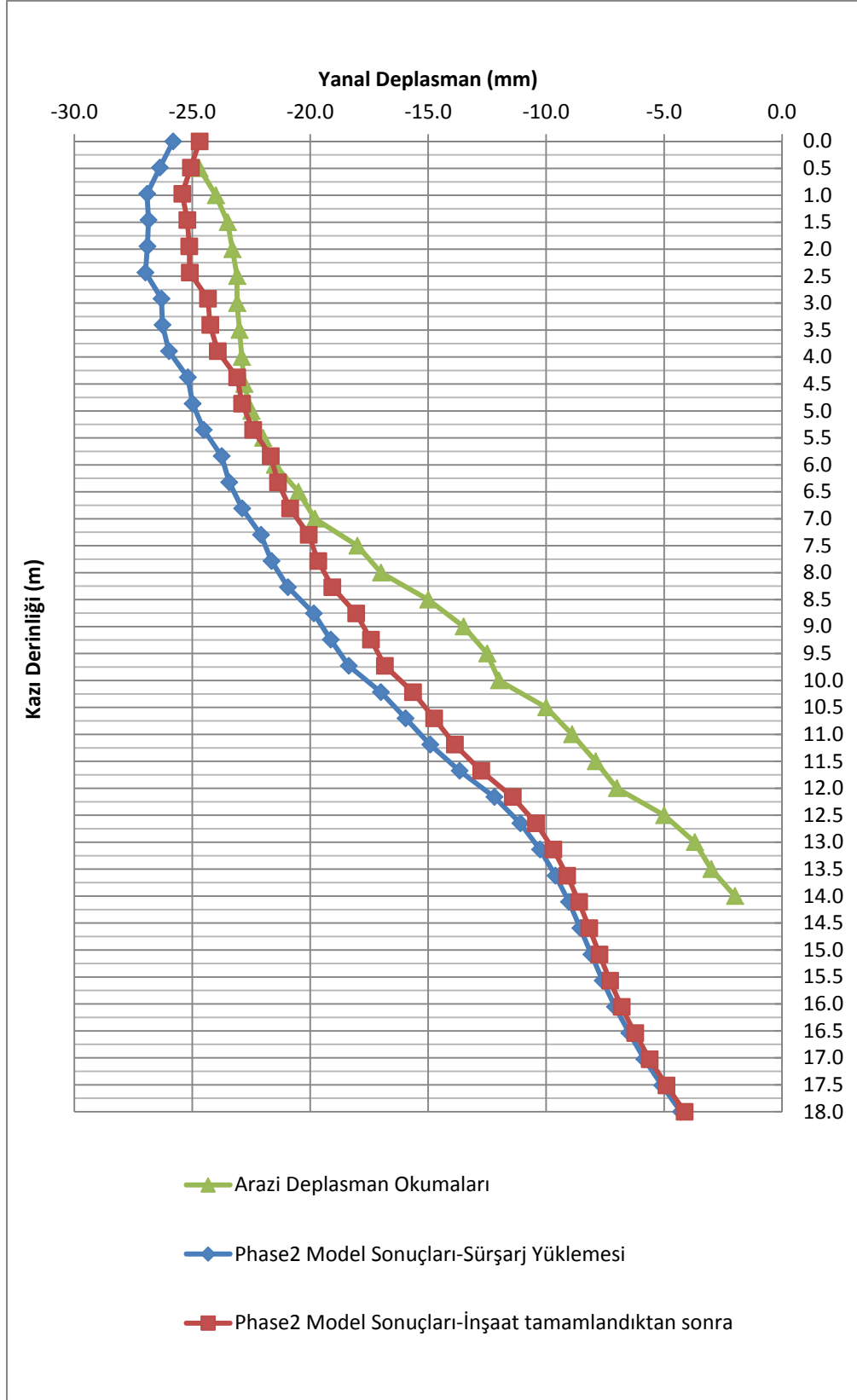
Şekil 3.4. İstinye Park Kompleksi Phase² modelinin her bir aşamada hesaplanan yanıl deplasman grafikleri

Şekil 3.5'te, servis aşamasında kaydedilen arazi deplasman okumaları ile Phase² model sonuçlarından elde edilen yanıl deplasman değeri aynı grafik üzerinde gösterilmektedir. Grafikten de görüldüğü üzere, arazide kayıtlarına göre maksimum deplasman (Şekil 3.3 grafiğine yansıtılmamıştır.) duvar üst kotundan 0,5 m altında 24,7 olarak bildirilmiştir [15]. Phase² modelinde servis aşamasında aynı derinlikte okunan değeri 26,4 mm'dir. Model çıktısından elde edilen maksimum deplasmanın duvar üst kotunun 2,5 m altında oluştuğu gözlemlenmiştir. Okunan maksimum deplasman değeri 27 mm'dir. Program analiz çıktılarının, arazide okunan deplasman değeri oldukça yakın sonuçlar vermesi sonlu

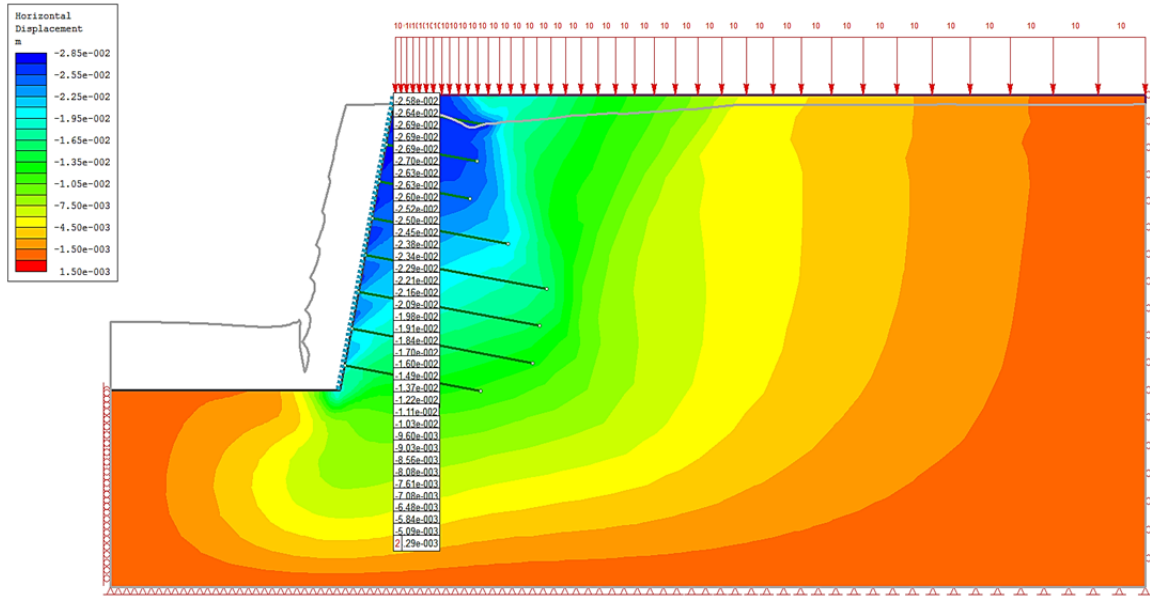
eleman modelinin özellikle maksimum değerler açısından davranışı temsil yeteneğini ispatlamaktadır.

Şekil 3.5'te karşılaştırılan sonuçların deplasman profilleri genel olarak uyumludur. Ancak, duvar alt kotlarında yazılım çıktıları inklinometre okumalarından elde edilen davranışı tam olarak temsil etmemektedir. 12 m yüksekliğindeki duvarın alt yarısında hesaplanan deplasman değerleri duvar alt kotuna kadar yaklaşık 5 mm daha fazla deplasman yapmaktadır. Deplasman farkı kabul edilebilir sınırlar içindedir. Ancak deplasman profili incelendiğinde arazi okumalarının inklinometre borusunun bittiği noktada sıfıra yaklaştığı görülmekte iken analizlerden elde edilen profillerde yanal deplasman daha alt kotlarda sıfıra ulaşmaktadır. Bir sonraki alt bölümde ele alınan Seattle Vakasında, yazılımda hesaplanan ve arazide kaydedilen deplasman profillerinin daha uyumlu olduğu görülmektedir. Phase² yazılımda sergilenen bu davranış farklılığı, kabul edilen zemin parametrelerine bağlı olarak değişebilir. Seattle Vakasında kabul edilen zemin parametreleri duvar alt kotlarında artmakta ve zemin daha rijit hale gelmektedir. Bu durum duvar alt kotlarındaki deplasmanları kısıtlayabilmekte ve deplasman profili duvar alt kotunda daha hızlı kapanma eğilimi sergilemektedir. Halbuki, modellenen İstinye Vakasında derinliğe bağlı olarak zemin parametreleri değişmemektedir. Bu farkın oluşabileceği diğer bir husus da, İstinye Vakasında 14 m derinliğe kadar ulaşan inklinometre borusunun duvar ile birlikte yatay hareket edebileceği ve en uç noktada bu hareketten dolayı okunan deplasmanların sıfır ve yakın değerleri göstermesidir.

Şekil 3.6, Phase² modelinin inşaat tamamlandıktan sonra sürşarj yükleri etkisinde yaptığı deformasyon hareketini göstermektedir.



Şekil 3.5. İstinye Park vakasının arazide okunan ve Phase² modelinde hesaplanan yanıl deplasman okumalarının karşılaştırmalı grafikleri



Şekil 3.6. İstinye Park Phase² modeli yanal deplasman analiz çıktısı

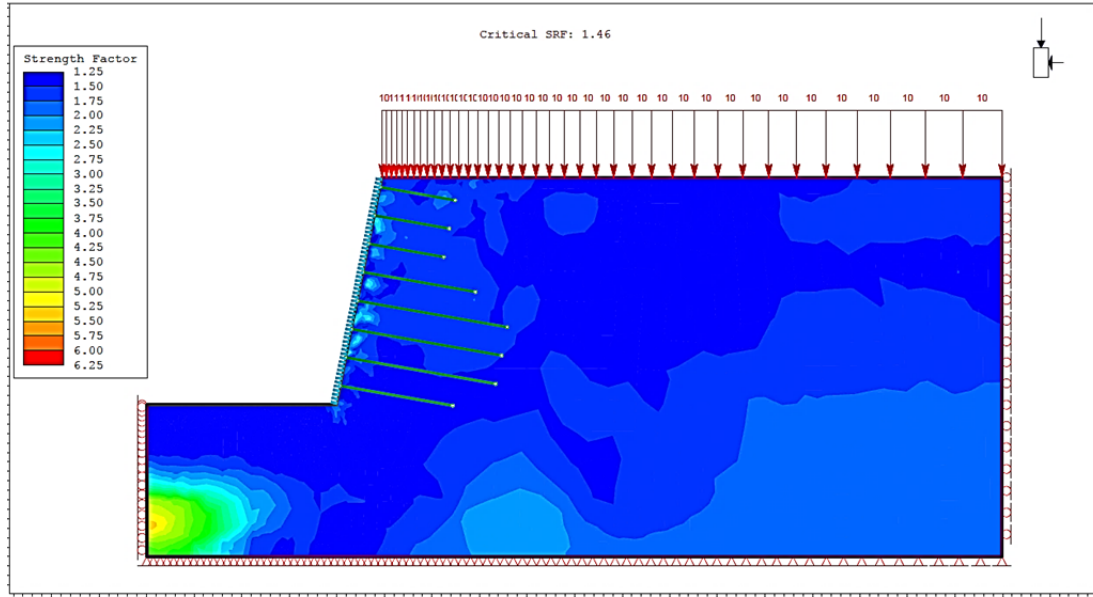
Program analiz çıktılarının gerçek maksimum deplasman değerlerine oldukça yakın sonuçlar vermesi sonlu eleman modelinin güvenilir çalıştığını doğrulamaktadır. Böylece bu çalışma kapsamında yapılacak olan parametrik çalışmalar için de, mevcut sonlu elemanlar yazılımının kullanılabileceği anlaşılmaktadır.

Genel stabilite hesaplarında, FHWA (2015) tarafından önerilen güvenlik katsayısı değeri geçici yapılar için minimum 1,20'dir. Yapı kalıcı ve konumu kritik ise bu faktörün minimum değeri 1,36 olarak düşünülerek tasarım yapılmalıdır. Deprem durumunda tasarım yaparken güvenlik katsayısı geçici yapılar için minimum 1,01 ve kalıcı ya da kritik yapılar için ise minimum 1,13 değerini sağlamalıdır [1].

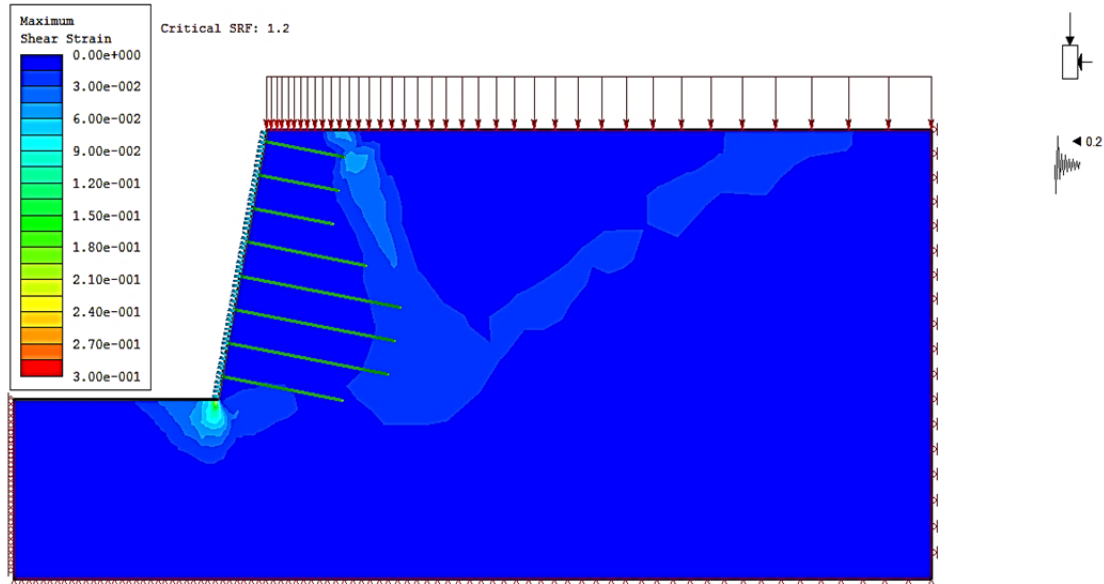
Phase² yazılımında modellenen vakanın performansını değerlendirmek için yanal deplasmanlar ile stabilite tahkikinin birlikte düşünülmesi gerekmektedir. Bu amaçla İstinye Park vaka modeli için Phase² programında ayrı bir analiz daha gerçekleştirilmiştir. Bu analizde hesaplanan güvenlik katsayısı statik koşullarda altında 1,46'dır. Hesap çıktısı Şekil 3.7'de verilmektedir. Bu değer, FHWA tarafından önerilen minimum koşulu sağlamaktadır.

Söz konusu sistem esnek bir yapı olduğu için tasarım deprem ivmesinin $a = 0,2$ g alınması uygundur (0,4/2). Deprem durumu iksa stabilite hesaplarında dikkate alınmış ve güvenlik

faktörünün 1,20 çıktığı görülmüştür. Bu değer de FHWA tarafından önerilen minimum koşulu sağlamaktadır. Deprem tasarımının yapıldığı model çıktısı Şekil 3.8’de sunulmaktadır.



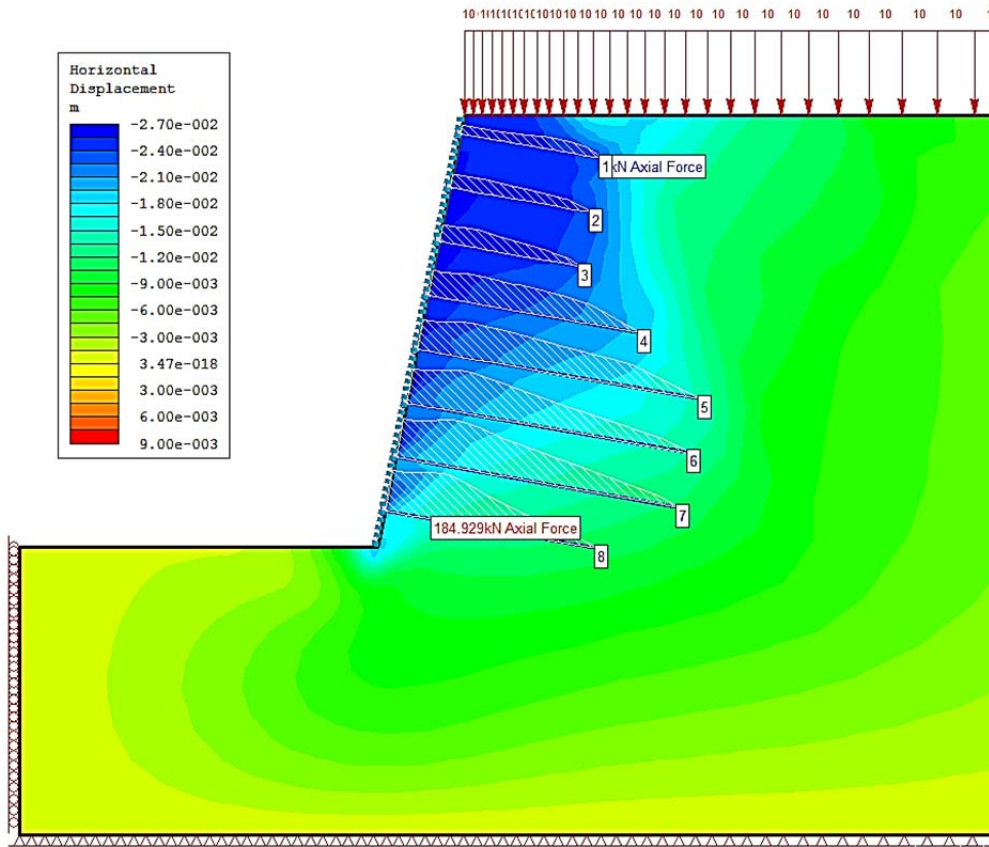
Şekil 3.7. İstinye Park Phase² modeli statik durum için güvenlik katsayısı analiz sonuçları



Şekil 3.8. İstinye Park Phase² modeli depremli durum için güvenlik katsayısı analiz sonuçları

Şekil 3.9’da verilen analiz sonucu, yükleme aşamasında çivilerde gelişen eksenel kuvvetleri göstermektedir. En üst sıradaki üç çivide gelişen eksenel kuvvetlerin alt

sıradakilere göre düşük olduğu görülmektedir. Tüm çiviler uzunlukları boyunca çekme kuvveti almaktadır. Bunların yanında üsteki çiviler duvar üst kotunda meydana gelen yanal deplasmanları engellemeye, alttaki çiviler ise sistem stabilitesine katkı sağlamaya çalışmaktadır. İksa yapısında meydana gelen maksimum deplasmanların duvar üst kotunda olduğu düşünülürse üsteki çivilerin önemi son derece büyüktür. Zemin çivilerinde gelişen aksenal kuvvetlerin, deplasmanlar ve stabilite ile olan ilişkileri bir sonraki alt bölümde değerlendirilecektir. Phase² sonlu eleman analizlerinde üst sıra çivilerinde daha küçük çekme kuvvetleri gelişmesine rağmen, gerçekte bu durumun tersi görülebilmektedir. Deneysel duvarlarda yapılan birçok ölçüm, üst sıra çivilerde daha büyük çekme kuvvetlerinin geliştiğini göstermektedir [1]. FHWA (1998) tarafından sunulan çivi boyları ön tasarım abaklarında, duvar yarı yüksekliği altında bulunan çivilerde kısaltma yapılabileceği alt sıra çivilerin daha küçük çekme kuvveti almasından kaynaklanmaktadır.



Şekil 3.9. İstinye Park Phase² modeli çivilerde gelişen aksenal kuvvetler

3.3. Vaka Analizi – Washington, Seattle Poliklinik Duvarı İksa Modeli

Bölüm 4’te tartışılan parametrik çalışmalar kısmında araştırılacak bir diğer vaka, Amerika’nın Washington eyaletinde yapılmış bir zemin çivili duvar sistemini ele almaktadır. Bu bölümde, daha önce bir çok uluslararası çalışmaya konu olmuş sistemin [17] arazide kaydedilen yanal deplasman okumaları ve önceki araştırmalarda Plaxis 2D yazılımıyla modellenen vakanın deplasman ve güvenlik faktörü sonuçları, çalışmada kullanılan Phase² yazılım sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

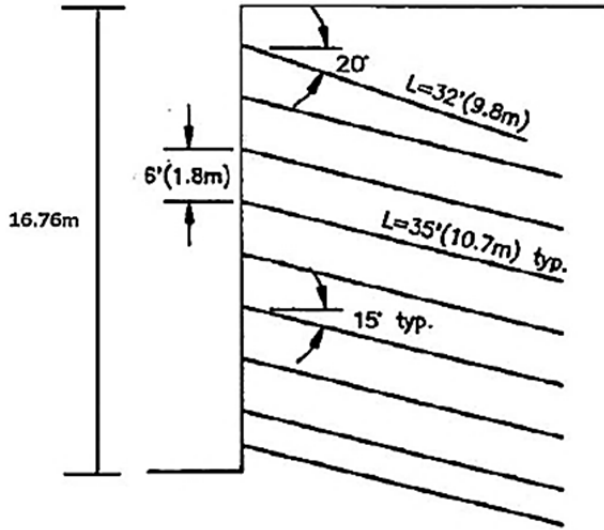
Thompson ve Miller (1990) tarafından yürütülen çalışmada, Seattle Poliklinik Duvarında gelişen yanal deplasmanlar ve çivi kuvvetleri sisteme yerleştirilen ölçüm cihazlarıyla belirlenmiştir [17]. Alhabshi (2006)’da arazide okunan yanal deplasmanlara ek olarak aynı vakanın Plaxis sonlu elemanlar analizi ile hesaplanan güvenlik faktörü sonucu da gösterilmektedir [18].

Seattle’da inşa edilmiş zemin çivili duvar yapısı 16,8 m yüksekliğe sahip olup duvar yüzü diktir. Bölgedeki zemin, altta bulunan çok sıkı buzul kumu, çakıl, çok sıkı ince granüllü göl kumu ve göl siltinden ibaret olan 26 m derinlikteki dolgudan oluşmaktadır (Thompson ve Miller, 1990). Tüm tabakaların zemin mukavemet parametreleri, içsel sürtünme açısı $\phi=40^\circ$ ve kohezyon $c=9,6$ kPa olarak kullanılmıştır [18]. Ayrıca tüm tabakalar için zemin birim hacim ağırlığı $\gamma=21,6$ kN/m³ kabul edilmiştir. Her bir tabakada, derine inildikçe Elastisite Modülü artmaktadır. Duvar, bina kazı iksasını desteklemek amacıyla geçici yapı olarak inşa edilmiştir.

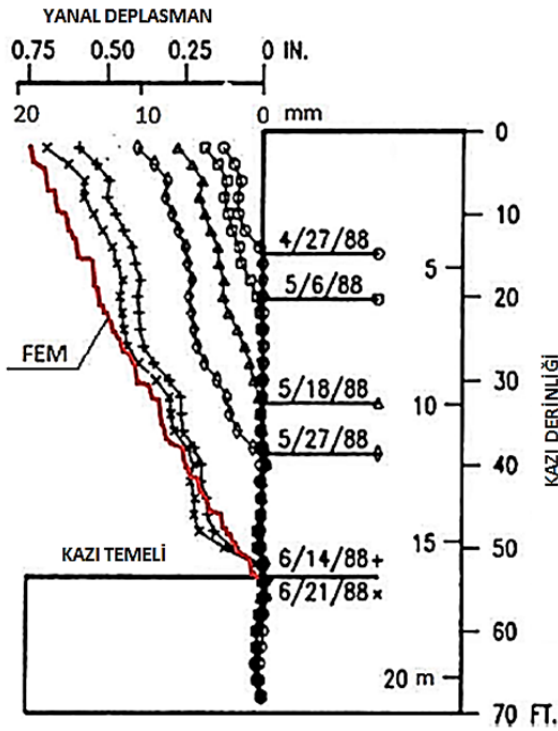
Yerleştirilen çivilerin yatay ve düşey aralıkları 1,8 m’dir. Seattle poliklinik duvarında en üsteki çivinin uzunluğu 9,8 m, diğer çivilerin uzunluğu 10,7 m’dir. Çubuklar yerleştirilmeden önce delgi makinası ile açılan deliğin çapı 20 cm olarak verilmiştir. En üsteki zemin çivisi yatayla 20° , diğer çiviler yatayla 15° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilmiştir. Çivilerin çapı 32 mm olarak alınmıştır (Alhabashi 2006). Zemin çivisinin akma dayanımı $f_y=420$ MPa olarak verilmiştir. Seattle poliklinik duvar geometrisi Şekil 3.10’da gösterilmektedir.

Duvar yanal deplasmanları, duvar yüzünün 91 cm arkasına dikey olarak yerleştirilen inklonometreler ile kayıt altına alınmıştır. Şekil 3.11, kazı aşamaları boyunca

gerçekleştirilen ve inşaat tamamlandıktan sonra kaydedilen inklonometre deformasyonlarını sunmaktadır. İnklonometre kayıtları incelendiğinde, yapım sonrası duvar yüzünde ölçülen maksimum yanal deplasmanın 18 mm olduğu görülmüştür. Bu değer duvarın en üst kotunda okunmuştur.



Şekil 3.10. Seattle poliklinik duvar geometrisi [17]



Şekil 3.11. Seattle modeli arazide kaydedilen yanal deplasman okumaları [18]

Zemin modeli oluşturulurken elastik-plastik Mohr-Coulomb modeli seçilmiştir. Modelde, zemin şartlarını tanımlayan beş tabaka kullanılmıştır. Tüm zemin tabakaları Elastisite Modülü ve Poisson oranları dışında aynı zemin parametrelerine sahiptir. Elastisite Modülü ve Poisson oranları derinliğe bağlı olarak değişmektedir Modelde kullanılan zemin tabakalarının kalınlık ve parametreleri Çizelge 3.2’de gösterilmektedir (Alhabashi 2006). Artan derinlikle birlikte Elastisite Modülü artmakta, Poisson oranı azalmaktadır.

Şekil 3.11’de verilen grafikte arazide kazı derinliğine bağlı olarak kaydedilen yanal deplasman okumaları görülmektedir. 06/21/88 tarihli okumalar inşaat tamamlandıktan sonra duvar yüzünün 91 cm arkasına yerleştirilen inklinometre kayıtlarından elde edilmiştir. Kırmızı ile gösterilen grafik Plaxis 2D yazılımı ile servis aşamasında hesaplanan yanal deplasman değerleri kullanılarak çizdirilmiştir.

Çizelge 3.2. Seattle modelinin zemin tabakalarına bağlı olarak değişen parametreleri [18]

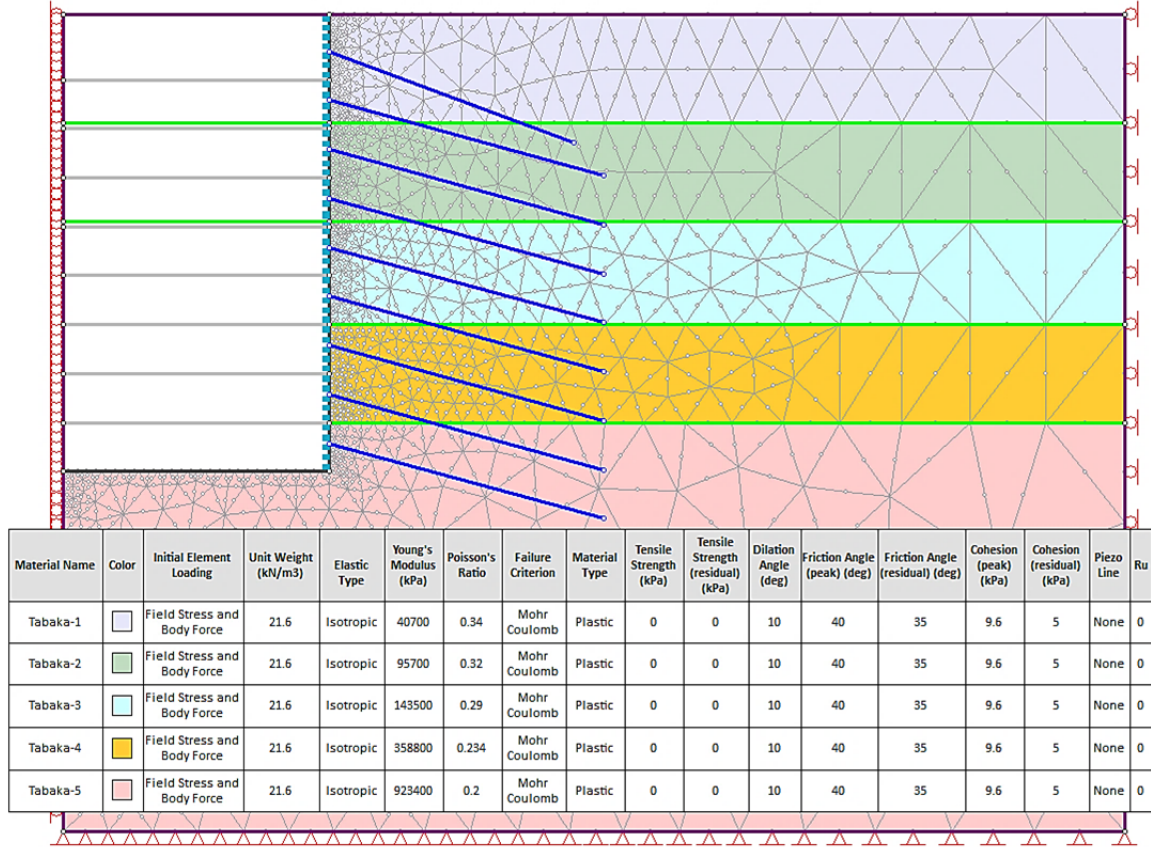
Zemin Tabakaları	Tabaka-1	Tabaka-2	Tabaka-3	Tabaka-4	Tabaka-5
Kalınlık (m)	4.0	3.6	3.8	3.6	-
c (kPa)	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6
ϕ (°)	40	40	40	40	40
γ (kN/m ³)	21.6	21.6	21.6	21.6	21.6
E (Mpa)	40.7	95.7	143.5	358.8	923.4
ν	0.34	0.32	0.29	0.234	0.20

3.3.1. Model çalışmaları

Parametrik çalışmalar kapsamında değerlendirilecek olan Seattle vakası için öncelikle sonlu elemanlar modelinden elde edilen yanal deplasman sonuçları arazi okumaları ile karşılaştırılarak gerekli doğrulama sağlanmıştır.

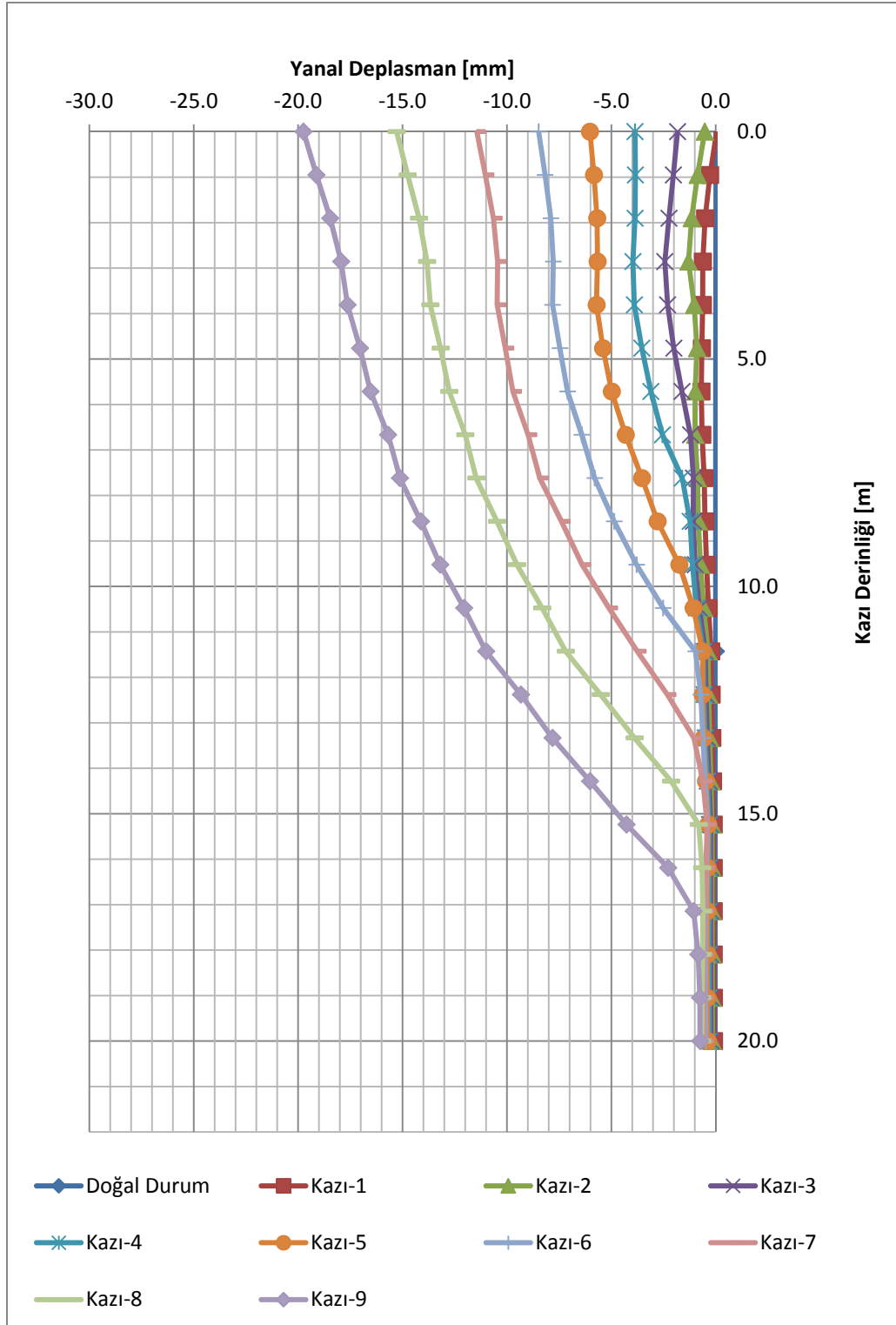
Seattle poliklinik duvarı Phase² yazılımında 10 aşamada modellenmiştir. İlk aşama doğal arazi koşulu tanımlamaktadır. Bundan sonraki 9 aşama kazı adımları ve zemin çivisi uygulamalarını tariflemek için kullanılmıştır. İnşaat sonrası zemine etkiyen herhangi bir yük tanımlı bulunmamaktadır. 10 cm püskürtme betonu her kazı adımında uygulanmıştır. Modelde kullanılan parametreler ve modelleme basamakları Ek-1’de anlatılmaktadır.

Seattle Vakasına ait Phase² modeli ve malzeme parametreleri Şekil 3.12’de gösterilmektedir. İlk çivi zemin yüzeyinin 1,35 m altına uygulanmıştır. Uygulama düzenini sağlamak amacıyla her bir kazı adımı, çivilerin düşey aralıklarına eşit olacak şekilde kazılmıştır. En alttaki zemin çivisi duvar alt kotunun 1 m yukarisındadır.



Şekil 3.12. Seattle vakasının Phase² model geometrisi ve zemin parametreleri

Şekil 3.13 ve Çizelge 3.3’te, Seattle modelinin her kazı adımı için Phase² yazılımından elde edilen yanal deplasman değerleri sunulmaktadır. Modelde tüm aşamalarda hesaplanan yanal deplasman değerleri, kazı aynasının 91 cm arkasında tanımlanan sorgu çizgisi üzerinden okunmuştur.



Şekil 3.13. Seattle Phase² modelinin her bir aşamada hesaplanan yanal deplasman grafikleri

Çizelge 3.3. Tüm kazı aşamalarında yanıl deplasman değlerlerinin derinliğe bağılı değışimi

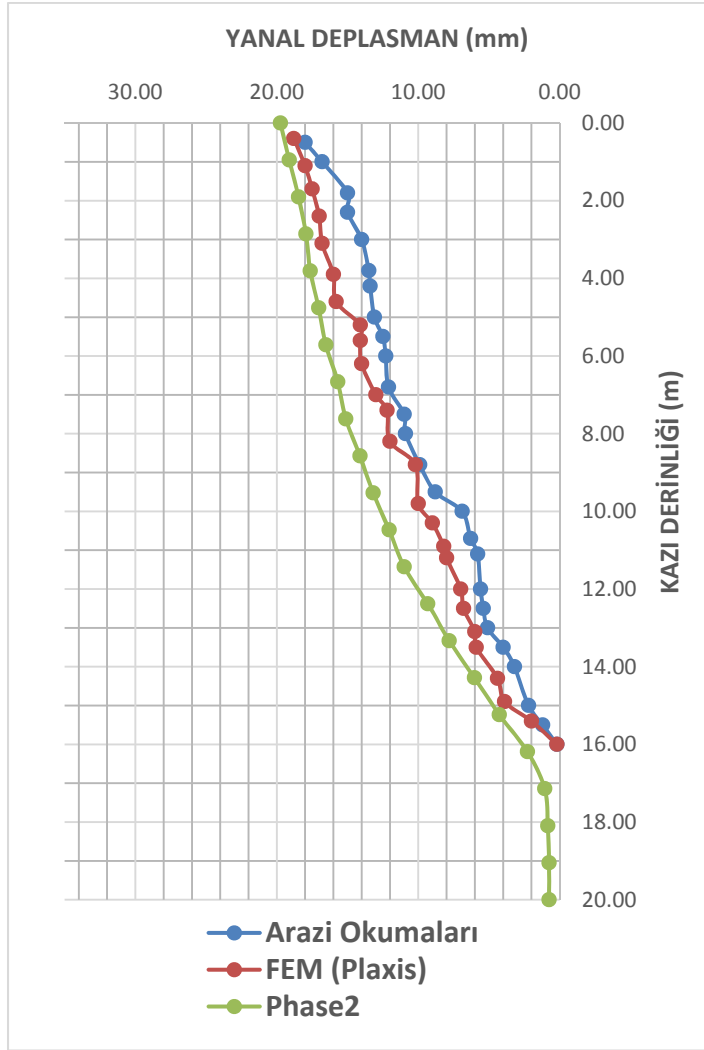
	Aşama-1 Doğal	Aşama-2 Kazı-1	Aşama-3 Kazı-2	Aşama-4 Kazı-3	Aşama-5 Kazı-4	Aşama-6 Kazı-5	Aşama-7 Kazı-6	Aşama-8 Kazı-7	Aşama-9 Kazı-8	Aşama-10 Kazı-9
Kazı Derinliği (m)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)	Yanal Deplasman (mm)
0.0	0.0	0.0	-0.5	-1.8	-3.9	-6.0	-8.5	-11.4	-15.3	-19.7
1.0	0.0	-0.3	-0.9	-2.0	-3.8	-5.8	-8.2	-11.0	-14.8	-19.1
1.9	0.0	-0.5	-1.2	-2.2	-3.9	-5.7	-7.9	-10.6	-14.2	-18.5
2.9	0.0	-0.6	-1.3	-2.4	-4.0	-5.7	-7.8	-10.4	-13.8	-17.9
3.8	0.0	-0.6	-1.0	-2.3	-3.9	-5.7	-7.8	-10.5	-13.7	-17.6
4.8	0.0	-0.7	-0.9	-2.0	-3.5	-5.4	-7.5	-10.1	-13.2	-17.0
5.7	0.0	-0.7	-1.0	-1.6	-3.1	-5.0	-7.1	-9.7	-12.8	-16.5
6.7	0.0	-0.6	-1.0	-1.2	-2.6	-4.3	-6.4	-9.0	-12.0	-15.7
7.6	0.0	-0.5	-0.9	-1.1	-1.6	-3.5	-5.8	-8.4	-11.5	-15.1
8.6	0.0	-0.5	-0.8	-1.1	-1.2	-2.8	-4.9	-7.4	-10.5	-14.1
9.5	0.0	-0.4	-0.7	-1.0	-1.1	-1.7	-3.8	-6.4	-9.5	-13.2
10.5	0.0	-0.3	-0.6	-0.8	-0.9	-1.1	-2.5	-5.1	-8.3	-12.1
11.4	0.0	-0.2	-0.4	-0.5	-0.6	-0.6	-1.0	-3.7	-7.2	-11.0
12.4	0.0	-0.2	-0.3	-0.5	-0.6	-0.6	-0.7	-2.3	-5.5	-9.3
13.3	0.0	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.6	-1.0	-3.9	-7.8
14.3	0.0	-0.1	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.5	-0.6	-2.1	-6.0
15.2	0.0	-0.1	-0.2	-0.2	-0.3	-0.4	-0.4	-0.4	-0.8	-4.3
16.2	0.0	-0.1	-0.2	-0.2	-0.3	-0.4	-0.4	-0.5	-0.7	-2.3
17.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.5	-0.6	-1.1
18.1	0.0	-0.1	-0.2	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.6	-0.8
19.0	0.0	-0.1	-0.2	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.8
20.0	0.0	-0.1	-0.2	-0.2	-0.3	-0.4	-0.5	-0.6	-0.7	-0.7

Programın hesap çıktısından elde edilen deplasman grafiğı incelendiğinde maksimum yanıl deplasmanın duvar üst kotunda oluştuğı görölmektedir. İnşaat tamamlandıktan sonra duvar üst kotunda okunan deplasman değeri 19,7 mm'dir. Her bir kazı aşamasında duvar yüzünde gelişen yanıl deplasman artışları incelendiğinde 7. kazı adımından sonra deplasmanların hızlı bir şekilde arttuğı görölmektedir. 7. kazı basamağında duvar yüksekliğı yaklaşık 12 m'ye ulaşmıştır. Şekil 3.11'de verilen arazi deplasman okumalarını gösteren grafik incelendiğinde 5/27/88 tarihli okuma kayıtları yaklaşık 12 m'ye erişen duvar yüksekliğindeki deplasman değlerini göstermektedir. 5/27/88 tarihli okuma, maksimum yanıl deplasmanın duvar üst kotunda yaklaşık 11 mm olarak kaydetmiştir. Çizelge 3.3'te, 8. aşamada modellenen ve 7. kazı adımını tanımlayan sütun incelendiğinde maksimum deplasmanın duvar üst kotunda 11,4 mm, ve kayıtların alındığı 0,5 m kazı derinliğinde ise 11 mm olduğu görölmektedir. Phase² yazılımı ile modellenen vakada her bir kazı aşamasından elde edilen deplasman değleri ile arazi okumalarının da oldukça yakın olduğu tespit edilmiştir. Çizelge 3.4, uygulama tamamlandıktan sonraki arazi deplasman okumalarını, Plaxis 2D yazılımı ile analiz edilen modelin deplasman sonuçlarını ve Phase² model sonuçlarını göstermektedir.

Çizelge 3.4. Seattle Modeli karşılaştırmalı yanal deplasman değerleri

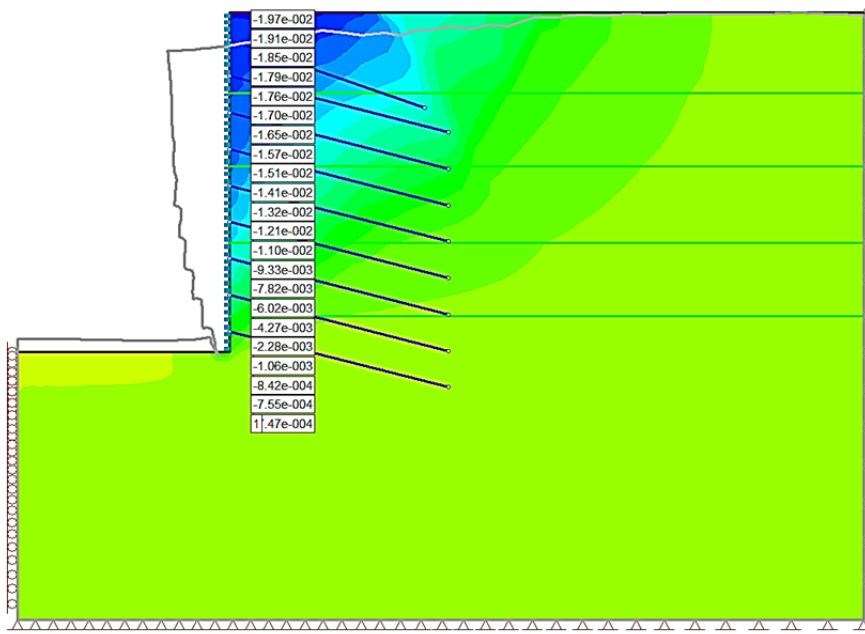
VAKA ARAZI SONUÇLARI		FEM (Plaxis 2D)		PHASE ²	
DEPLASMAN (mm)	KAZI DERİNLİĞİ	DEPLASMAN (mm)	KAZI DERİNLİĞİ	DEPLASMAN (mm)	KAZI DERİNLİĞİ (m)
18.00	0.50	18.80	0.40	19.74	0.00
16.80	1.00	18.00	1.10	19.13	0.95
15.00	1.80	17.50	1.70	18.46	1.90
15.00	2.30	17.00	2.40	17.94	2.86
14.00	3.00	16.80	3.10	17.63	3.81
13.50	3.80	16.00	3.90	17.04	4.76
13.40	4.20	15.80	4.60	16.53	5.71
13.10	5.00	14.10	5.20	15.69	6.67
12.50	5.50	14.10	5.60	15.12	7.62
12.30	6.00	14.00	6.20	14.12	8.57
12.10	6.80	13.00	7.00	13.19	9.52
11.00	7.50	12.20	7.40	12.05	10.48
10.90	8.00	12.00	8.20	11.00	11.43
9.90	8.80	10.20	8.80	9.33	12.38
8.80	9.50	10.00	9.80	7.82	13.33
6.90	10.00	9.00	10.30	6.02	14.29
6.30	10.70	8.20	10.90	4.27	15.24
5.80	11.10	8.00	11.20	2.28	16.19
5.60	12.00	7.00	12.00	1.06	17.14
5.40	12.50	6.80	12.50	0.84	18.10
5.10	13.00	6.00	13.10	0.76	19.05
4.00	13.50	5.90	13.50	0.75	20.00
3.20	14.00	4.40	14.30		
2.20	15.00	3.90	14.90		
1.20	15.50	2.00	15.40		
0.20	16.00	0.20	16.00		

Şekil 3.14’te, servis aşamasında kaydedilen arazi deplasman okumaları ile Plaxis ve Phase² model sonuçlarından elde edilen yanal deplasman değerleri aynı grafik üzerinde gösterilmiştir. Grafikten de görüldüğü üzere, arazide okunan deplasman değerleri duvar üst kotunda maksimumdur. Duvar üst kotunun 0,5 m altında, arazide kaydedilen yanal deplasman değeri 18 mm’dir. Phase² modelinde aynı derinlikte hesaplanan değer yaklaşık 19,5 mm’dir. Model çıktısından elde edilen maksimum deplasmanın da duvar üst kotunda gerçekleştiği görülmektedir. Okunan maksimum deplasman değeri ise (duvar üst kotu) 19,7 mm’dir. Program analiz çıktılarının arazide okunan deplasman değerlerine oldukça yakın sonuçlar vermesi, bilgisayar modelinin davranışı yeterince iyi temsil ettiğini ispatlamaktadır. Şekil 3.14’te karşılaştırılan sonuçların deplasman profilleri de genel anlamda uyumludur. Profilde Phase² modelinde elde edilen değerler ile çizilen grafik arazi kayıtları ile oluşturulan grafiğin hemen solundadır. Bu durum bilgisayar yazılımı ile modellenen vakanın bir miktar güvenli tarafta kalması açısından önemlidir.

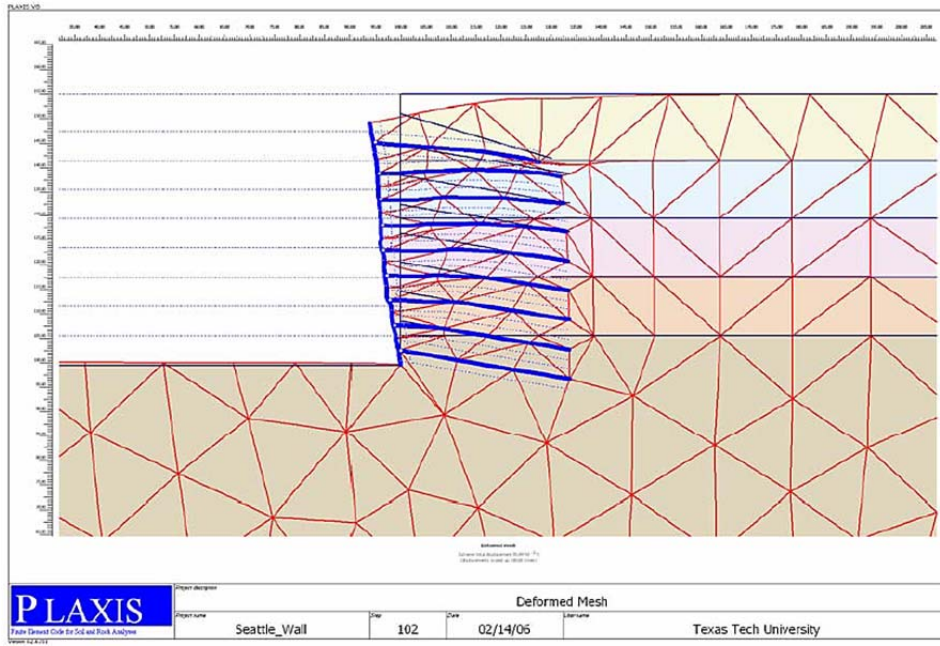


Şekil 3.14. Seattle vakasının deplasman grafiklerinin karşılaştırılması

Phase² yazılımında modellenen Seattle vakasının duvar yüzünün 91 cm uzaklığına yerleştirilen sorgu çizgisinden alınan deplasman değerleri ile modelin deformasyon sınırları Şekil 3.15’de gösterilmiştir. Alhabashi (2006) tarafından yürütülen çalışmada, Plaxis sonlu elemanlar yazılımıyla değerlendirilen Seattle duvarının deformasyon sınırı Şekil 3.16’da gösterilmektedir. İki yazılımdan elde edilen sonuçlar incelendiğinde, deformasyon şekillerinin genel anlamda uyumlu oldukları görülmektedir.



Şekil 3.15. Seattle vakası Phase² deplasman çıktısı

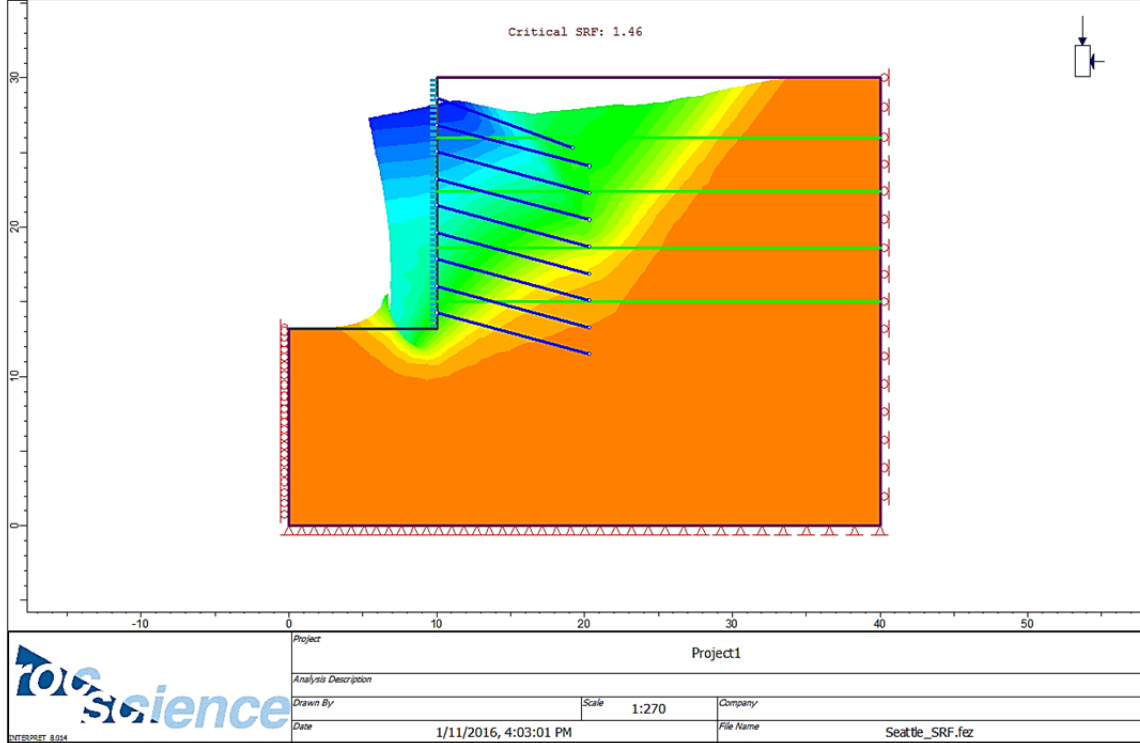


Şekil 3.16. Seattle duvarı Plaxis deplasman çıktısı [18]

Phase² yazılımıyla elde edilen sonuçlar Thomson and Miller (1990) tarafından kaydedilen arazi ölçüm sonuçları ve Plaxis yazılımıyla modellenen çalışma ile karşılaştırıldığında, sonuçların ve profilin oldukça uyumlu olduğu görülmektedir. Böylece Phase² yazılımının çivili duvar tasarımlarında, davranışı deplasmanlar açısından yeterince iyi temsil ettiği

kanıtlanmış ve Seattle modelinde araştırılacak olan parametrik çalışmalara destekli yaklaşımlar getirilmiştir. Bu doğrulamadan sonra, sonraki bölümde modellerde yalnızca çivi eğimleri değiştirilerek bu parametrenin sistem stabilitesine etkilerinin, güvenlik faktörü ve deplasman değerleriyle karşılaştırılarak incelenmesi mümkün görülmüştür. Ayrıca, çivi uzunluğu, aralıkları, çapları, diziliş şekilleri ve rijitlikleri gibi sistem stabilitesini etkileyebileceği düşünülen diğer parametreler de bu açıdan Bölüm 4'te ele alınacaktır.

Phase² yazılımında modellenen vakanın performansını değerlendirmek için yanal deplasmanlar ile stabilite tahkikinin birlikte düşünülmesi gerekmektedir. Bu amaçla Seattle vaka modeli için Phase² programında ayrı bir analiz daha gerçekleştirilmiştir. Bu analizde hesaplanan güvenlik katsayısı statik koşullar altında İstinye Park modelinde olduğu gibi 1,46 olarak hesaplanmıştır. Hesap çıktısı Şekil 3.17'de verilmektedir. Bu değer, FHWA (2015) tarafından önerilen minimum koşulu sağlamaktadır. Deprem koşulları ile ilgili herhangi bir bilgi mevcut olmadığı için sismik tasarım irdelenmemiştir.



Şekil 3.17. Phase² yazılımıyla modellenen Seattle modelinin güvenlik katsayısı analiz çıktısı

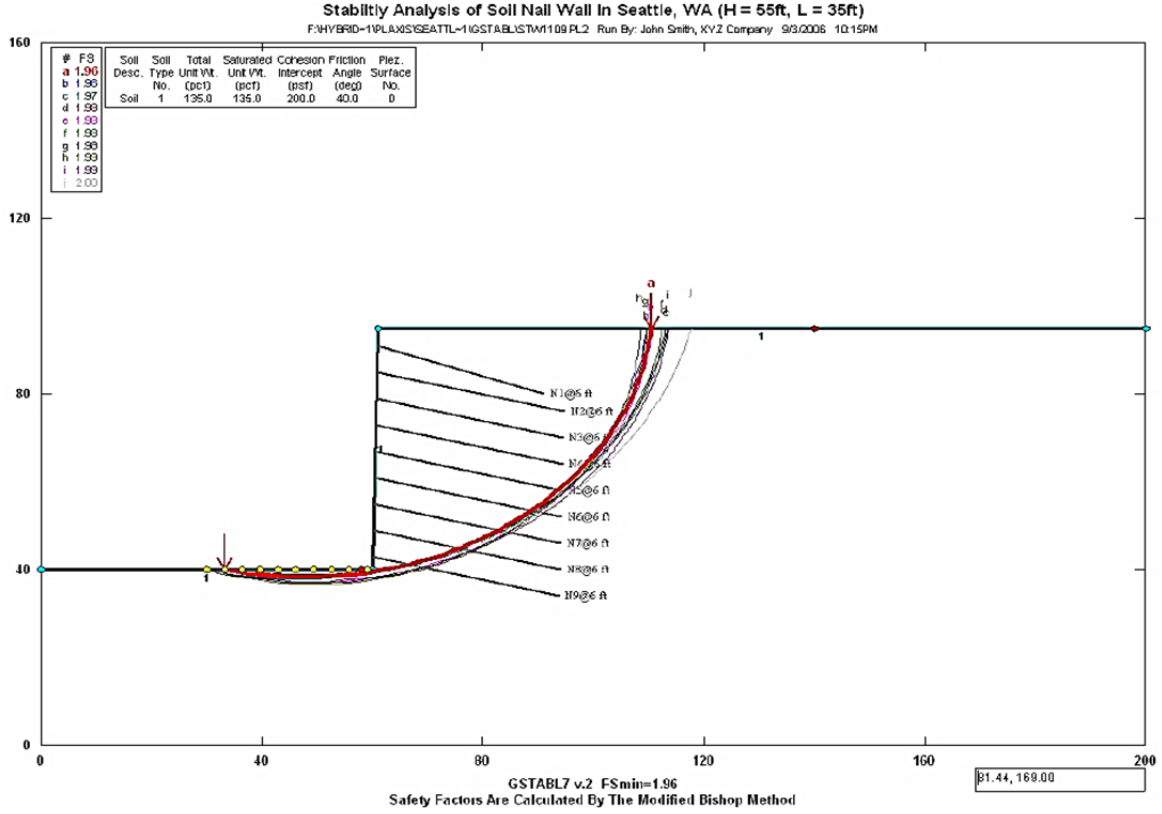
Daha önce yapılan birçok araştırmaya konu olan Seattle vakasının stabilite tahkiki için Plaxis yazılımı kullanılarak güvenlik katsayısı hesaplanmıştır (Alhabashi 2006). Bu çalışmada sonlu elemanlar yazılımının yanı sıra limit denge metodunu kullanan ve yalnızca stabilite analizi yapan yazılımlardan da yararlanılmıştır. Limit denge yöntemini kullanan bu yazılımlar sonlu elemanlar yöntemine göre analiz gerçekleştirmediğinden deplasman değerleri elde edilememektedir. Alhabashi (2006) tarafından Seattle vaka modelinde gerçekleştirilen bilgisayar analizlerinde statik koşullarda toptan göçmeye karşı hesaplanan güvenlik katsayıları, sonlu elemanlar yöntemini kullanan Plaxis yazılımında 2,28 ve limit denge yöntemlerini kullanan GSTABL ve GOLDNAIL yazılımlarında sırasıyla, 1,96 ve 1,58 olarak bulunmuştur. Güvenlik katsayısı hesabındaki bu tutarsızlık aşağıda belirtilen nedenlerden kaynaklanabilmektedir [18]:

- Zemin çivisi boyunca gelişen direnç kuvvetlerinin (eksenel çekme kuvvetleri) farklı varsayımları
- Limit denge yöntemini kullanan yazılımlarda belirlenmiş belli bir kayma çizgisi mevcut iken, sonlu elemanlar yöntemini kullanan yazılımlarda gerilme ve birim deformasyonun doğal ilerleyişine bağlı olarak kayma düzlemi oluşması (bkz. Şekil 3.18 - 3.19).

Araştırmalar sonlu elemanlar yöntemini kullanan yazılımların limit denge yöntemlerine göre genellikle daha küçük güvenlik katsayısı verdiğini göstermiştir [19]. Bu durumun temel nedenlerinden biri çivilerde gelişen eksenel kuvvetlerin farklı varsayımlarıdır. Limit denge yöntemini kullanan yazılımlar tüm çivilerin çekme kuvveti aldığını varsayar ve çivilere uzunluk boyunca etki eden kuvvet dağılım yaklaşımları farklıdır. Ancak, Alhabashi (2006) tarafından gerçekleştirilen çalışmada bu durumun tersi görülmektedir. En büyük güvenlik katsayısı Plaxis sonlu elemanlar analizinden elde edilmiş ve çalışmada kullanılan Phase² sonlu eleman analiz yazılımından oldukça farklı sonuç vermiştir.

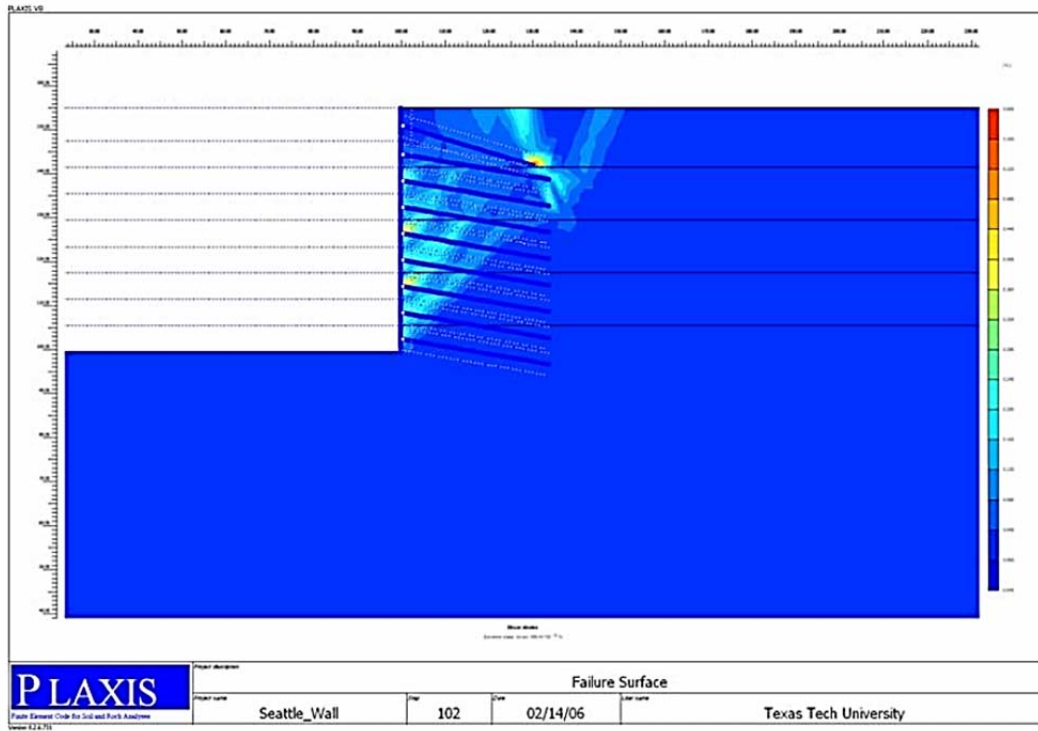
Şekil 3.18’de GSTABL yazılımının analiz sonuçları gösterilmektedir. Sadeleşmiş Bishop Yöntemine göre gerçekleştirilen analizde güvenlik katsayısı ve varsayılan kayma düzlemi görülmektedir. Şekil 3.19’da ise aynı çalışmadan alınan vakanın Plaxis sonlu elemanlar analizinden elde edilen kayma düzlemi gösterilmektedir. Şekil 3.18 ve Şekil 3.19 karşılaştırıldığında, limit denge ve sonlu elemanlara göre analiz yapan iki farklı yazılımdan

elde edilen kayma düzlemlerinin oldukça farklı olduğu görülmektedir. Şekil 3.18’de Sadeleşmiş Bishop Yöntemi’ne göre varsayılan kayma düzlemi daireseldir.



Şekil 3.18. Seattle Duvarı için GSTABL yazılımında analiz edilen olası kayma yüzeyi [18]

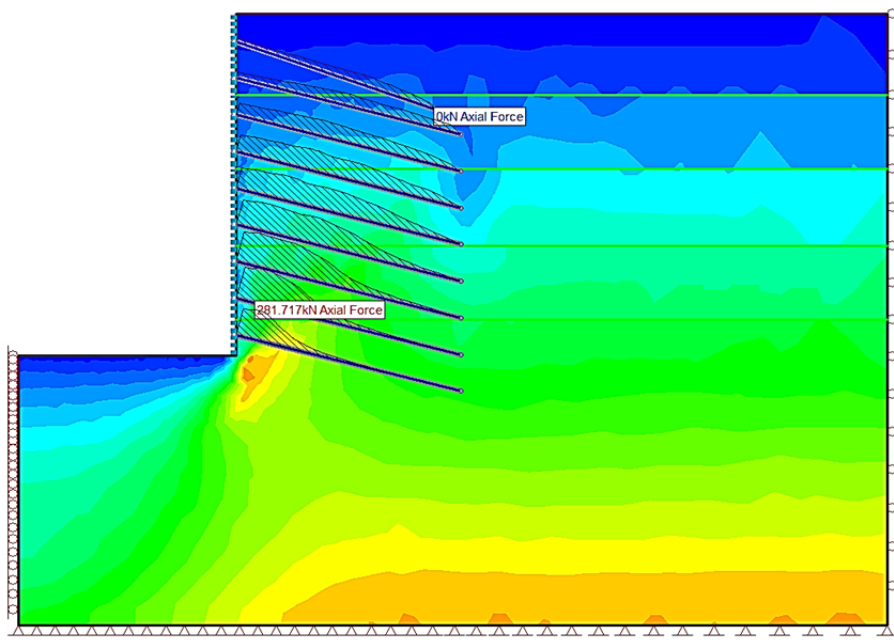
GOLDNAIL yazılımı 1993 yılında Golder ve Associates tarafından geliştirilmiştir [20]. Bu programın kullanımı FHWA tarafından da önerilmektedir. GOLDNAIL, çivilere özgü tüm değişkenleri tanımlamasına rağmen, zeminin karmaşık eğim profilleri ve duvar kaplama elemanlarını tasarlamada yetersiz kaldığı için son yıllarda FHWA (2015) tarafından SNAP2 analiz programının kullanımı önerilmektedir. Güvenlik katsayısını karşılaştırmada GOLDNAIL yazılımı hesap çıktısı ele alınacak olursa Phase² sonlu elemanlar analiziyle hesaplanan güvenlik katsayısının limit denge yöntemini kullanan bu yazılım sonuçları ile yakın olduğu görülmektedir.



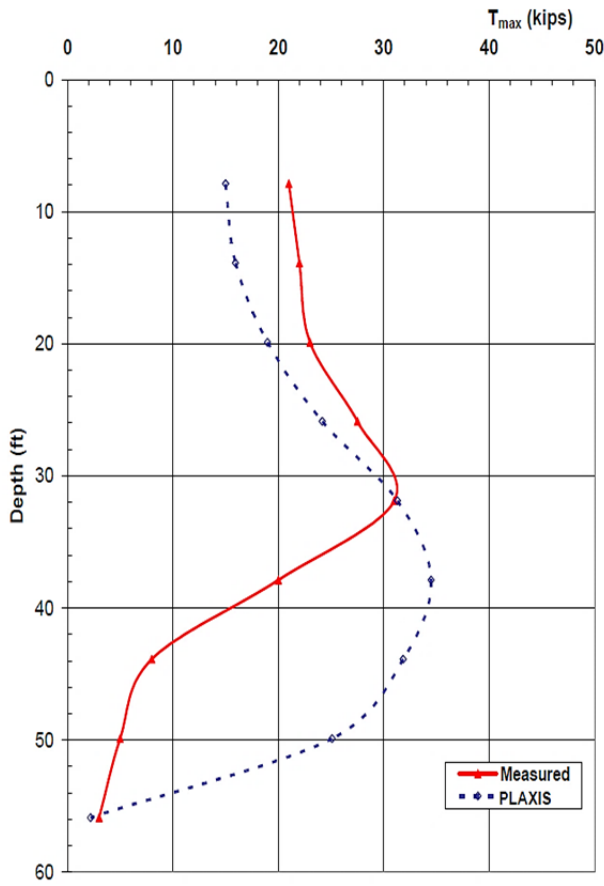
Şekil 3.19. Seattle Duvarı için Plaxis yazılımında tahmin edilen kayma yüzeyi [18]

Şekil 3.20’de sunulan Seattle Vakasının Phase² sonlu elemanlar analiz sonuçları, inşaat tamamlandıktan sonra en üst sıradaki üç çivide gelişen eksenel kuvvetlerin alt sıradaki çivilerde gelişen kuvvetlere göre daha düşük olduğunu sergilemektedir. Çivi etiketleri uygulama sıralarına göre yukarıdan aşağıya doğru numaralandırılmıştır (bkz. Şekil 3.9). 6,7,8 ve 9 ile numaralandırılan çivilere etki eden eksenel kuvvetler çivi köküne ulaşmadan sıfıra yakın değer almaktadır. Üst sıradaki çivilerde ise daha üniform bir dağılım söz konusudur. Alt sıralara etki eden maksimum kuvvetler ise üst sıradakilere göre daha büyüktür.

Thompson ve Miller (1990) tarafından yürütülen çalışmada 1., 3., 6. ve 7. sıradaki çivilerin üzerine yerleştirilen birim deformasyon ölçerler ile deformasyonlar kaydedilmiş ve çivilere etkiyen yükler bu kayıtlardan yola çıkarak hesaplanmıştır [17]. Alhabashi (2006) tarafından yürütülen çalışmada belli derinliklerde söz konusu çivilere etkiyen maksimum yükler Plaxis sonlu elemanlar analiziyle hesaplanmıştır. Çivilere etkiyen maksimum çekme kuvvetlerinin kazı derinliğe bağlı olarak değişimi Şekil 3.21’de karşılaştırılmalı (ölçülen ve Plaxis analiz sonuçları) olarak sunulmuştur. Seattle Vakasının araştırıldığı önceki çalışmada, kuvvet birimi kip, uzunluk birimi ft olarak alınmıştır (Alhabashi 2006).

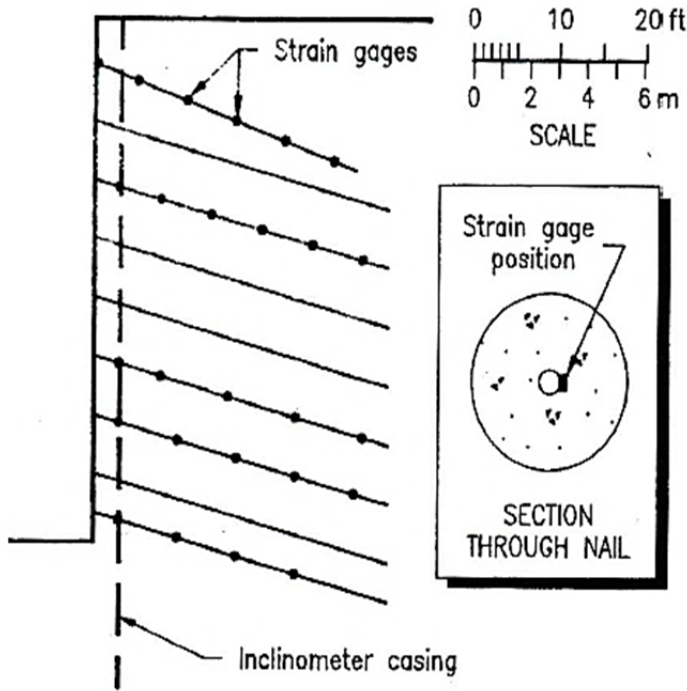


Şekil 3.20. Phase² yazılımı ile analiz edilen Seattle Vakası için servis aşamasında her bir çivide gelişen eksenel kuvvet dağılımları



Şekil 3.21. Belli kazı derinliklerinde okunan çivi eksenel kuvvetleri (Alhabashi 2006).

Seattle Vakasına yerleştirilen ölçüm cihazlarının konumları Şekil 3.22’de sunulmuştur.



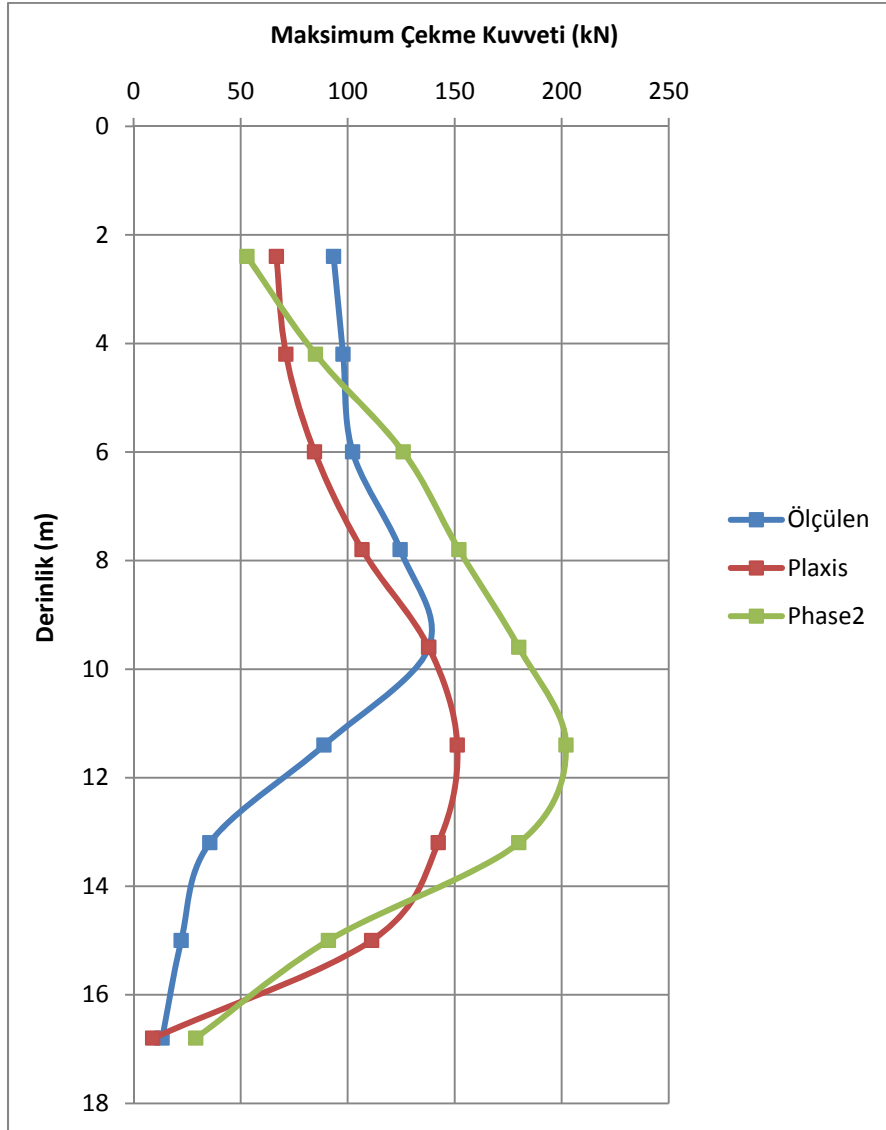
Şekil 3.22. Arazi okumalarının alındığı ölçüm cihazlarının yerleri (Thompson and Miller, 1990).

Çizelge 3.5’te, önceki çalışmaların birim dönüşümleri yapılmış, ölçüm verileri, Plaxis ve Phase² yazılım sonuçları karşılaştırılmıştır. Phase² analiz sonuçları arazi ölçümleriyle karşılaştırılacak olursa, ilk iki sıra haricinde yazılımda hesaplanan eksenel kuvvetlerin daha büyük olduğu söylenebilir. Üstten ilk iki çiviye tekabül eden derinliklerde arazi okumaları yazılım sonuçlarına göre daha büyük çıkmaktadır. Özellikle duvar yarı yüksekliğinin altında kalan çivilerde gelişen eksenel çekme kuvvetlerinin arazi ölçümleri ve analiz sonuçları arasındaki fark yüksektir. Yürütülen sonlu elemanlar analizlerinde sistemdeki çivilerin gerçek davranışı yakalanamamıştır. FHWA (2015)’te, yazılımların çivi içinde gelişen eksenel kuvvetleri yansıtmadığı görüşü savunulmaktadır [1]. Bu sebeple, çivi kuvvetlerini tahmin etmek amacıyla arazi testlerinden elde edilen gözlemler ile oluşturulmuş ve dağılım grafikleri sunulan formüller tanımlanmıştır (bkz. Bölüm 2).

Çizelge 3.5. Seattle Modeli servis aşamasında çivilere etkiyen eksenel çekme kuvvetleri

Derinlik (ft)	Derinlik (m)	Mak. Çekme Kuvvetleri T_{max} (kips)		Mak. Çekme Kuvvetleri T_{max} (kN)		
		Arazi Ölçümleri	Plaxis	Arazi Ölçümleri	Plaxis	Phase ²
8	2.4	21	15	93	67	53
14	4.2	22	16	98	71	85
20	6	23	19	102	85	126
26	7.8	28	24	125	107	152
32	9.6	31	31	138	138	180
38	11.4	20	34	89	151	202
44	13.2	8	32	36	142	180
50	15	5	25	22	111	91
56	16.8	3	2	13	9	29

Şekil 3.23'te verilen grafikte sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen çivi kuvvetleri arazi ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. Grafikte düşey eksen kaydedilen derinliği, yatay eksen bu kazı derinliğinde okunan ve hesaplanan çivilerin çekme kuvvetini göstermektedir. Sistemdeki çivilere etkiyen maksimum eksenel kuvvetlerin yansıtıldığı grafikte, sonlu elemanlar analizlerinin gerçek davranışı yansıtamadığı görülmektedir. Üst sıralarda öngörülen çivi kuvvetleri ölçülenden daha düşük çıkmaktayken, alttaki çivilerde bu durumun tam tersi oluşmaktadır. Bu eğilim tamamen sahada beklenen tipik davranışın tersidir. Phase² ve Plaxis yazılımlarından elde edilen sonuçlar davranış açısından birbirine benzese de, genel olarak Phase² yazılımından daha büyük çekme kuvvetleri elde edilmiştir. Çivi kuvvetleri ile ilgili genel gözlem, yazılımlarda hesaplanan çivi kuvvetlerinin arazi ölçüm değerlerini temsil edemediğidir. Alhabashi (2006) tarafından yürütülen çalışmalarda da bu değerlendirme ortaya konulmuştur [18].



Şekil 3.23. Seattle Duvarında, çivilerde gelişen maksimum çekme kuvvetleri

Çivi kuvvetleri açısından değerlendirilen sistemde, yazılımlardan beklenen sonucu almak tartışmalı bir konudur. FHWA (2015)'te saha gözlemleri sonucunda elde edilen görüş, genel eğilim olarak en üst sıradaki çivilerde en alt sıradakilere göre daha büyük eksenel kuvvetlerin oluştuğudur. Sitemde gelişen maksimum çekme kuvveti ise yaklaşık kazı yüksekliğinin ortasına tekabül etmektedir. Bu açıdan da, yazılım sonuçları arazi okumaları ile benzer yaklaşım sergilememektedir.

Parametrik araştırmalar kapsamında değerlendirilecek olan İstinye Park ve Seattle Vakaları için Phase² yazılımından elde edilen deplasmanların arazi okumaları ile tutarlı sonuçlar vermesi, yazılımın deplasman hesaplarındaki hassaslığını göstermiştir. Yazılımın

hesapladığı ve sistem performansını değerlendirirken kullanılan bir diğer analiz de güvenlik katsayısıdır. Parametrik araştırması yapılacak olan vaka modelleri bu açıdan da analiz edilmiştir. Ancak, bu tahkikin diğer yazılımlarla karşılaştırılarak doğrulanması yalnızca Seattle Vakasına ait verilerle sağlanabilmiştir. Seattle Vakasının daha önce yapılan çalışmaları değerlendirildiğinde, Phase² yazılım sonuçları ile GOLDNAIL programında hesaplanan değerlerin yakın olduğu görülmektedir. Phase² yazılımıyla sorgulanan stabilite tahkikin hassasiyetini daha kapsamlı biçimde araştırmak amacıyla, bu bölümde ayrıca FLAC 2D ve SNAIL yazılımı ile modellenen Tai Poi [19] ve Tepe [15] vakalarına ait stabilite sonuçları karşılaştırılmıştır.

3.4. Zemin Çivili Yapılarda Sistemin Performansını Belirleyen Güvenlik Katsayısının Karşılaştırmalı Biçimde Araştırılması

Bölüm 4'te yürütülen parametrik çalışmalarda oluşturulan sistemlerin performansını belirlemek amacıyla Phase² yazılımı ile oluşturulan modeller üzerinde sonlu elemanlar analizleri gerçekleştirilmiştir. Sistem performansı, gerçekleştirilen stabilite ve deformasyon tahkikleri ile değerlendirilmiştir. Stabilite ve deformasyonlar çivili iksa yapılarında performansı oluşturan unsurlardır. Sistemin deformasyonları Phase² yazılımıyla doğrulandıktan sonra, Phase² sonlu elemanlar analiziyle hesaplanan güvenlik katsayısının, davranışı yansıtmadaki başarısı daha önce bu konuda çalışmaların yapıldığı farklı yazılımlardan elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Önceki çalışmalarda yürütülen ek iki vaka analizinde stabiliteyi belirlemek amacıyla elde edilen güvenlik katsayıları, sonlu farklar yöntemini kullanan FLAC 2D ve limit denge denklemleri ile varsayılan göçme düzlemlerine göre analiz yapan SNAIL yazılımlarında hesaplanan sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Vakalardan ilki Hong Kong Sham Shui Po bölgesinde bulunan bir çalışmayı kapsamaktadır [19]. Vaka, daha önceki bir çalışmada FLAC 2D yazılımı ile analiz edilmiştir. Stabilite tahkikini irdelemek amacıyla incelenecek diğer vaka, projesi Zetaş Mühendislik Şirketi tarafından yapılan ve Durgunoğlu (2007)'de değerlendirilen İstanbul Tepe Alışveriş Merkezi geçici kazı iksası uygulama projesidir [15]. Projesi temin edilen vakanın stabilite tahkiki, FHWA tarafından önerilen SNAIL yazılımı ile değerlendirilmiştir.

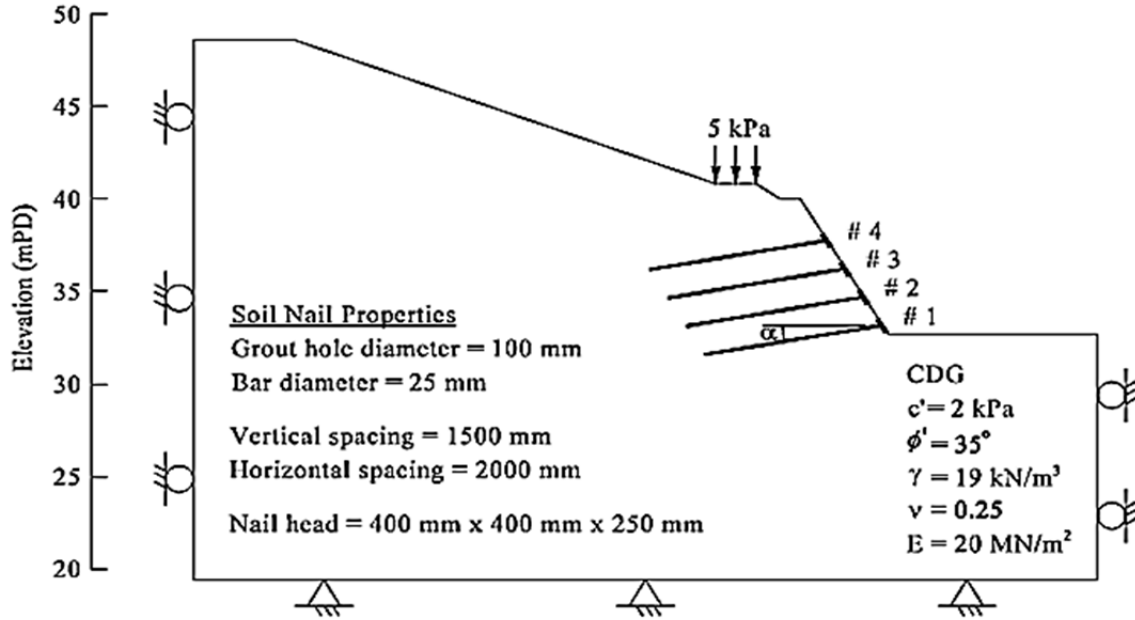
3.4.1. Tai Poi Vakasında güvenlik katsayılarının irdelenmesi

Daha önce FLAC 2D yazılımı ile modellenmiş örnek, Hong Kong, Sham Shui Po bölgesinde bulunan bir çivili duvarı kapsamaktadır. Shiu, çivili duvarın duraylılığını gerçekleştirilen analizler ile değerlendirmiştir. Tai Po caddesinde bulunan 11W-B/C41 nolu kazı şevinin üst kısmı tahsis edilmemiş devlet arazisinde, alt kısmı ise özel mülkiyet sınırında yer almaktadır [19]. Kamu çalışmaları kapsamında yürütülen kazı şevi analiz edildiğinde, şevin desteksiz bir şekilde stabil olamayacağı sonucuna varılmıştır [19]. Bunun üzerine çözüm olarak zemin çivisi uygulaması önerilmiş ve 2000 yılında üç aşamalı bir çalışma başlatılmıştır.

Geoteknik Mühendislik Ofisi (GEO) tarafından hazırlanan raporda [19], şev modelinin güvenlik faktörü limit denge yöntemi ile 0,72 olarak hesaplanmıştır. Güvenlik katsayısı için hedef değer 1,2'dir. Bu sebeple, zemin çivileme yöntemi ile şev stabilitesini sağlamak amaçlanmıştır. Çivi düzeneği, 1,5 m düşey ve 2 m yatay aralıklarla, 9 m uzunluğunda 4 sıra olacak şekilde kurulmuştur. Zemin çivileri 10°'lik eğimle yerleştirilmiştir. Zeminin kayma parametreleri; $c=2$ kPa ve $\phi=35^\circ$ 'dir. Zeminin birim hacim ağırlığı $\gamma=19$ kN/m³'tür. Her biri 9 m uzunluğunda ve 25 mm çapında olan çiviler 100 mm çapındaki deliğe yerleştirilerek delik ve çivi arasındaki boşluk enjeksiyon betonu ile doldurulmuştur. Zeminin Elastisite Modülü $E=20$ MPa, Poisson oranı $\nu=0,25$ olarak verilmiştir. Zemin çivisinin akma dayanımı $f_y=420$ MPa alınmıştır. FLAC yazılımında oluşturulan modelin geometrisi ve zemin parametreleri Şekil 3.24'te sunulmaktadır [19].

Phase² analizi iki durumdaki güvenlik faktörü katsayısını belirlemek amacıyla yapılmıştır. Bunlardan ilki ilk baştaki çivisiz durum, ikincisi önerilen çivili güçlendirme sonrasında yapılan analizdir. Phase² ile analiz edilen çivili ve çivisiz sistemlerin hesap çıktıları Şekil 3.25'te gösterilmektedir. Sonuçlar Çizelge 3.6'da özetlenmiştir. Çivisiz şev analizinde emniyet katsayısı limit denge ve FLAC 2D yazılımında hesaplanan 0,72 değeri ile hemen hemen aynı çıkmıştır. Çivili duvarın sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen güvenlik katsayıları FLAC yazılımı ile 1,6 ve Phase² yazılımı ile 1,58 ve olarak hesaplanmıştır. Hesaplanan güvenlik katsayılarının (G.K.) oldukça yakın olması Phase² ile yapılan analizlerin bu çerçevede geçerliliğini desteklemektedir. Limit denge metodu (Morgenstern-Price Yöntemi) ile analiz edilen sistemin güvenlik katsayısı 1,20 olarak hesaplanmıştır. Sonlu elemanlar analizlerine göre daha düşük bir güvenlik katsayısı veren bu metottaki

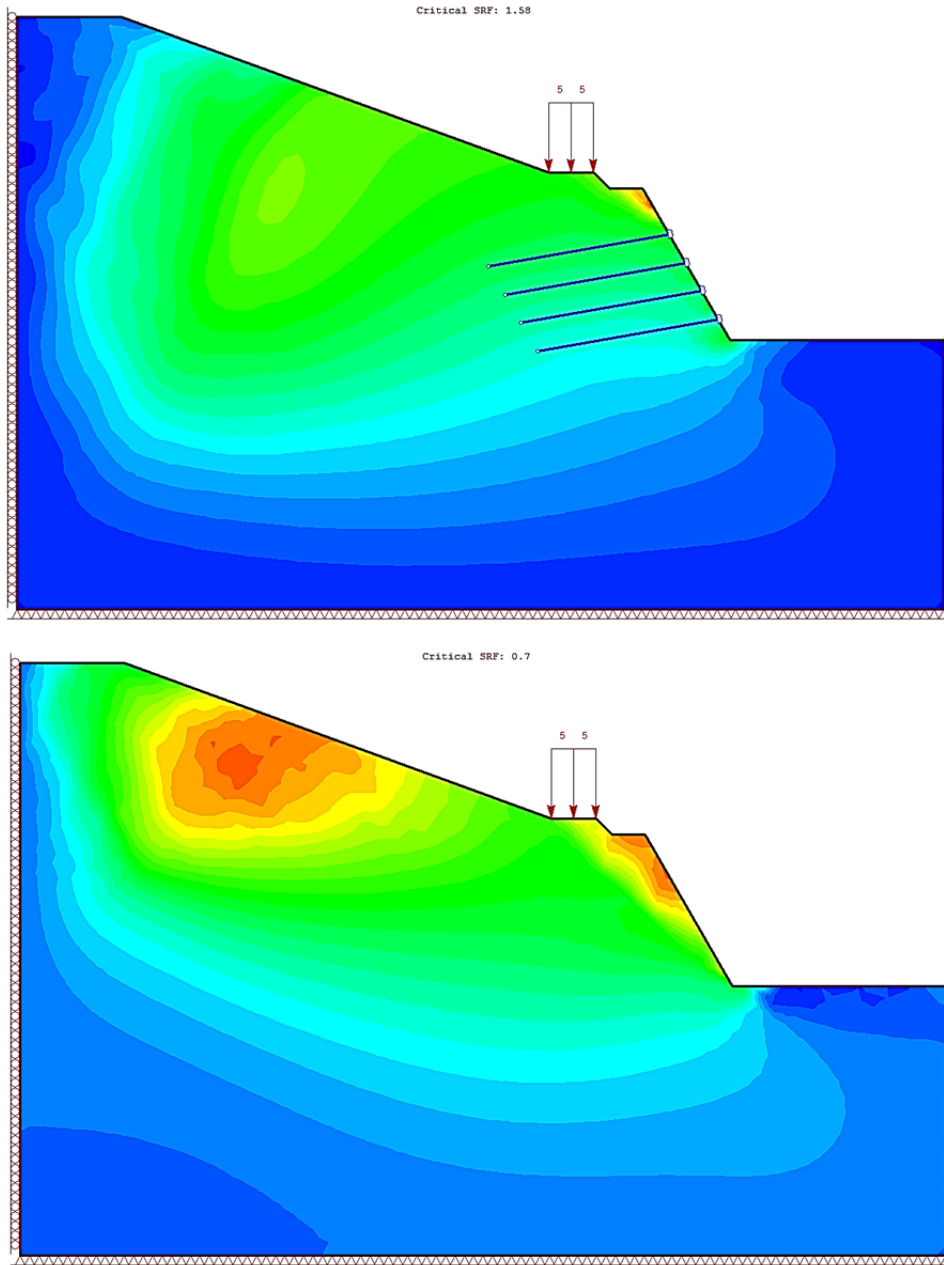
farklılık, önceki bölümlerde de tartışıldığı üzere varsaydığı kayma düzleminden kaynaklanabilmektedir.



Şekil 3.24. 11W-B/C41 nolu kazı şevinin model geometrisi ve kullanılan parametreler [19]

Çizelge 3.6. 11W-B/C41 nolu kazı şevinin çivisiz, yatayla 10° açı yapacak eğimde yerleştirilen çiviler ile oluşturulan sistemde farklı yöntemlere göre hesaplanan güvenlik faktörü sonuçları

	FLAC 2D G.K.	PHASE ² G.K.	LİMİT DENGİ G.K.
Çivisiz	0,72	0,70	0,72
$\alpha=10^\circ$	1,6	1,58	1,20

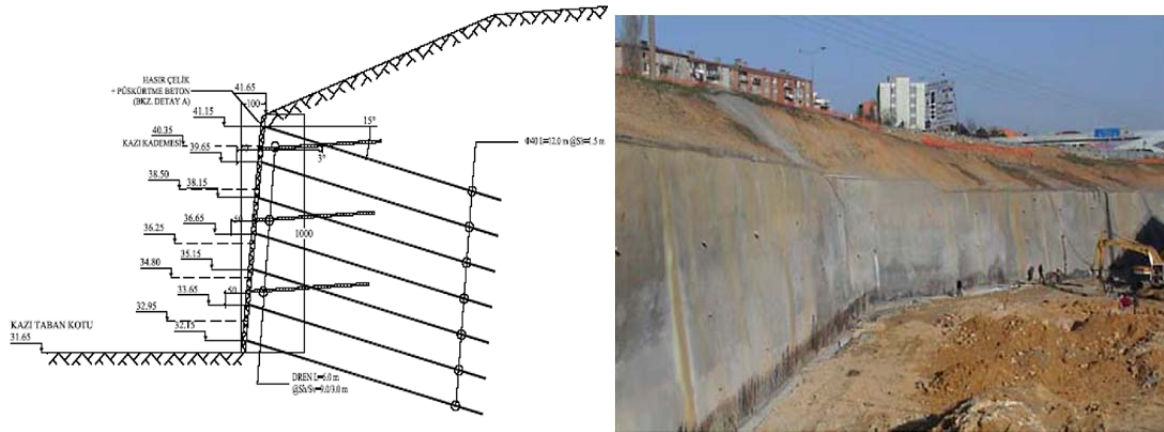


Şekil 3.25. Phase² yazılımında modellenen 11W-B/C41 nolu kazı şevinin çivili ve çivisiz koşullardaki analiz sonuçları

3.4.2. Tepe Vakasında güvenlik katsayılarının irdelenmesi

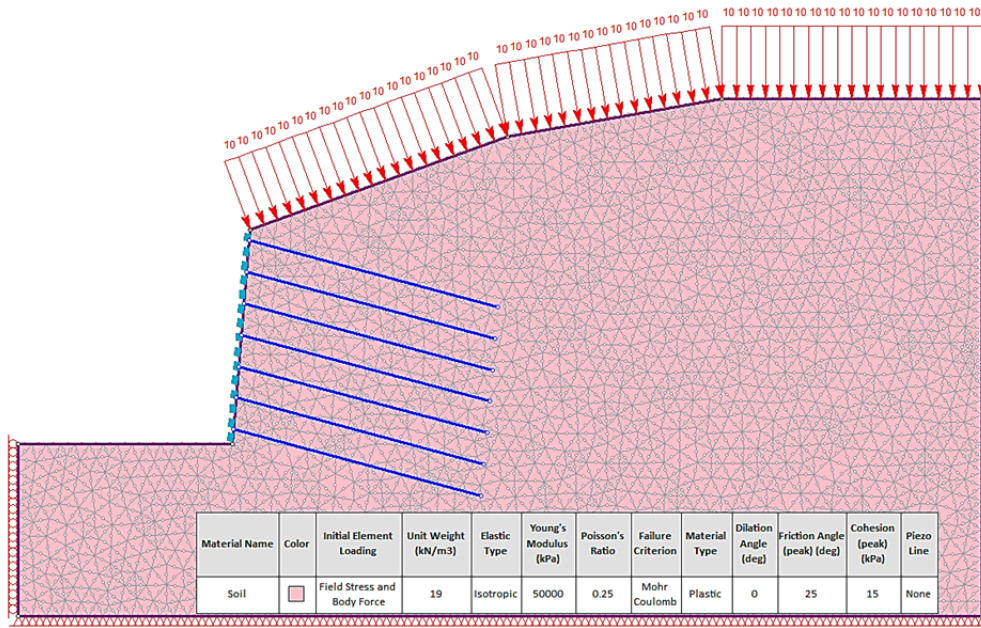
Phase² yazılımı ile analiz edilen çivili iksa yapılarında programdan elde edilen güvenlik katsayısı sonuçlarının hassaslığını araştırmak amacıyla ele alınan bir diğer vaka, projesini Zetaş Mühendislik Firması'nın yapmış olduğu İstanbul Maltepe'de inşa edilen Tepe Alışveriş merkezinin iksa sistemidir.

İstanbul-Maltepe’de (Tepe Aışveriş Merkezi) D100 karayolunun güneyinde yapılacak maksimum 10 m yüksekliğinde kazı için, Zetaş Müh. Tarafından hazırlanan iksa uygulama projesinde [16], zemin şartları değerlendirilerek en uygun iksa yönteminin zemin çivili,  elik hasır donatılı ve püskürtme betonlu iksa olduğuna karar verilmiştir. Hesaplarda Prof. Dr. Orhan Erol tarafından önerilen zemin parametreleri kullanılmıştır [16]. şekil 3.26’da gösterilen model geometrisinde iksa şevinin yüksekliği 10 m, şevin yatayla yaptığı açı 85 ’dir. Duvar üstündeki zemin 12 m boyunca yatayla 20 , sonraki 10 m boyunca yatayla 10 ’lik açı yapmaktadır. Zeminin kayma parametreleri; $c=15$ kPa ve $\phi=25^\circ$ ’dir. Sert kil zeminin birim hacim ağırlığı $\gamma=19$ kN/m³’tür. 7 adet zemin çivisi düşey aralığı $S_v=1,5$ m, yatay aralığı $S_h=1,5$ m olacak şekilde zemine yerleştirilmiştir. Her biri 12 m uzunluğunda ve 40 mm çapında olan çiviler 110 mm çapındaki deliğe yerleştirildikten sonra, deliğe tiremi yöntemiyle enjeksiyon betonu uygulanmıştır. Çivilerin yatayla yaptığı açı 15 ’dir.



şekil 3.26. Tepe Modeli inşaat sahası ve model geometrisi [15]

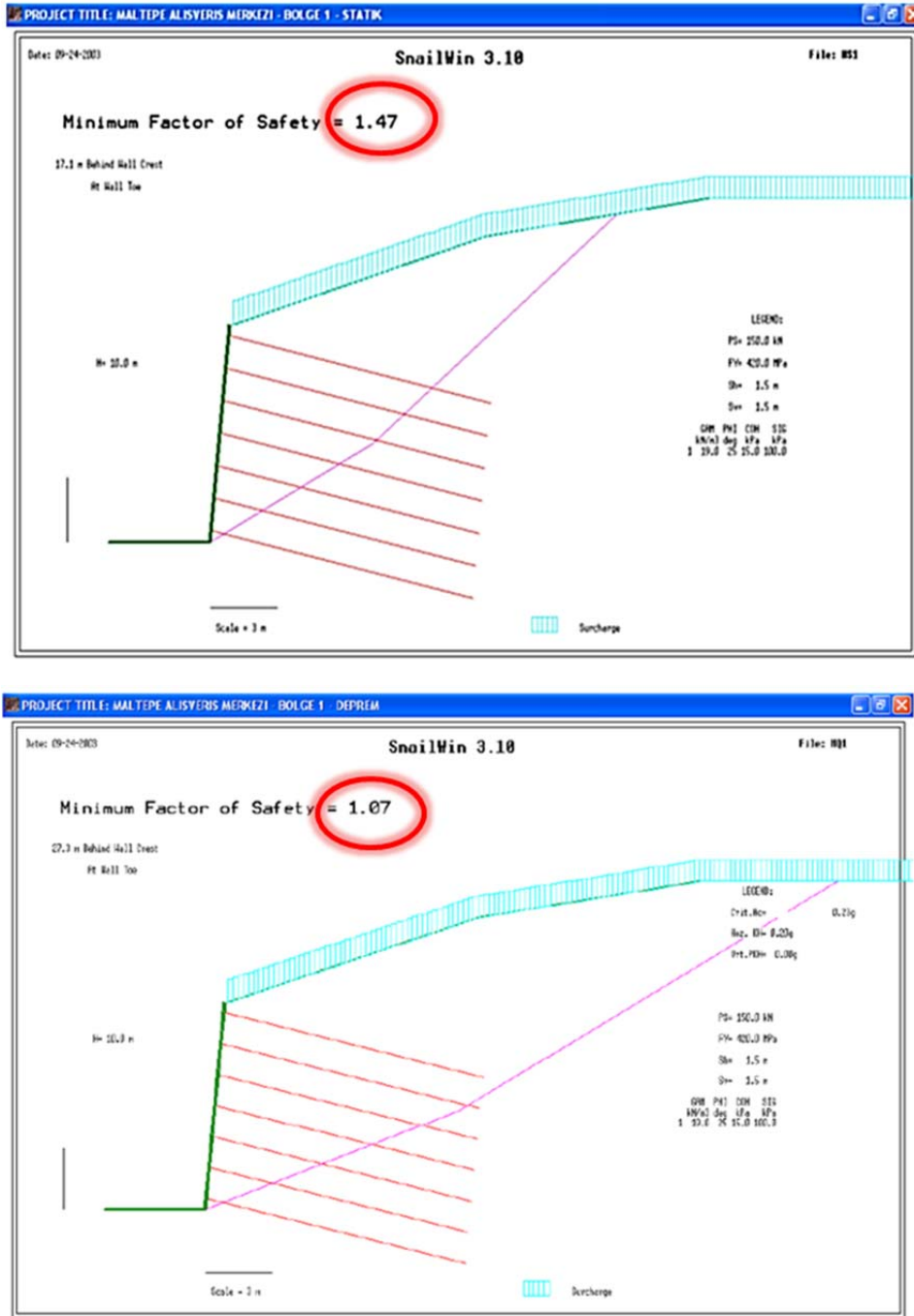
Analizlerde zemin (zemin tipi: sert kil) Elastisite Modülü $E=50$ MPa, Poisson oranı $\nu=0,25$ olarak alınmıştır. Zemin  ivisinin akma dayanımı $f_y=420$ MPa olarak verilmiştir [16]. Phase² yazılımda oluşturulan model geometrisi ve zemin parametreleri şekil 3.27’de sunulmaktadır. Genel stabilite hesaplarında emniyet bakımından ve ayrıca saha etrafındaki şeritte araç trafiği düşünülerek 10 kPa sürşarj hesaplarda dikkate alınmıştır.



Şekil 3.27. Tepe Alışveriş Merkezi Phase² model geometrisi ve malzeme parametreleri

Projesi Zetaş Zemin Teknolojisi A.Ş. tarafından yapılan Tepe Alışveriş Merkezi kazı İksa uygulamasının hesap raporunda [16] güvenlik faktörünün statik şartlarda 1,45- 1,50 aralığı içinde kaldığı görülmüştür. Deprem durumu iksa stabilite hesaplarında dikkate alınmış ($a=0,2$ g) ve güvenlik faktörünün FHWA'nın önerdiği değer olan 1,05'in altında olmadığı belirlenmiştir.

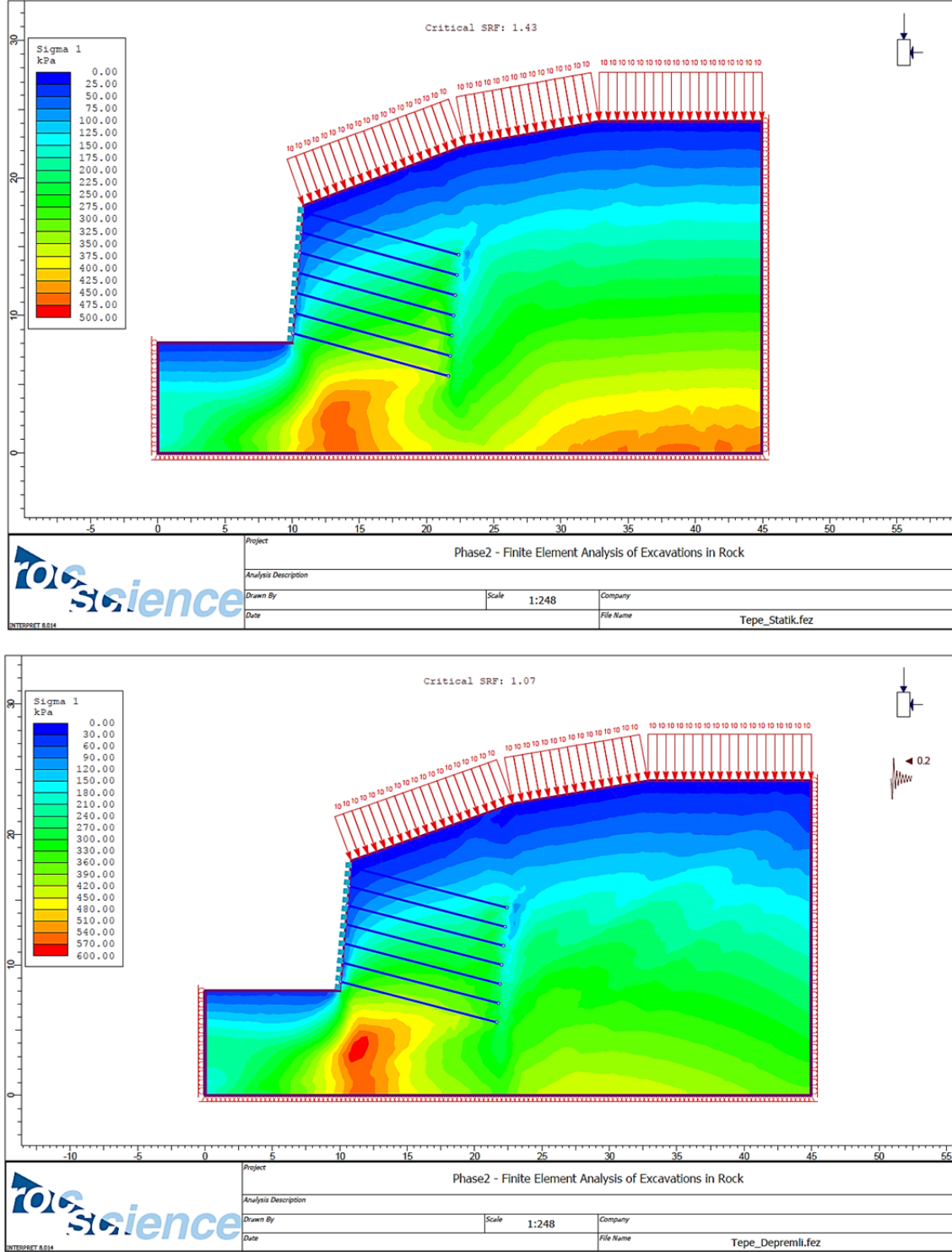
Yatayla 15°lik açı yapacak şekilde yerleştirilen zemin çivileri ile oluşturulan vaka analizi, Zetaş Zemin Teknolojisi A.Ş. tarafından SNAIL analiz programı ile modellenmiştir. SNAIL programı FHWA tarafından zemin çivili duvar tasarımı amacıyla geliştirilen bir yazılım programıdır. Program deplasman değeri vermemektedir. Sistem stabilitesi yalnızca güvenlik katsayısı ile tespit edilebilir. SNAIL yazılımında analiz edilen Tepe Vakası için statik koşullar altında hesaplanan güvenlik faktörü 1,47, depremli durumda hesaplanan güvenlik katsayısı 1,07'dir. Vakanın projesinden alınan SNAIL analiz çıktıları statik ve depremli koşullar için Şekil 3.28'de verilmektedir.



Şekil 3.28. Tepe Vakası için analiz çıktısı statik ve depremli koşullarda SNAIL yazılımıyla hesaplanmış güvenlik katsayısı [16]

Şekil 3.29'da Phase² yazılımı ile modellenen Tepe Vakasının statik ve depremli koşullarda güvenlik katsayılarını veren analizin sonuçları görülmektedir. Güvenlik katsayısı statik koşullar altında 1,43 ve depremli durumda 1,07 olarak hesaplanmıştır. Söz konusu modelin depremli durum için hesaplanan Snail ve Phase² analizlerinde de aynı katsayı elde edilmiştir. Statik koşullar altında hesaplanan katsayı değerlerinin de birbirine oldukça

yakın olduğu görülmektedir. Statik ve depremli koşullarda bu yazılımlara göre hesaplanan güvenlik faktörü sonuçları Çizelge 3.7’de karşılaştırmalı olarak sunulmaktadır.



Şekil 3.29. Tepe Vakası için analiz çıktısı statik ve depremli koşullarda Phase² yazılımıyla hesaplanmış güvenlik katsayısı

Sistem duraylılığını belirlemek amacıyla, hesaplarda güvenlik katsayısı da sunan Phase² yazılımının bu hesaplamalardaki hassasiyetini göstermek amacıyla iki vaka analizi üzerinde analizler gerçekleştirilmiştir. Sonuçlardan da görüldüğü üzere deplasman çıktıları ve güvenlik katsayıları, karşılaştırılan diğer çalışmalar ile oldukça yakın sonuçlar vermiştir. Parametrik araştırmalarda sistem performansını değerlendirmek amacıyla deplasman ve stabilitenin hassasiyeti büyük önem taşımaktadır. Bu amaçla, çalışmada kullanılacak yazılımın çivili duvar davranışını yeterince başarılı şekilde temsil yeteneği ispat edilmiş ve sistem performansını etkileyebileceği düşünülen faktörler Bölüm 4'te araştırılmıştır.

Çizelge 3.7. Tepe Vakası, yatayla 15° açı yapacak eğimde yerleştirilen çiviler ile oluşturulan sistemde statik ve depremli koşullarda farklı yöntemlere göre hesaplanan güvenlik faktörü sonuçları

	Snail G.K.	PHASE ² G.K.
Statik Durum	1,47	1,43
Depremli Durum	1,07	1,07

4. ZEMİN ÇİVİLİ YAPILARIN ÇALIŞMA MEKANİZMASINI ETKİLEYEN FAKTÖRLER: PARAMETRİK ÇALIŞMA

4.1. Giriş

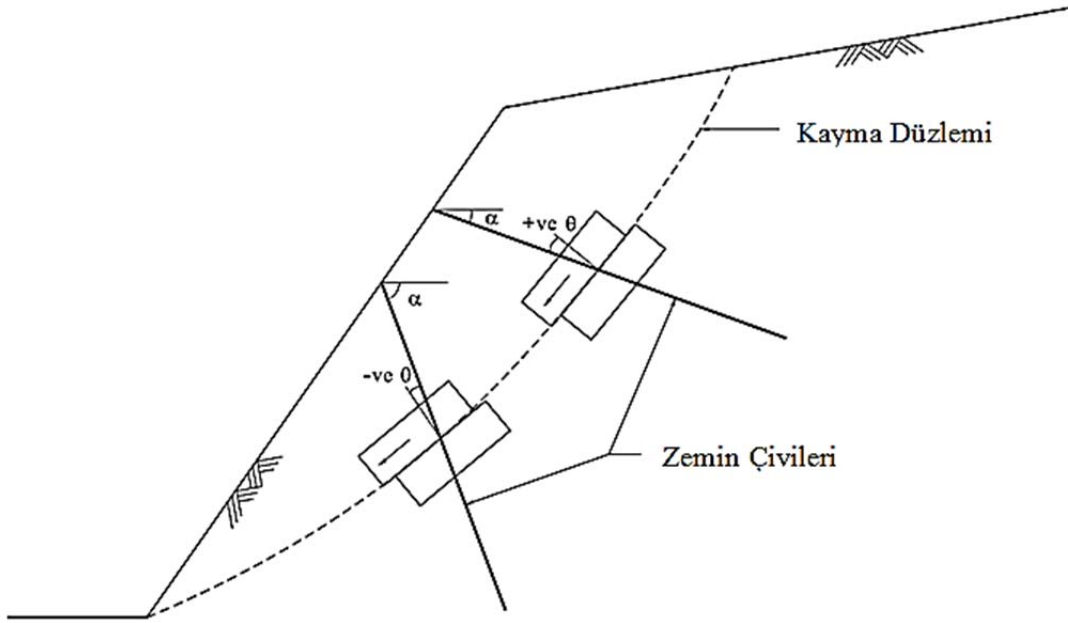
3. bölümde, çalışma kapsamında kullanılan Phase² programının deplasmanlar ile güvenlik katsayılarını tahmin etmekteki başarısı, karşılaştırılan arazi okumaları ve farklı yazılım sonuçları çerçevesinde doğrulanmıştır. Böylece, belli faktörlerin sistem performansına etkilerinin Phase² yazılımıyla analiz edilen modeller ile araştırılmasının uygun olacağı değerlendirilmiştir. Stabilitate ve deformasyonlar kapsamında sistem performansını etkileyebileceği öngörülen faktörler; çivi eğimi ve uzunluğu, kazı aynasına uygulanan püskürtme betonunun kalınlığı, çivi aralıkları, çapları, çekme kapasitesi ve rijitliğidir. Tüm bu faktörler İstinye Park ve Seattle Vakalarında irdelenmiştir.

4.2. Çivi Eğiminin Sistem Performansına Etkisi

Toprakarme yapılarda, güçlendirme amacıyla zemine yatay olarak yerleştirilen güçlendirme elemanlarının aksine, zemin çivileri farklı eğim açılarında zemine uygulanabilir. Sıkışık yerlerde, çivi eğiminin zemin kütlesi dayanımı üzerindeki etkisine dikkat ederek, zemin çivisi bazen büyük eğimlerde inşa edilebilir.

Zemine inşa edilen çivilerin yatayla yaptıkları açıların değişmesi ile sistemin bu durumdan nasıl etkileneceğinin sonuçları Phase² yazılımında gerçekleştirilen parametrik sonlu eleman analizleri ile değerlendirilmiştir. Ayrıca, daha önce bu konuda yapılan çalışmalara da başvurulmuştur. Birçok araştırmada [19], artan çivi eğimine bağlı olarak çivinin destekleyici etkisinin kaybolduğu belirtilmektedir. Çivi eğiminin kazı iksası ya da şev stabilitesine olan etkisi birçok ülkede yapılan araştırmaya da konu olmuştur. Amerika'da (FHWA, 1998), Fransa'da (French National Research Project, 1991) ve Japonya'da (JHPC, 1988) yapılan araştırmaların sonuçları, çivi eğiminin arttırılmasına bağlı olarak sistemin yenilebileceğini ortaya koymaktadır [3, 11, 21]. Bu çalışma kapsamında değerlendirilen parametrik çalışmalardan, İstinye ve Seattle Vaka analizlerinde eğim etkisinin sonuçları tartışılmıştır.

Bu çalışmada, literatür ile uyum içerisinde, eğim açısı α (zemin çivisinin yatayla yaptığı açı), çivi yönelimi θ (zemin çivisinin zeminin kesme yüzeyinin normali ile yaptığı açı) olarak tanımlanmaktadır. α ve θ arasındaki tipik ilişki Şekil 4.1’de sunulmuştur.



Şekil 4.1. Zemin çivisi yönelimlerini tanımlayan α ve θ açıları arasındaki tipik ilişki

4.2.1. Çivi eğimi etkisinin İstinye Park Vaka Analizinde araştırılması

Zemine yerleştirilen çivi eğimlerinin etkisini araştırmak amacıyla Phase² yazılımı ile gerçekleştirilen analizlerde, yalnızca çivi eğimi (α açısı) değiştirilerek, servis aşamasında kazı yüzünde oluşan yanal deplasmanlar ve güvenlik katsayıları karşılaştırılmıştır. Araştırmada, çivilerin yatayla yaptıkları açı değerleri (α); -5° (çivi yukarı eğimli uygulanmakta), 0° , 5° , 10° , 15° , 20° , 25° , 30° ve 35° olarak alınmıştır. İstinye Vakasında yerleştirilen çivilerin tümü yatayla 10° ’lik açı yapmaktadır. Bu çalışma ile uygulanan çivi eğiminin optimum olup olmadığına da değinilmektedir.

Araştırmalar ve deneysel bulgular, duvar yüzünde meydana gelen yanal deplasmanların çivilerin yerleştirilme eğimlerinden etkilendiklerini ortaya koymuştur [1, 22]. Maksimum yanal deplasmanlar genellikle duvar üst kotunda ya da üst kotlarında meydana geldiğinden bu kesimde çivi eğimi etkisi daha çok hissedilmektedir. Shiu ve Chang (2005) tarafından

gerçekleştirilen sonlu eleman analizlerinde de artan çivi eğimine bağlı olarak yanal deplasmanların arttığı sonucuna varılmıştır [19].

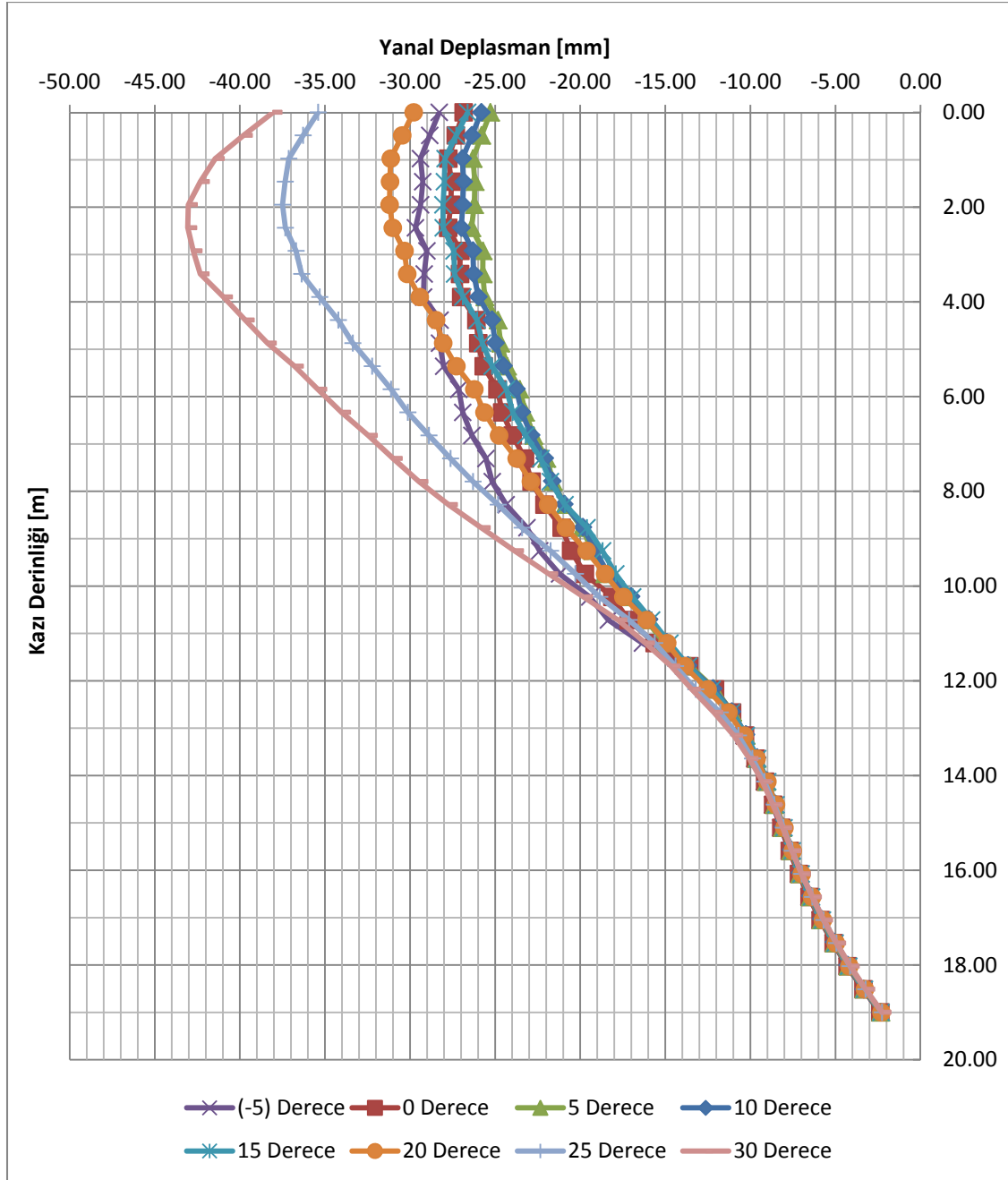
İstinye uygulamasında sahada alınan ölçümler maksimum deplasmanın duvar üst kotunda ortaya çıktığını gösterirken, Phase² yazılımında modellenen vakanın analiz sonuçları, maksimum deplasmanları bu kotun 1 m altında hesaplamıştır.

Çizelge 4.1’de servis yükleri altında, farklı çivi eğimleri için sonlu eleman analiz sonuçları sunulmaktadır. Yerleştirilen çiviler yatayla 35°’lik açı yaptıklarında, duvar üst kotunda okunan deplasmanın oldukça büyük olması iksa yapısının bu çivi eğiminde yenildiğini göstermektedir. Elde edilen sonuçlar, çivilerin yerleştirilme açısındaki küçük değişimler altında duraylılığın ani bir şekilde ortadan kalkabildiğini göstermektedir.

Çizelge 4.1. Değişen çivi eğimlerine bağlı olarak servis aşamasında hesaplanan yanal deplasman değerleri

Kazı Derinliği [m]	SERVIS YÜKLERİ ALTINDA DUVAR YÜZÜNDE GELİŞEN YANAL DEPLASMANLAR (mm)								
	Çivi Eğimi $\alpha = (-5^\circ)$	Çivi Eğimi $\alpha = 0^\circ$	Çivi Eğimi $\alpha = 5^\circ$	Çivi Eğimi $\alpha = 10^\circ$	Çivi Eğimi $\alpha = 15^\circ$	Çivi Eğimi $\alpha = 20^\circ$	Çivi Eğimi $\alpha = 25^\circ$	Çivi Eğimi $\alpha = 30^\circ$	Çivi Eğimi $\alpha = 35^\circ$
0.00	-28.29	-26.85	-25.28	-25.81	-26.62	-29.79	-35.40	-38.05	-1885.30
0.49	-28.84	-27.32	-25.80	-26.37	-27.29	-30.46	-36.28	-39.79	-1878.67
0.97	-29.39	-27.76	-26.30	-26.91	-27.94	-31.14	-37.12	-41.44	-1883.42
1.46	-29.25	-27.57	-26.19	-26.85	-27.98	-31.18	-37.34	-42.32	-1868.65
1.95	-29.38	-27.60	-26.22	-26.90	-28.07	-31.20	-37.50	-43.02	-1857.57
2.43	-29.68	-27.77	-26.39	-26.99	-28.05	-31.02	-37.33	-43.06	-1914.47
2.92	-29.01	-27.05	-25.72	-26.30	-27.42	-30.33	-36.70	-42.74	-1823.64
3.41	-29.17	-27.07	-25.72	-26.26	-27.38	-30.17	-36.37	-42.33	-1788.81
3.89	-29.21	-27.00	-25.61	-25.99	-26.89	-29.44	-35.31	-40.96	-1864.41
4.38	-28.24	-26.10	-24.83	-25.19	-26.06	-28.48	-34.22	-39.68	-1769.92
4.86	-28.26	-26.00	-24.68	-24.98	-25.75	-28.06	-33.36	-38.38	-1558.84
5.35	-28.03	-25.68	-24.28	-24.52	-25.18	-27.29	-32.23	-36.79	-1590.29
5.84	-27.14	-24.86	-23.55	-23.75	-24.34	-26.23	-31.11	-35.42	-1546.67
6.32	-26.90	-24.59	-23.22	-23.43	-23.96	-25.63	-30.13	-34.02	-1412.84
6.81	-26.36	-23.97	-22.73	-22.88	-23.20	-24.78	-28.89	-32.45	-1099.95
7.30	-25.54	-23.25	-21.98	-22.09	-22.31	-23.74	-27.62	-30.98	-801.58
7.78	-25.17	-22.86	-21.59	-21.64	-21.75	-22.91	-26.30	-29.47	-606.57
8.27	-24.35	-22.10	-20.90	-20.95	-20.90	-21.90	-24.82	-27.74	-449.84
8.76	-23.13	-21.09	-19.90	-19.85	-19.60	-20.85	-23.42	-25.81	-219.97
9.24	-22.39	-20.54	-19.28	-19.13	-18.69	-19.62	-21.74	-23.85	-102.61
9.73	-21.21	-19.73	-18.56	-18.36	-17.91	-18.54	-20.28	-21.84	-57.48
10.22	-19.44	-18.11	-17.09	-17.01	-16.92	-17.47	-18.86	-19.80	-24.04
10.70	-18.35	-17.15	-16.11	-15.96	-15.81	-16.10	-17.13	-17.77	-18.89
11.19	-16.35	-15.62	-15.05	-14.91	-14.73	-14.90	-15.62	-16.16	-16.30
11.68	-13.91	-13.59	-13.53	-13.67	-13.64	-13.86	-14.40	-14.66	-14.39
12.16	-12.18	-12.09	-12.09	-12.19	-12.25	-12.53	-13.21	-13.45	-12.99
12.65	-11.15	-11.08	-11.05	-11.09	-11.10	-11.29	-11.77	-12.14	-11.81
13.14	-10.38	-10.32	-10.26	-10.26	-10.25	-10.37	-10.71	-10.98	-10.87
13.62	-9.74	-9.70	-9.63	-9.60	-9.57	-9.64	-9.88	-10.07	-10.07
14.11	-9.17	-9.14	-9.06	-9.03	-8.98	-9.01	-9.17	-9.29	-9.37
14.59	-8.69	-8.66	-8.59	-8.56	-8.50	-8.50	-8.59	-8.68	-8.78
15.08	-8.21	-8.18	-8.12	-8.08	-8.02	-8.01	-8.06	-8.10	-8.20
15.57	-7.71	-7.69	-7.63	-7.61	-7.54	-7.52	-7.54	-7.56	-7.62
16.05	-7.17	-7.15	-7.10	-7.08	-7.02	-6.99	-6.98	-6.99	-7.02
16.54	-6.55	-6.53	-6.48	-6.48	-6.41	-6.38	-6.35	-6.35	-6.36
17.03	-5.90	-5.88	-5.84	-5.84	-5.77	-5.74	-5.70	-5.69	-5.68
17.51	-5.13	-5.11	-5.08	-5.09	-5.02	-4.99	-4.95	-4.93	-4.91
18.00	-4.31	-4.30	-4.27	-4.29	-4.22	-4.19	-4.14	-4.12	-4.10
18.51	-3.37	-3.36	-3.34	-3.34	-3.30	-3.28	-3.23	-3.22	-3.19
19.00	-2.37	-2.37	-2.35	-2.34	-2.32	-2.30	-2.27	-2.25	-2.23

Çivi eğimi değişimlerinin servis aşamasında duvar yüzünde gelişen yanal deplasmanlardaki etkisi, Şekil 4.2’de sunulmaktadır. Sistemin yenildiği çivi eğimi ($\alpha=35^\circ$) Şekil 4.2’ye dahil edilmemiştir.

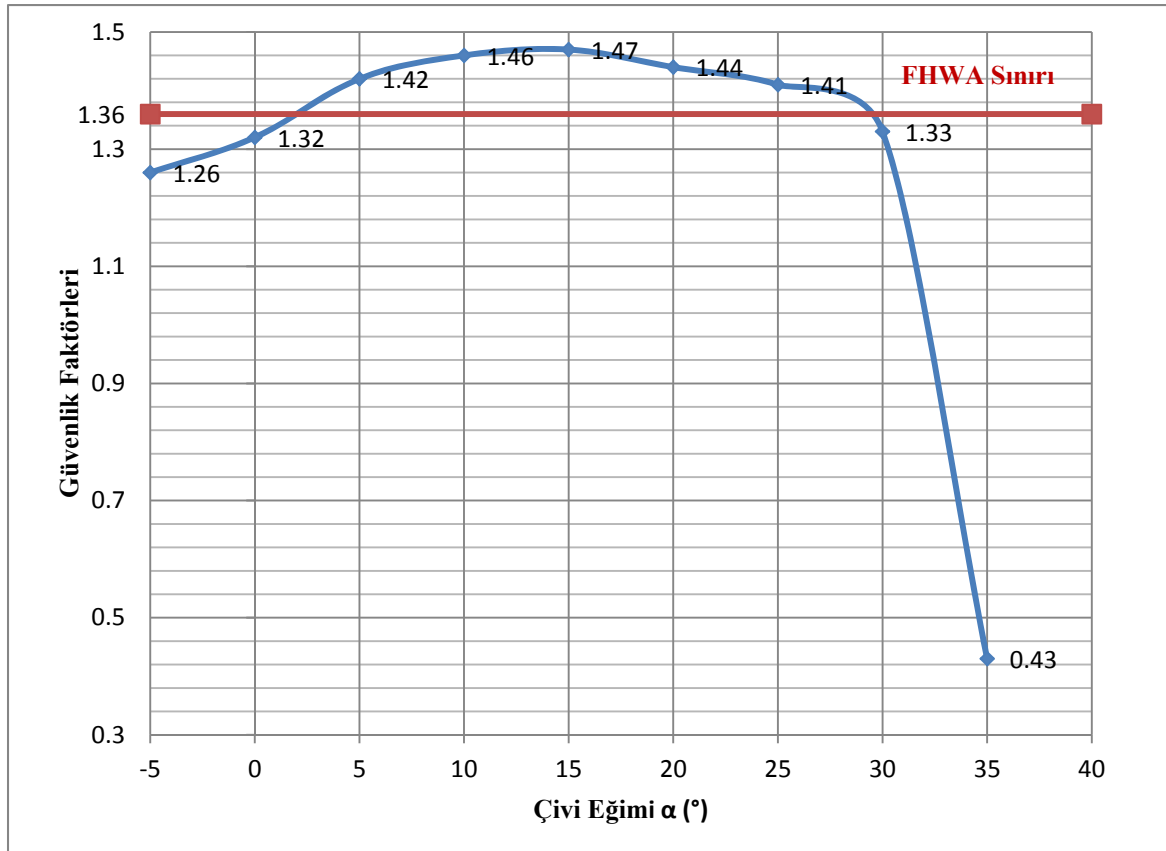


Şekil 4.2. İstinye Vakasında belli eğimlerde zemine yerleştirilen çivilerin deplasman grafikleri

Şekil 4.2. incelendiğinde duvar üst kotunda okunan minimum deplasmanın, çivilerin yerleştirilme açısı $\alpha=5^\circ$ olduğunda ortaya çıkacağı sonucuna varılmıştır. Çivilerin yatayla

yaptıkları açılar $\alpha = (-5^\circ) - 20^\circ$ aralığında değişirken meydana gelen yanal deplasman değerleri arasındaki fark oldukça küçük olup, sistem performansı deplasmanlar açısından yeterlidir. Ancak, $\alpha = 20^\circ$ 'den daha büyük açılarda zemine yerleştirildiğinde yanal deplasman değerleri hızlı bir şekilde artış göstermiştir. Hatta, $\alpha = 30^\circ$ 'de maksimum deplasman değeri yaklaşık 43 mm olarak hesaplanırken eğimin 5° daha artması ile sistem duraylılığını kaybetmiştir.

Sistem performansını bir bütün olarak değerlendirmek amacıyla, deplasman analizleri ile birlikte tüm modellerin stabilite tahkiki Phase² yazılımında ayrıca analiz edilmiş ve sonuçlar Şekil 4.3'te sunulmuştur. Şekil 4.3'te, modellerde hesaplanan toplam yenilmeye yönelik güvenlik faktörü ile α arasındaki ilişki gösterilmektedir.



Şekil 4.3. İstinye Park modelinde farklı eğimlerde yerleştirilen çivilerin güvenlik katsayısını veren analiz sonuçları

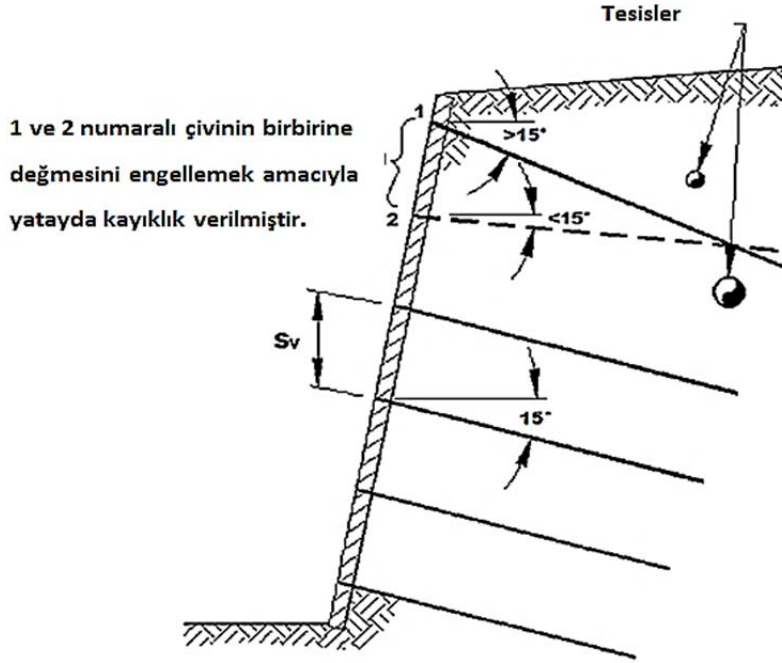
Analiz edilen modellerin deplasman sonuçları, $\alpha = 35^\circ$ olduğunda sistemin yenildiğini göstermektedir. Güvenlik katsayısı sonuçları da bu durumu doğrulamaktadır. Çiviler yatayla 35° açı yapacak şekilde uygulandıklarında analiz edilen modelin güvenlik

katsayısının 0,43 olduğu görülmektedir. Güvenlik katsayısı optimum değerine, yerleştirilen çivinin yatayla yaptığı açı 15° ($\alpha = 15^\circ$) iken ulaşmış olmakla birlikte, $\alpha = 5^\circ$ - 20° arasında elde edilen güvenlik sayıları birbirine son derece yakındır. Duvar üst kotunda deplasmanların minimum olduğu çivi eğimi 5° iken, güvenlik katsayısının maksimum değeri $\alpha = 15^\circ$ olduğunda gerçekleşmiştir. Sistem performansını belirleyen deplasman ve stabilite sonuçları birlikte düşünüldüğünde, çivilerin yerleştirilme açılarının 5° - 20° aralığında olmasının uygun olduğu sonucuna varılmıştır. Statik şartlarda, FHWA tarafından kritik yapılar için önerilen güvenlik katsayı 1,36 değerinin altına düşmemelidir. Bu sebeple İstinye Park Vakasında, analiz sonuçlarına göre deplasmanların düşük olduğu ancak güvenlik katsayılarının önerilen değerden düşük çıktığı $\alpha = (-5)^\circ$ ve $\alpha = 0^\circ$ yerleştirme açıları bu uygulama için önerilen aralıklarda bulunmamaktadır.

FHWA tarafından yapılan araştırmalara göre çivilerin yatayla yaptıkları açı 10° - 20° aralığında olmalıdır [1]. Genel uygulama da bu şekildedir. Uygulamalarda en sık kullanılan açı 15° 'dir. Bu açı aralıklarında verilen eğimlerde yerleştirilen çivili yapılarda delik ile çivi arasına enjekte edilen harç, sondaj deliğinin altından çivi başına kadar kendiliğinden akabilmektedir. Tipik harç karışımları ve delik çapları kullanıldığında, enjeksiyon harcı genellikle açılan sondaj deliğini hava boşluğu bırakmadan doldurabilmektedir. 10° 'den daha düşük açılarda oluşturulan sondaj deliklerinde eğimin azalması, harcın çivi ile delik arasına daha yavaş girmesine sebep olacağı için enjeksiyonda hava boşlukları oluşabilmektedir. Bu durum hem sıyrılma direncinin hem de doğal korozyon koruması sağlayan harcın bu etkisinin azalmasına sebep olmaktadır [1]. Alınacak ek önlemler ve uygulanacak inşaat teknikleriyle bu duruma engel olunabilir. Ancak bu önlemlerin projeye ek maliyetler getireceği unutulmamalı ve tasarım bu sonuçlar dikkate alınarak yapılmalıdır. FHWA tarafından önerilen tüm bu bilgilerin doğrultusunda İstinye Vakasında uygulanan çivi eğiminin 10° - 20° aralığında olması gerektiği sonucuna varılmıştır. Analiz sonuçları da önerilen bu açı aralıklarının güvenilirliğini doğrulamaktadır.

Proje koşulları, zemin çivilerinin 15° 'den daha büyük açılarda yerleştirilmesini gerektirebilir. Bu durum genellikle kentsel altyapı tesislerinin ve nakil hatlarının varlığında ortaya çıkar. Şekil 4.4, zemin çivilerinin bu gibi yapılara yakın olduğu durumu göstermektedir. Tesisler genellikle sığ derinliklerde olduğu için bu durumdan üst çiviler daha çok etkilenmektedir. Şekil 4.4'te en üsteki çivi, yakınında bulunduğu tesisten dolayı

yatayla 15° 'den daha büyük açı yapacak şekilde yerleştirilmiştir. Bu projelerde dikkat edilmesi gereken iki husus vardır. Bunlardan ilki, en üsteki zemin çivisinin tesisin üst kotuna yerleştirilmemesidir. Tesisin bakımı gerektiğinde yapılacak olan kazı, üste olan zemin çivisine zarar verebilir ve sistem duraylılığını tehlikeye düşürebilir. Dikkat edilmesi gereken bir diğer durum ise eğimleri farklı olan iki çivinin çakışmasıdır. Bu amaçla genellikle üsteki çivinin boyu kısa tutulmaktadır. Seattle Vakasında üsteki çivinin alttaki çivilere göre daha büyük açılarda yerleştirilmesi ve boyunun diğer çivilerden kısa olması bu gibi bir durumun varlığından kaynaklanmış olabilir. Eğer en üsteki çivi boyunda kısaltma yapılmaz ise, çivilerin birbirlerine değmelerini engellemek amacıyla yatayda eğimleri farklı olan çiviler arasında belli bir mesafe bırakılabilir.



Şekil 4.4. Değişken çivi eğimi uygulamasını gösteren çivili duvar enkesiti [1]

İstinye Park Vakasında artan çivi eğimi etkisi ile sistemin yenildiği gösterilmiştir. Bu vaka için yenilme açısı $\alpha=35^\circ$ iken gerçekleşmiştir. Bu amaçla eğimin artması gerektiği durumlarda analizler titizlikle yapılarak, bu olasılıklar göz ardı edilmemelidir. Artan çivi eğimlerine bağlı olarak sistemin yenilebileceği Shiu ve Chang (2005), Ma ve diğ. (2011) tarafından da bildirilmiştir [19, 22].

4.2.2. Çivi eğimi etkisinin Seattle Vaka Analizinde araştırılması

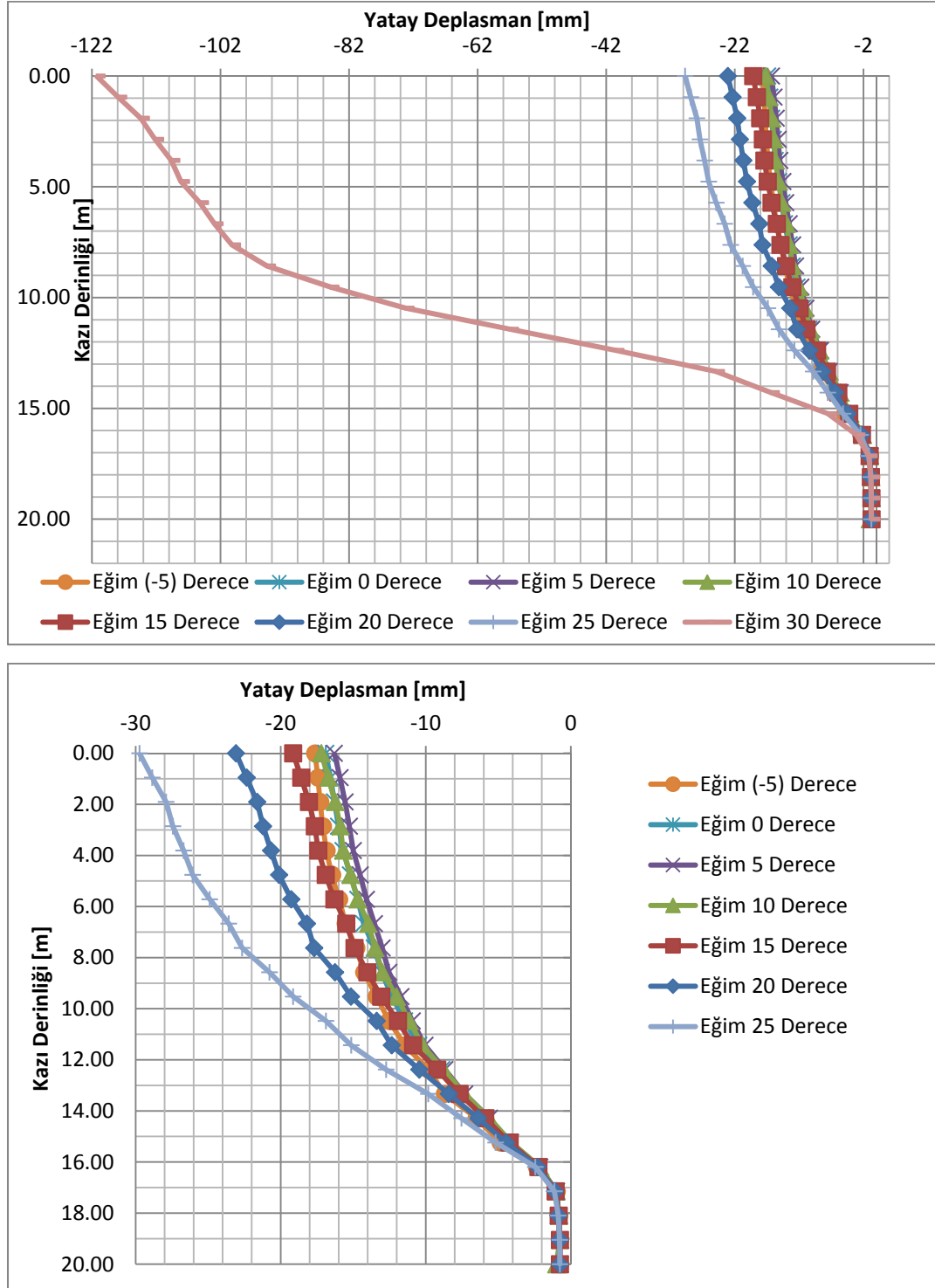
Zemin çivili sistemlerde, çivi eğimlerinin sistem performansına etkisi Seaatle Vakasında da araştırılarak sonuçların birbirleriyle uyumlu olup olmadığı değerlendirilmiştir. Bu vakada, en üstteki çivi eğimi $\alpha=20^\circ$, alttaki çiviler $\alpha=15^\circ$ olacak şekilde zemine yerleştirilmişlerdir. Öncelikle tüm çivi eğimleri $\alpha=15^\circ$ olacak şekilde bir model oluşturularak vaka modeli ile karşılaştırılmıştır. Eğimlerin eşit ve $\alpha=15^\circ$ alındığı modelde analiz sonuçları yalnızca duvarın en üst kotundaki deplasmanın 1 mm daha düşük çıktığını göstermiştir. Duvarın diğer kotlarındaki yanal deplasmanlar ile güvenlik katsayısı ise iki durumda eşit değerler almaktadır. Çivilerin yatayla yaptıkları açı değerleri (α); -5° (çivi yukarı eğimli uygulanmakta), 0° , 5° , 10° , 15° , 20° , 25° , 30° ve 35° kabul edilerek oluşturulan modellerin analiz sonuçları Çizelge 4.2’de sunulmaktadır. Bu çalışma aynı zamanda, Seattle Vakasında kullanılan çivi eğiminin optimum olup olmadığını da sorgulamaktadır.

Çizelge 4.2. Seattle Vakasında belli eğimlerde zemine yerleştirilen çivilerin deplasman değerleri ve güvenlik katsayıları

Kazı Derinliği [m]	Çivi Eğimlerine Göre Yatay Deplasmanlar [mm]									
	$\alpha=(-5)^\circ$ Yukarı Dönük	$\alpha=(0)^\circ$	$\alpha=(5)^\circ$	$\alpha=(10)^\circ$	$\alpha=(15)^\circ$	$\alpha=(20)^\circ$	$\alpha=(25)^\circ$	$\alpha=(30)^\circ$	$\alpha=(35)^\circ$	Vaka Modeli
0.00	-18	-17	-16	-17	-19	-23	-30	-121	-375	-20
0.95	-17	-17	-16	-17	-19	-22	-29	-118	-373	-19
1.90	-17	-16	-16	-16	-18	-22	-28	-114	-371	-18
2.86	-17	-16	-15	-16	-18	-21	-27	-112	-369	-18
3.81	-17	-16	-15	-16	-17	-21	-27	-110	-368	-18
4.76	-16	-15	-15	-15	-17	-20	-26	-108	-365	-17
5.71	-16	-15	-14	-15	-16	-19	-25	-105	-355	-17
6.67	-16	-14	-14	-14	-15	-18	-24	-103	-349	-16
7.62	-15	-14	-13	-13	-15	-18	-23	-100	-340	-15
8.57	-14	-13	-13	-13	-14	-16	-21	-95	-319	-14
9.52	-13	-12	-12	-12	-13	-15	-19	-85	-286	-13
10.48	-13	-11	-11	-11	-12	-13	-17	-73	-250	-12
11.43	-11	-10	-10	-10	-11	-12	-15	-57	-194	-11
12.38	-10	-9	-9	-9	-9	-10	-13	-41	-151	-9
13.33	-9	-8	-7	-7	-8	-8	-10	-25	-100	-8
14.29	-6	-6	-6	-6	-6	-6	-8	-16	-60	-6
15.24	-5	-4	-4	-4	-4	-4	-5	-8	-22	-4
16.19	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-3	-4	-2
17.14	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
18.10	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
19.05	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
20.00	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

	$\alpha=(-5)^\circ$ Yukarı Dönük	$\alpha=(0)^\circ$	$\alpha=(5)^\circ$	$\alpha=(10)^\circ$	$\alpha=(15)^\circ$	$\alpha=(20)^\circ$	$\alpha=(25)^\circ$	$\alpha=(30)^\circ$	$\alpha=(35)^\circ$	Vaka Modeli
Güvenlik Faktörü	1.33	1.4	1.44	1.44	1.46	1.36	1.17	0.83	0.7	1.46

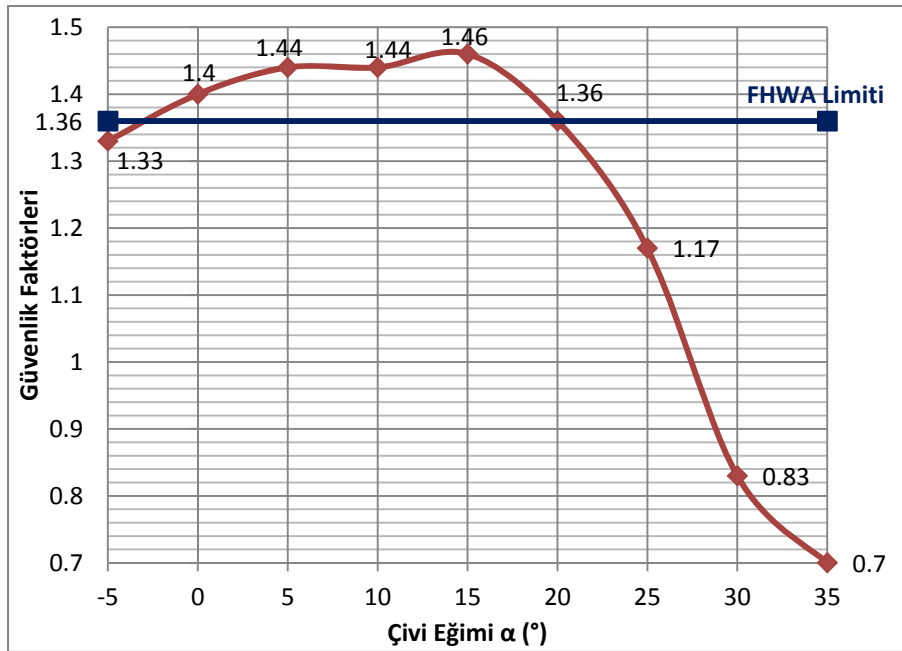
Çivi eğimi değişimlerinin servis aşamasında duvar yüzünde gelişen yanal deplasmanlardaki etkisini daha iyi görebilmek için, model analizlerinden elde edilen deplasmanlar Şekil 4.5'te sunulmaktadır.



Şekil 4.5. Seattle Vakasında belli eğimlerde zemine yerleştirilen çivilerin deplasman grafikleri

Analiz sonuçları incelendiğinde maksimum deplasmanların yine duvar üst kotunda ortaya çıktığı görülmektedir. Analizler, duvar üst kotunda okunan minimum deplasmanın çivilerin yerleştirilme açısı $\alpha=5^\circ$ olduğunda meydana geldiğini göstermektedir. Çivilerin yatayla yaptıkları açılar $\alpha= (-5^\circ)-15^\circ$ aralığında değişirken meydana gelen yanal deplasman değerleri arasındaki fark oldukça küçüktür. Analizlere göre, çiviler $\alpha=20^\circ$ 'den daha büyük açılarda zemine yerleştirildiğinde yanal deplasman değerleri hızlı bir şekilde artış göstermiştir. Çivilerin yatayla yaptıkları açının 25° 'den 30° 'ye artırılması duvar üst kotundaki deplasmanı yaklaşık 90 mm arttırmıştır. Sistemin yenildiği $\alpha=30^\circ$ 'de maksimum deplasman değeri yaklaşık 121 mm olarak hesaplanmıştır. Bu durum değişen çivi eğimlerinin belli bir açıdan sonra son derece tehlikeli olduğunu tekrar göstermektedir. Bu sonuçlar İstinye Vakası ile benzerlik göstermektedir. İstinye Vakasında da minimum deplasmanların çivilerin yatayla yaptıkları açılarının 5° olduğu durumda gerçekleştiği göz önünde bulundurulmalıdır.

Sistem performansı değerlendirmek için deplasman analizleri ile birlikte tüm modellerin stabilite tahkiki Phase² yazılımında ayrıca analiz edilmiş ve çıkan sonuçlar değerlendirilmiştir. Şekil 4.6, modellerde hesaplanan güvenlik faktörü ile α arasındaki ilişkiyi göstermektedir.



Şekil 4.6. Seattle Duvarında farklı eğimlerde yerleştirilen çivilerin güvenlik katsayısını veren analiz sonuçları

Analiz edilen modellerin deplasman sonuçları $\alpha=30^\circ$ olduğunda sistemin yenildiğini göstermektedir. Güvenlik katsayısı sonuçları da bu durumu doğrulamaktadır. Çiviler yatayla 30° açı yapacak şekilde uygulandıklarında analiz edilen modelin güvenlik katsayısının 0,83 olduğu görülmektedir. Güvenlik katsayısı optimum değerine, yerleştirilen çivinin yatayla yaptığı açı 15° ($\alpha=15^\circ$) iken ulaşmış olmakla birlikte güvenlik faktörleri $\alpha=5^\circ-15^\circ$ arasında birbirine çok yakın değerler almaktadır. Duvar üst kotunda deplasmanların minimum olduğu çivi eğimi 5° iken, güvenlik katsayısının maksimum değeri $\alpha=15^\circ$ olduğunda gerçekleşmiştir. FHWA tarafından önerilen güvenlik katsayısı kalıcı ya da kritik yapılar için 1,36, geçici yapılar için 1,20 değerinin altına düşmemelidir. Seattle Poliklinik duvarı bina inşaatı için kısa zamanlı ve geçici olarak tasarlanmıştır. Ancak analiz sonuçları yorumlanırken, yapının kritik olabileceği düşüncesiyle güvenlik katsayısı minimum 1,36 kabul edilmiştir. Sistem performansını belirleyen deplasman ve stabilite sonuçları birlikte düşünüldüğünde, çivilerin yerleştirilme açılarının $0^\circ-20^\circ$ aralığında olması gerektiği sonucuna varılmıştır. Statik şartlarda, İstinye Park iksa yapısında $\alpha=15^\circ$ eğim açılarında yerleştirilen çiviler ile oluşturulan modelin analiz sonuçları, bu açının optimum olduğunu göstermektedir. Seattle yapısının değişken çivi eğimleri için tasarlanan modelleri de çivi eğiminin belli bir değere kadar artmasıyla sistem duraylılığının kaybedileceğini göstermektedir.

İstinye Park ve Seattle vakalarında değerlendirilen çivi eğiminin sistemde oluşturduğu sonuçlar birbirleri ile benzerlik teşkil etmektedir. İki vakada da sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçlar $\alpha=15^\circ$ eğim açılarında yerleştirilen çiviler ile oluşturulan sistemlerin optimum çözüm olduğunu göstermektedir. Sistemler için önerilen çivi eğim aralıkları da birbirleriyle uyumludur. Ayrıca Seattle Vakasının sonlu eleman analizlerinden, çivilerin yerleştirilme açısının $\alpha=20^\circ$ 'den büyük olması durumunda önerilen 1,36 güvenlik faktörü sayısına ulaşamadığı, İstinye Vakasında ise $\alpha=20^\circ$ 'den daha büyük açılarda yerleştirilen çivilerle oluşturulan sistemde deplasmanların hızlı bir şekilde artış gösterdiği sonucuna ulaşılmaktadır. Artan çivi eğimlerine bağlı olarak İstinye Vakası için çivilerin yatayla yaptıkları açı $\alpha=35^\circ$ ve Seattle Vakası için $\alpha=30^\circ$ iken sistem yenilmiştir. FHWA (1998, 2015)'te geometri ve zemin parametrelerine göre değişen bu etkinin oluşacağı açı değeri belirtilmese de sistemin güvenli bir şekilde duraylılığını koruyabilmesi açısından α değerinin 20° 'yi geçmemesi önerilmektedir [1, 3]. Hatta çivi eğiminin artırılması zorunlu kılınan durumlarda dikkatli davranılması gerektiği uyarısı da

yapılmıştır [1]. Shiu (2005) tarafından ortaya atılan görüşte de, artan çivi eğimlerine bağlı olarak, çekme kuvveti olarak sisteme katkı sağlayan çivilerde basınç kuvvetlerinin gelişebildiği ve bu durumun sonucunda çivilerin güçlendirici etkisinin ortadan kalktığı belirtilmektedir [19].

3. bölümde çivi içinde gelişen eksenel çekme kuvvetleri sonlu eleman analizi ve arazi okuma değerleri karşılaştırılmıştır. Yazılım sonuçları ile arazi okumaları karşılaştırıldığında, yazılım sonuçlarının duvar yarı yüksekliği üzerinde ölçüm değerlerine göre daha düşük, duvar yarı yüksekliği altında ise daha yüksek değerler hesapladığı sonucuna varılmıştır. Yazılımlardan elde edilen çivi kuvvetleri arazi ölçüm değerlerini ve davranışı yansıtamamaktadır. Yazılımlarda hesaplanan yanal deplasman değerlerinin arazi okumalarına oldukça yakın olması, parametrik çalışmaların bu açıdan değerlendirilmesine olanak sağlarken, araştırma kapsamında çivi kuvvetleri karşılaştırılamamıştır. Ancak, bu kapsam altında artan çivi eğimine bağlı olarak çivi içinde basınç kuvvetlerinin gelişebileceği daha önce yapılan araştırmalar ile sunulmuştur [19]. Shiu ve Chang (2005) tarafından yürütülen araştırmada Hong Kong Özel İdari Bölgesi Hükümeti tarafından desteklenen bir çalışma ortaya konulmuştur. Çalışma kapsamında Tai Poi vakası FLAC sonlu elemanlar analizi ile değerlendirilmiş ve statik koşullar altında toplam göçmeye karşı güvenlik katsayısı elde edilmiştir [19].

4.2.3. Tai Poi Vakasında artan çivi eğimine bağlı değişen sistem davranışının incelenmesi

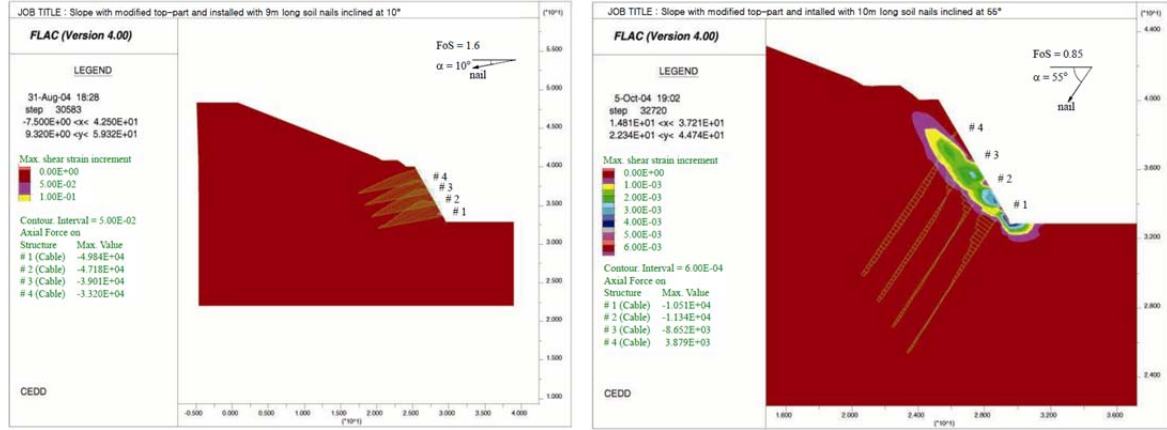
Bölüm 3'te güvenlik katsayıları açısından değerlendirilen Tai Poi Vakası, bu bölümde GEO Özel Projesi SPR 6/2005 nolu raporda anlatılan çalışmaları irdelemektedir. Geoteknik Mühendislik Ofisi(GEO) tarafından hazırlanan raporda, şev modelinin güvenlik faktörü katsayısı limit denge yöntemi ile 0,72 olarak hesaplanmıştır. Güvenlik katsayısı için amaçlanan değer 1,2'dir. Bu sebeple, zemin çivileme yöntemi ile şev stabilitesini sağlamak amaçlanmıştır. Çivi düzeneği, 1,5 m düşey ve 2 m yatay aralıklarla, 9 m uzunluğunda 4 sıra olacak şekilde kurulmuştur. Zemin çivileri 10°'lik eğimle yerleştirilmiştir. Zeminin mukavemet parametreleri; $c=2$ kPa ve $\phi=35^\circ$ 'dir. Zeminin birim hacim ağırlığı $\gamma=19$ kN/m³'tür. Her biri 9 m uzunluğunda ve 25 mm çapında olan çiviler 100 mm çapındaki deliğe enjekte edilmiştir. Zeminin Elastisite Modülü $E=20$ MPa, Poisson oranı $\nu=0,25$ olarak verilmiştir. Zemin çivisinin akma dayanımı $f_y=420$ MPa

alınmıştır. FLAC yazılımında oluşturulan model geometrisi ve zemin parametreleri Bölüm 3., Şekil 3.24'te sunulmaktadır.

GEO Özel Projesi SPR 6/2005 nolu rapor kapsamında, çivi eğimi etkisi konu alınmıştır [19]. Artan çivi eğiminin şev stabilitesini olumsuz etkileyebileceği görüşünden yola çıkılarak çivi eğimi $\alpha=55^\circ$ 'ye kadar arttırılmış ve Itasca/ FLAC 2D yazılımından elde edilen sonuçlar aynı raporda sunulmuştur. Sonuçlar artan çivi eğimine bağlı olarak sistemin yenildiğini ve bu eğimde ($\alpha=55^\circ$) en üst çivide çekme kuvvetleri yerine basınç kuvvetleri geliştiğini göstermiştir.

Bu çalışma kapsamında, raporda öne sürülen görüş Phase² yazılımında oluşturulan model ile araştırılmıştır. Phase² ile Flac yazılımları güvenlik katsayıları açısından oldukça yakın sonuçlar vermiştir. Bölüm 3'te tartışıldığı üzere, Phase² yazılımından elde edilen çivi kuvvetleri arazi okumaları ile karşılaştırıldığında yakın sonuçlar elde edilemese de, bu kapsam altında yalnızca çivi kuvvetinin değişen davranışı ele alınmıştır. Yazılım sonuçları $\alpha= 10^\circ$ iken çivilerde çekme kuvveti geliştiğini göstermekteyken, $\alpha= 55^\circ$ 'ye kadar arttırıldığında en üst çivide basınç kuvveti geliştiğini göstermiştir. Flac ve Phase² analizlerinde en üst çivide gelişen çekme kuvveti diyagramı artan eğim etkisi ile çivi davranışının çekmeden basınca geçişerek güçlendirici etkisinin ortadan kalktığını göstermiştir. Şekil 4.7'de Flac analiz sonuçlarının çivi kuvvet diyagramları gösterilmektedir. Şekilden de görüldüğü üzere 4 nolu (en üst) çivinin şev yüzüne bakan kesiminde eksenel basınç kuvvetleri gelişmektedir.

Şekil 4.8'de Phase² yazılımda modellenen, yatayla 10° ve 55° açı yapacak eğimde yerleştirilen çiviler ile oluşturulan sistemden elde edilen analizlerin kuvvet diyagramları sunulmaktadır. Artan çivi eğimine bağlı olarak yenilen sistemin en üst sıradaki çivinin şev yüzüne bakan kesiminde basınç kuvvetleri geliştiği bu analizden de tespit edilmiştir.

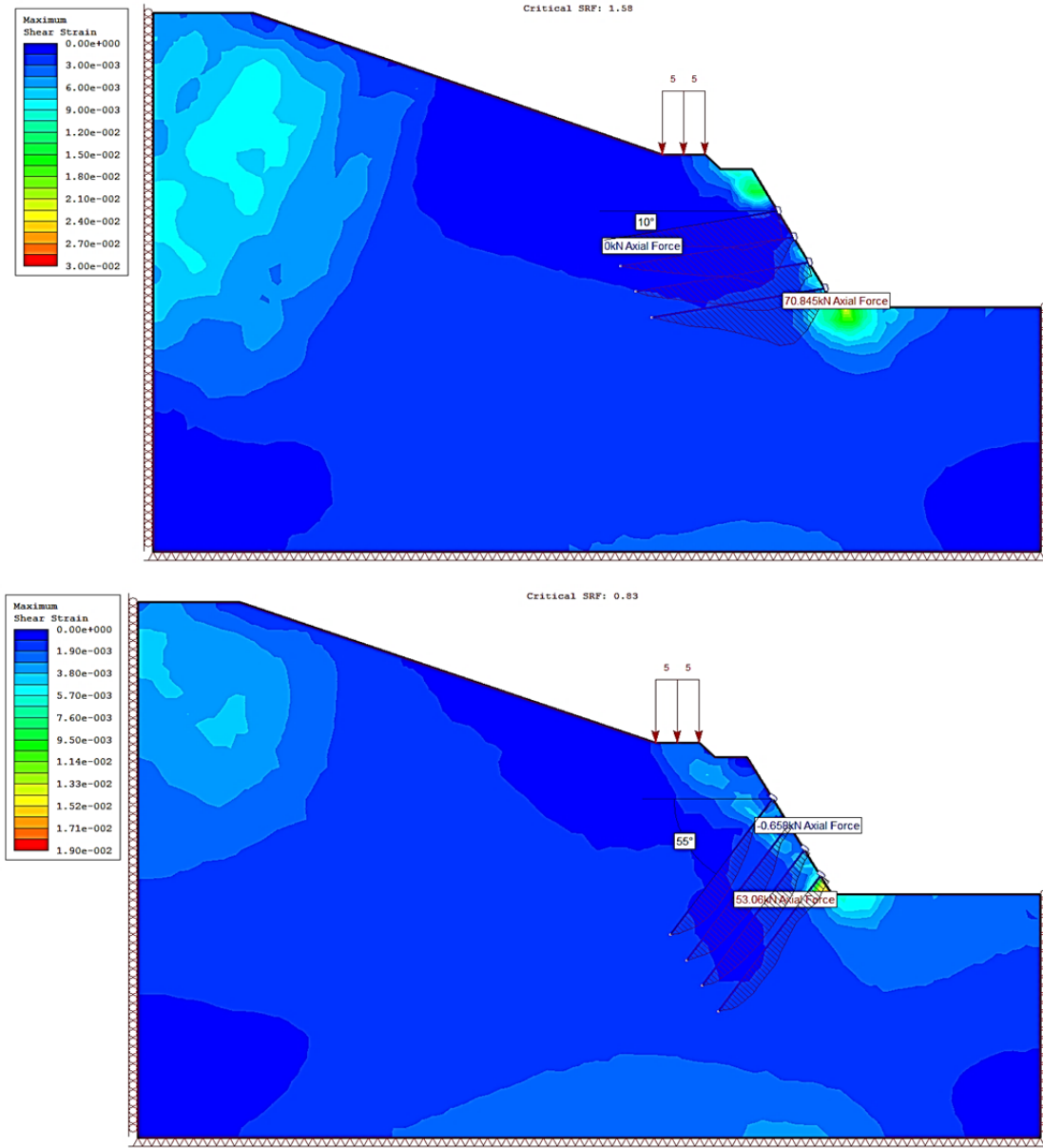


Şekil 4.7. 11W-B/C41 nolu kazı şevinin çivisiz, yatayla 10° ve 55° açı yapacak eğimde yerleştirilen çiviler ile oluşturulan sistemde Flac 2D analizlerinden elde edilen çivi kuvvet diyagramlarının eğime bağlı değişimleri

Çizelge 4.3'te FLAC ve Phase² analizlerinden elde edilen güvenlik katsayıları karşılaştırılarak sunulmaktadır. Bu sonuçların birbirine oldukça yakın değerler olduğu görülmektedir. Bu vakaya ait arazi ölçümleri olmadığı için deplasman ve çivi kuvvetleri karşılaştırılamamıştır. Phase² yazılımında elde edilen deplasman değerleri ayrıca çizelgeye eklenmiş ve deplasman sonuçlarının güvenlik katsayısı ile tutarlı sonuçlar verdiği gözlemlenmiştir. Analizlerden elde edilen sonuçlar (parametrik çalışmalar kapsamında da tartışılan), artan çivi eğimine bağlı olarak çivi güçlendirici etkisinin azaldığını ve sistemin yenildiğini göstermektedir.

Çizelge 4.3. 11W-B/C41 nolu kazı şevinin çivisiz, yatayla 10° ve 55° açı yapacak eğimde yerleştirilen çiviler ile oluşturulan sistemde farklı yöntemlere göre hesaplanan güvenlik faktörü sonuçları

	FLAC 2D G.K.	PHASE ²	
		G.K.	Maks. Yanal Deplasman (cm)
Çivisiz	0,72	0,70	289
$\alpha=10^\circ$	1,6	1,58	6,5
$\alpha=55^\circ$	0,85	0,83	50,2



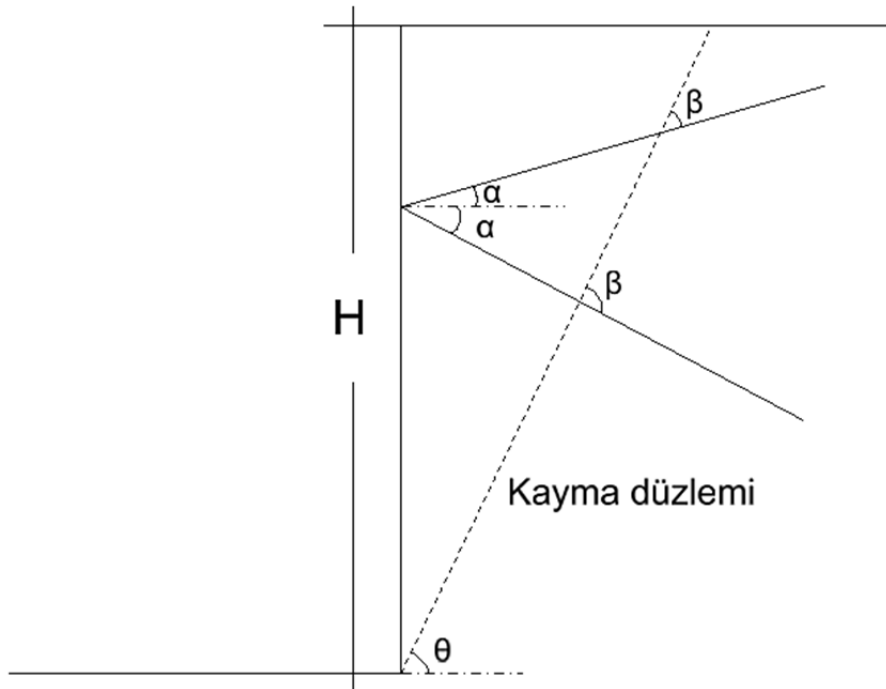
Şekil 4.8. 11W-B/C41 nolu kazı şevinin çivisiz, yatayla 10° ve 55° açı yapacak eğimde yerleştirilen çiviler ile oluşturulan sistemde Phase² analizlerinden elde edilen çivi kuvvet diyagramlarının eğime bağlı değişimleri

4.2.4. Ters çivi eğiminin yapı stabilitesine etkisi

Güler ve Bozkurt (2004)'te, yukarı dönük çivi eğiminin sistem stabilitesine etkisini araştırmak amacıyla potansiyel kayma düzlemleri üzerinde limit denge hesabını kullanan ve güvenlik faktörü öngören Talren yazılımı ile modellenen şevlerin analiz çalışmaları yürütülmüş, ayrıca gözlem aletleri yerleştirilmiş tam ölçekli çivili duvar yapısının yanal deplasman ve çivi kuvvetleri okumaları ortaya konulmuştur [23]. Bu bölümde, makalede yer alan örnekler [23] Phase² yazılımıyla modellenip çıkan sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Ters eğimli yerleştirilen çivilerin (yukarı dönük) sistem stabilitesine etkisini araştırmak amacıyla çivi eğimi ve güvenlik faktörü arasındaki bağıntıyı veren teorik yaklaşımlar türetilmiştir. Zeminin kendi ağırlığı ve sürşarj yükleri sitem duraylılığını etkileyerek sistemin göçmesine neden olmaktadır. Kohezyon ve içsel sürtünme açısı parametreleri ile tanımlanan zeminin kesme dayanımı, göçmeye karşı direnç göstermektedir. Bu direncin yetersiz kalması durumunda sistem yenilir ve göçme gerçekleşir. Zemin çivilerinin yerleştirilmesiyle zemin kesme direnci artmış ve sistem duraylılığını korumuş olur. Çiviler kayma düzlemi üzerinde normal gerilmeleri artırır ($=F_{normal} \cdot \tan \phi$) ve böylece zeminin sürtünme direnci artmış olur. Jewell (1980), kayma düzleminin normali ile güçlendirme elemanı arasındaki açının optimum değerinin 30° olduğunu göstermiştir [24].

Zemin kaymasına karşı direnci arttıran çivilerin, yapı stabilitesine olan etkisi araştırılarak, güvenlik katsayısı veren denklem sistemleri geliştirilmiştir [23]. Kullanılan denklemlerde kayma düzlemi doğrusal ve düzlemin yatayla yaptığı açı $\theta=45+\phi/2$ olarak kabul edilmiştir. Bu kabuller doğrultusunda aşağıdaki denklem takımlarından Eş. 4.3 elde edilmiştir [23].



Şekil 4.9. Zemin çivili duvar enkesiti

Güvenlik katsayısı (G.K.)= direnç kuvvetleri/kaydırıcı kuvvetleri
(4.1)

$$G.K. = \frac{c*L + (w*\cos \theta + T*\sin \beta)*\tan \phi}{w*\sin \theta - T \cos \beta} \quad (4.2)$$

$$G.K. = \frac{\frac{H}{\sin \theta} + \frac{H^2}{2.\tan \theta} \cdot \gamma \cdot \cos \theta \cdot \tan \phi + T \sin \beta \cdot \tan \phi}{\frac{H^2}{2.\tan \theta} \cdot \gamma \sin \theta - T \cos \beta} \quad (4.3)$$

Burada;

- L : Kayma düzlemi uzunluğu,
- W : Kayma düzleminin sol kesiminde kalan (aktif bölge) zemin ağırlığı,
- C : Zemin kohezyonu,
- ϕ : Zemin içsel sürtünme açısı,
- T : Çivide gelişen çekme kuvveti,
- β : Kayma düzlemi ile çivi arasındaki açı,
- H : Duvar yüksekliği, ve
- γ : Zeminin birim hacim ağırlığı

Güvenlik katsayısını veren denge denklemleri incelendiğinde, güvenlik katsayısının çivi kuvveti ve eğimine bağlı olarak değiştiği sonucu çıkarılmaktadır. Ancak, yerleştirilen çivi açılarına bağlı olarak çivilerde gelişen eksenel çekme kuvvetleri de değişim gösterecektir. Bölüm 3'te çivi kuvvetlerinin tam olarak tahmin edilememesine değinilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemini kullanarak analiz yapan yazılımlar, çivilerde gelişen eksenel kuvvetlerin tahmininde arazi sonuçları ile yakın değerler vermemektedir. Bu durum çivi içinde gelişen kuvvetlerin tanımlanamayan birçok faktörden etkilendiğini göstermektedir. Bu sebeple tahmini zor olan çivi kuvvetleri için FHWA tarafından önerilen yaklaşımlar geliştirilmiştir. Bu yaklaşım ise inşaat sonrası uzun dönemde gözlemlenen kuvvet değerleri için geliştirilmiştir (Deprem ve don etkileri dahil edilmemiştir.). Bölüm 2'de bu yaklaşımlar normalize çivi kuvvetleri başlığı altında verilmiştir. Güler ve Bozkurt (2004)'te yukarı dönük çivi etkisi iki araştırma kapsamında değerlendirilmiştir [23]. Bunlardan ilki varsayımsal modellerin Talren yazılımında elde edilen sonuçları ile getirilen yaklaşım, ikincisi ise arazi okumalarına bağlı olarak öne sürülen sonuçlardır. İlgili makalede yukarı dönük çivi eğiminin sistem stabilitesine etkisini araştırmak amacıyla, potansiyel kayma düzlemi üzerinde limit denge hesabı kullanan ve güvenlik faktörü

öngören Talren yazılımı kullanılmıştır. Modellenen şevin dik kazı yüksekliği 6 m'dir. 4 m uzunluğundaki 3 sıra zemin çivisi yatay ve düşey aralıkları 1,5 m olacak şekilde iki farklı eğimde zemine yerleştirilmiştir. Ters eğim verilerek zemine yerleştirilen çivilerin güvenlik katsayısını arttırdığı iddiasını içeren makalede [23], ilk durumda çiviler yatay düzlemin altında yatayla 15°'lik açı yapacak şekilde eğim verilerek yerleştirilmişlerdir. İkinci durumda çiviler, yatayla 5° açı yapacak şekilde yukarıya dönük eğimde uygulanmıştır. Dört örnek model üzerinde yürütülen çalışmada, iki farklı çivi eğimi ve zemin parametreleri kullanılmıştır. Talren yazılımı, Fellenius, Bishop ve Perturbations yöntemlerine göre sonuçlar vermektedir. Limit denge yöntemini kullanan bu yazılımda yalnızca güvenlik katsayısı elde edilmiştir. Deplasman değerleri ve çivi kuvvetleri bu yazılım ile tahmin edilememektedir. Bu amaçla ilgili makalenin ikinci örneğinde arazi okumalarının yapıldığı bir vaka çalışmasının deplasman ve çivi kuvvetleri değerleri ortaya konulmaktadır. İlk örnekte kabul edilen zemin parametreleri ve Talren yazılımdan elde edilen sonuçların tümü Çizelge 4.4'te sunulmaktadır.

Çizelge 4.4. Farklı çivi eğimleriyle oluşturulan sistemlerde Talren yazılımında hesaplanan güvenlik katsayısı sonuçları (Zemin birim hacim ağırlığı $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$) [23]

c	$\phi(^{\circ})$	$\alpha=15^{\circ}$ (Aşağı dönük eğimli)	$\alpha=-5^{\circ}$ (Ters eğimli)	% Fark
5	20	0,68	0,77	13%
5	30	0,94	1,07	13%
100	10	4,99	5,66	13%
150	10	7,41	8,41	13%

Talren yazılımından elde edilen değerlerden görüldüğü üzere yukarıya dönük eğim verilerek yerleştirilen zemin çivileriyle oluşturulan sistemlerde ($\alpha=-5^{\circ}$), aşağıya dönük eğim verilerek yerleştirilen ($\alpha=15^{\circ}$) çivili sistemlere göre hem kohezyonlu hem de granüler zemin şartları için daha büyük güvenlik katsayısı hesaplanmıştır. Güvenlik katsayısındaki %13'lük fark maliyetin yaklaşık %7-11 azalmasını sağlamaktadır. Maliyetteki bu azalma göz ardı edilemez. Ancak, yukarı dönük şekilde yerleştirilen zemin çivilerinin enjeksiyonu yerçekimi doğrultusunda akma eğilimi göstereceğinden sondaj deliği ile çivi arasında boşluklar oluşabilmektedir. Uygulamadaki bu olumsuz durum özel ekipmanlarla ortadan kaldırılabılır. Ancak, bu ekipmanların fiyatta ek artışlara sebep olabileceği de göz önüne alınmalıdır [23].

Bu çalışma kapsamında, örneklenen dört durum için Phase² sonlu elemanlar analizi gerçekleştirilmiş ve yazılımlardan elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Oluşturulan modellerde zemin Elastisite Modülü $E = 20 \text{ MPa}$ ve Poisson oranı $\nu = 0,25$ olarak kabul edilmiştir. Oluşturulan dört modelden elde edilen analiz sonuçları Çizelge 4.5'te verilmektedir.

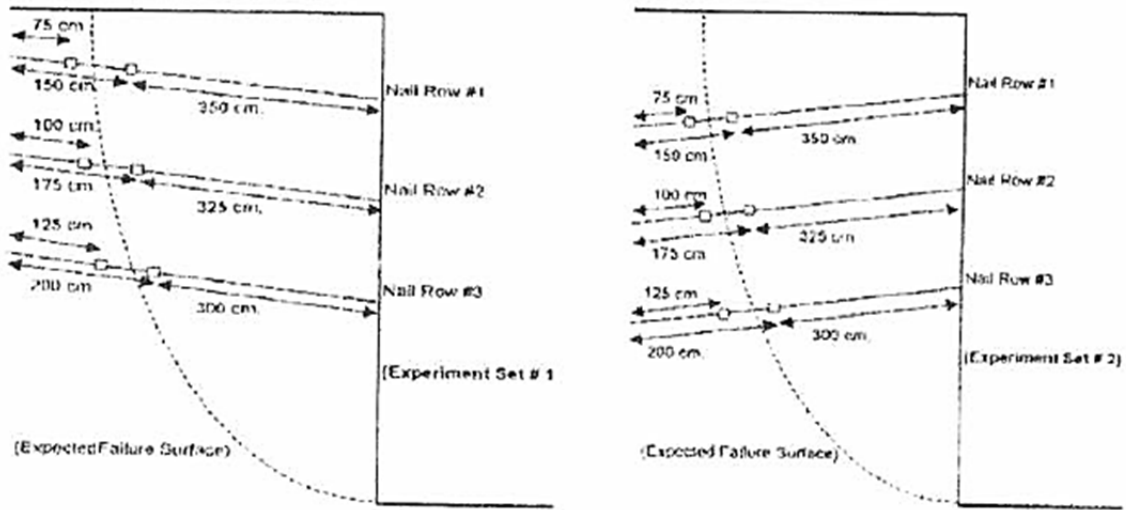
Çizelge 4.5. Farklı çivi eğimleriyle oluşturulan sistemlerde Phase² yazılımında hesaplanan güvenlik katsayısı sonuçları (Zemin birim hacim ağırlığı $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$)

c (kN/m ²)	$\phi(^{\circ})$	$\alpha = 15^{\circ}$ (Aşağı dönük eğimli)		$\alpha = -5^{\circ}$ (Ters eğimli)	
		G.K.	Deplasman (mm)	G.K.	Deplasman (mm)
5	20	0,67	Yenilme	0,80	Yenilme
5	30	0,90	Yenilme	1,13	33
100	10	4,10	22	3,78	22
150	10	5,94	22	5,46	22

Talren ve Phase² analiz sonuçları karşılaştırıldığında, kohezyonsuz zeminler için hesaplanan güvenlik katsayılarının yakın olduğu görülmektedir. Ancak, kohezyonu yüksek olan zeminlerde Phase² ve Talren sonuçları farklıdır. Ayrıca, kohezyonsuz zeminlerde iki yazılımda da yukarı dönük eğimde yerleştirilen çivilerden daha büyük güvenlik katsayısı elde edilmişken, kohezyonlu zeminde modellenen şevlerde Phase² analizleri $\alpha = 15^{\circ}$ eğimli uygulanan çivilerde güvenlik katsayısını yukarı dönük çivilere göre daha büyük hesaplamıştır. Ayrıca parametrik araştırmalar kapsamında değerlendirilen ve kohezyonu düşük zeminlerde bulunan İstinye ve Seattle Vaka analizlerinde ters eğim ($\alpha = -5^{\circ}$) verilerek uygulanan çivilerle oluşturulan sistemlerde hesaplanan güvenlik katsayısı aşağı dönük eğimde yerleştirilen çivilere göre daha düşüktür. Tüm bu sonuçlar, analizlerde uygulanan çivi eğimlerinin hem model geometrisine ve çivi düzenine hem de zemin parametrelerine bağlı olduğunu göstermektedir. Çivili yapılarda sistem performansı, çivi ile zemin arasındaki etkileşime bağlıdır. Çivi zemin arasındaki etkileşimin karmaşık olması ve birçok faktör tarafından etkilenmesi, ters eğim verilerek oluşturulan sistemlerde daha büyük güvenlik katsayısı hesaplanacağı sonucu için kesin bir yargı belirtmemektedir. Ayrıca FHWA tarafından yayımlanan kılavuz kaynaklarda çivi eğiminin $\alpha = 20^{\circ}$ 'den büyük olmaması, daha fazla arttırılması gerektiği durumlarda dikkatli olunması gerektiği önerilmiştir. Ancak bu açıklama yapılırken çivi eğiminin hangi değere kadar

arttırılabileceği belirtilmemiştir. Çünkü artan çivi eğimine bağlı olarak her sistem İstinye ve Seattle vakalarında olduğu gibi farklı α değerlerinde yenilebilmektedir.

Yukarı dönük eğimde yerleştirilen çivilerin sistem stabilitesine daha çok katkı sağladığı görüşünü savunan makalede, tam ölçekli deneysel bir duvardan elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir. 3,4 m yüksekliğindeki dik kazı şevine uygulanan 3 adet zemin çivisinin yatay ve düşey aralıkları 1 m'dir. En üst sırada bulunan çivi, duvar üst kotunun 1 m altına yerleştirilmiştir. Çivilerin yerleştirildiği deliğin çapı 8 cm'dir. İlk deneysel duvara yerleştirilen çiviler yatayla -5° açı (yukarı dönük), ikinci deneysel duvara yerleştirilen çiviler ise yatayla 15° açı yapmaktadır. Tahmin edilen olası kayma yüzeyi göz önüne alınarak yerleştirilen ölçüm aletlerinin konumları Şekil 4.10'da gösterilmektedir. Makalede 2. sıradaki çivilerden elde edilen okumalar sunulmaktadır. Ayrıca duvar üst kotunda gelişen yanal deplasman değerleri, $\alpha=-5^\circ$ eğimde yerleştirilen çivilerle oluşturulan sistemde 5 mm, $\alpha=15^\circ$ eğimde yerleştirilen çivilerle oluşturulan sistemde 10 mm olarak kaydedilmiştir. 2. sıradaki çivilerde gelişen eksenel çekme kuvvetleri Çizelge 4.6'da sunulmaktadır.



Şekil 4.10. Zemin çivili duvar enkesitinde, ölçüm aletlerinin yerleri

Çizelge 4.6. Her iki deney takımı için ikinci sıra çivide okunan çekme kuvvetleri

Kazı Derinliği (m)	2. sıradaki çivilerde gelişen çekme kuvvetleri (kN)			
	$\alpha=-5^\circ$ (Ters eğimli)		$\alpha=15^\circ$ (Aşağı dönük eğimli)	
	1. Ölçüm Aleti	2. Ölçüm Aleti	1. Ölçüm Aleti	2. Ölçüm Aleti
3,4	9,97	10,13	7,92	8,12

İncelenen sistemde sunulan arazi okumaları, ters eğim verilerek yerleştirilen çivilerle oluşturulmuş yapıda daha düşük yanal deplasman değeri elde edildiğini göstermiştir. Ayrıca, 2. sıra çivilerde gelişen eksenel çekme kuvvetlerinin daha büyük olması sistemde çivi güçlendirici etkisinin daha büyük olduğunu kanıtlamaktadır. Bu örnek duvar testi için elde edilen sonuçlar, $\alpha=-5^\circ$ eğimli çiviler ile oluşturulan sistemin daha kararlı olduğunu göstermektedir. Aynı etkinin Phase² yazılımında gözlenip gözlenmediğini araştırmak amacıyla, yazılımda iki deney takımı için modeller geliştirilmiştir.

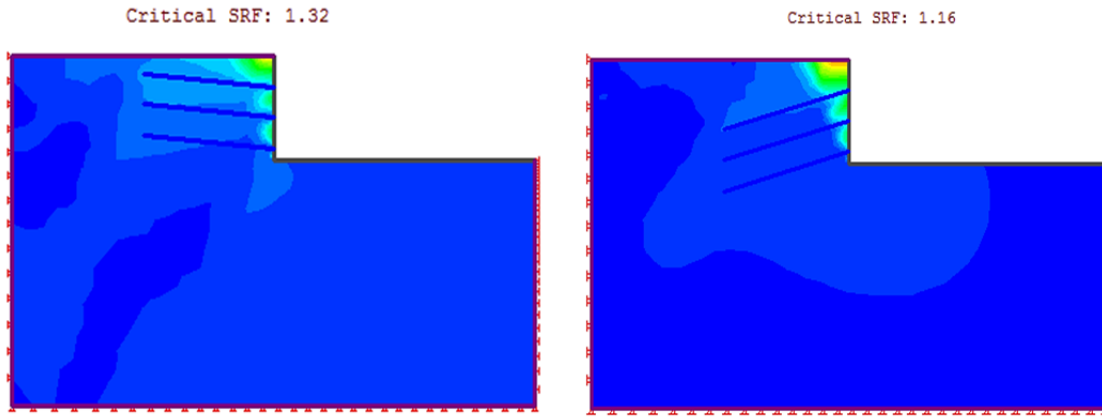
Deneysel duvarların bulunduğu zeminin parametreleri makalede belirtilmediği için Phase² yazılımında oluşturulan modellerde belli kabuller yapılmıştır. Phase² yazılımında hesaplanan yanal deplasman değerlerinin doğruluğu önceki bölümlerde ispat edildiği için, modellerde seçilen zemin parametreleri arazi okumalarına yakın deplasman değerleri elde edilene kadar denenmiştir. Yazılımda oluşturulan modellerde zeminin birim hacim ağırlığı $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$, kohezyon $c=10 \text{ kPa}$, içsel sürtünme açısı $\phi=30^\circ$, Elastisite Modülü $E=20 \text{ MPa}$ ve Poisson oranı $\nu=0,25$ alınmıştır. Çizelge 4.7’de yazılımdan elde edilen yanal deplasman sonuçları arazi okumaları ile birlikte gösterilmektedir.

Çizelge 4.7. Her iki deney takımı için arazide okunan ve Phase² yazılımda hesaplanan yanal deplasmanlar (mm)

Kazı Derinliği (m)	Duvar üstünde oluşan yanal deplasmanlar (mm)			
	$\alpha=-5^\circ$ (Ters eğimli)		$\alpha=15^\circ$ (Aşağı dönük eğimli)	
	Arazi Okuması	Phase ² Modeli	Arazi Okuması	Phase ² Modeli
3,4	5	5,9	10	9,2

Modellenen deneysel duvarlardan elde edilen deplasman değerleri arazi sonuçları ile tutarlılığı sağlandıktan sonra, modellerin Phase² yazılımında stabilite analizleri yapılmıştır. Ayrıca, kullanılan parametreler ve ölçülen çivi kuvvetleri Eş. 4.3’te verilen denklemde

yerine konularak güvenlik katsayısı hesaplanmış ve analitik yöntemle elde edilen güvenlik katsayısı ile yazılım sonuçları karşılaştırılmıştır. Phase² yazılımında ilk deney ($\alpha=-5^\circ$) için 1,32 ve ikinci deney için 1,16 güvenlik katsayısı hesaplanmıştır. Yazılımdan elde edilen sonuçlar da bu örnek vaka için yukarı dönük çivilerle oluşturulan sitemin daha stabil olduğunu göstermektedir. Şekil 4.11’de modellenen deney takımlarının analiz sonuçları sunulmaktadır.



Şekil 4.11. Her iki deney takımı için Phase² yazılımı güvenlik katsayısı sonuçları

Eş. 4.3’te verilen denklemde, modelle kullanılan parametreler ve arazide ölçülen çivi çekme kuvvetlerinin ortalama değerleri girilerek her iki sistem için güvenlik katsayısı analitik olarak da hesaplanmıştır. Hesaplanan güvenlik katsayısı ilk sistem ($\alpha=-5^\circ$) için 1,29 ve ikinci sistem için ($\alpha=15^\circ$) 1,17’dir. Analitik olarak elde edilen sonuçların Phase² analiz sonuçları ile oldukça yakın değerler olduğu görülmektedir. Böylece, yazılımdan tutarlı güvenlik katsayılarının elde edilebildiği bir kez daha doğrulanmaktadır. Şekil 4.12’de ilk sistemde, Şekil 4.13’te ikinci sistemde hesaplanan güvenlik katsayılarının Excel hesaplamaları sunulmaktadır.

Description	Variable	Units	Values (Degree)	Units	Values (Radian)	Result as per Eq.1.3
height of the wall	H	(m)	3.4	(m)	3.4	1.290
$45^\circ + \phi/2$	θ	(°)	60	(Rad)	1.047197551	
unit weight of the soil	γ	(kN/m ³)	19	(kN/m ³)	19	
cohesion	c	(kN/m ²)	10	(kN/m ²)	10	
internal friction angle	ϕ	(°)	30	(Rad)	0.523598776	
nail tension	T	(kN)	10.05	(kN)	10.05	
optimum nail inclination angle	β	(°)	45	(Rad)	0.785398163	
angle of nail with respect to	α	(°)	-15	(Rad)	-0.261799388	

Şekil 4.12. Yukarı dönük eğimli çiviler ile oluşturulan sistemde hesaplanan G.K. ($\alpha = -5^\circ$)

Description	Variable	Units	Values (Degree)	Units	Values (Radian)	Result as per Eq.1.3
height of the wall	H	(m)	3.4	(m)	3.4	1.174
$45^\circ + \phi/2$	θ	(°)	60	(Rad)	1.047197551	
unit weight of the soil	γ	(kN/m ³)	19	(kN/m ³)	19	
cohesion	c	(kN/m ²)	10	(kN/m ²)	10	
internal friction angle	ϕ	(°)	30	(Rad)	0.523598776	
nail tension	T	(kN)	8.02	(kN)	8.02	
optimum nail inclination angle	β	(°)	75	(Rad)	1.308996939	
angle of nail with respect to	α	(°)	15	(Rad)	0.261799388	

Şekil 4.13. Aşağı dönük eğimli çiviler ile oluşturulan sistemde hesaplanan G.K. ($\alpha = 15^\circ$)

Tüm vaka analizlerinden elde edilen sonuçlar değerlendirildiğinde, sistemin stabil olduğu optimum açının zemin parametreleri, model geometrisi vb. bir takım faktörlerden etkilendiğini göstermektedir. Yukarı dönük çiviler bazı uygulamalarda daha iyi performans sergilemekteyken, Seattle ve İstinye Park vakalarında $\alpha = 10-15^\circ$ çivi eğimleriyle oluşturulan sistemler optimum performansı sergilemektedir. Bu sonuçlar, optimum çivi açısını belirlemenin yazılımlar ve test deneyleri ile gerçekleştirilecek analizler ile mümkün olabileceğini göstermektedir. FHWA tarafından önerilen kılavuz kaynaklarda α açısının 5° 'den daha küçük uygulanması yapım zorluğundan dolayı önerilmemektedir. Alınacak ek önlemler olumsuz koşulları ortadan kaldırsa bile projeci tarafından bu gibi uygulamaların

maliyet etkinliği mutlaka değerlendirilmelidir. Vaka analizlerinden de görüldüğü üzere yukarı dönük çivi uygulamaları her koşul için optimum tasarımı sağlamayabilir.

4.3. ivi Uzunluğunun Sistem Performansına Etkisi

Projesine göre değişen duvar yüksekliği ve duvar yüzü eğimi belirlendikten sonra çivilerin hangi aralık, eğim, çap ve uzunlukta sistem duraylılığını sağlayıp sağlayamayacağını ve izin verilen deplasman sınırları içinde kalıp kalmayacağını analiz etmek gerekir. Analiz için gerekli olan çivi değişkenlerini oluşturmak için ön tasarım yapmak gerekmektedir. FHWA tarafından yayımlanan referans kaynaklarda kalıcı yapılar için çivi boyunun yaklaşık $0,7H$ (H duvar yüksekliğidir.) uzunluğunda alınması önerilmektedir [1]. Zayıf zemin, derin tabanlı kayma yüzeyi, duvar arkasında büyük sürşarj yükleri veya yükselen şevin varlığı söz konusu ise çivi uzunluğu arttırılabilir.

Eğimli duvar yüzeyine sahip iksa yapılarında çivi boyları kısa tutulabilmektedir. Aynı zemin koşullarında, $1/10$ 'luk bir şev oranına sahip olan iksa yapılarında kullanılan çivi boyları, dik duvarlar için gerekli çivi uzunluklarından yaklaşık % 10-15 kadar kısa uygulanabilmektedirler. Zemin koşullarının değişkenlik gösterdiği durumlarda belirlenen zemin parametreleri tasarımcıyı tatmin etmiyorsa, çivi uzunlukları n tasarımda $1,2 H$ alınabilir. ivi uzunluklarının $0,6 H$ veya daha kısa olarak uygulandıkları projelere ender rastlanılır.

FHWA tarafından geçici yapılar için n tasarımda seçilmesi tavsiye edilen çivi uzunlukları, Bölüm 2'de sunulan abaklar yardımıyla bulunabilir. Aynı bölümde, İstinye Park ve Seattle Vakalarına ait ön tasarım değerlendirilmesi verilmiştir. n tasarımda önerilen çivi uzunlukları (st vilerde), vakalarda uygulanan çivi boylarından bir miktar daha uzundur. Ayrıca, vakalarda uygulanan viler duvar yüksekliği boyunca eşit uzunlukta uygulanmamışlardır. Çizelge 4.8'de parametrik çalışma kapsamında değerlendirilen vakaların n tasarımda hesaplanan ve gerçekte uygulanan uzunlukları gösterilmektedir.

Çizelge 4.8. Vaka modellerinin ön tasarım ve gerçek uzunlukları

	İstinye Park İksası	Seattle Poliklinik Duvarı
Ön tasarım çivi uzunluğu (m)	6,6 m	10,4 m
Uygulanan çivi uzunlukları (m) (üsten alta)	Üst iki sıra: 4m 3. sıra: 6 m 4.,5. ve 6. sıradakiler: 8 m 7. sıra: 6 m en alt sıra: 4 m	En üst sıra: 9,8 m alt sıradakiler: 10,7 m

Çivi uzunluğunun sitem performansına etkisini araştırmak amacıyla, iki vaka modeli üzerinde sonlu eleman analizleri temelli parametrik bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Tasarımlarda, tüm çivi uzunlukları eşit seçilmiştir. Sonuçlar, FHWA tarafından önerilen abaklardan [3] elde edilen sonuçlar ile karşılaştırılmıştır. Çivi uzunluğu etkisini araştırmada gözetilen diğer bir amaç, belirli bir uzunluktan sonra sisteme yapılan katkının artmadığını ortaya koymaktır. Belirli bir uzunluktan sonra çivi uzunluğunu arttırmak ekonomik olmamaktadır. Böylece, bu çalışma ile vakalarda optimum çivi uzunluğu değeri de elde edilmiştir.

FHWA [1, 3] duvar alt yarısında önerilen çivi boylarında kısaltma yapılabileceğini bildirmektedir. İksa yapılarında, sistemi etkileyen maksimum deplasmanların duvar üst yarısında gerçekleştiği düşünüldüğünde, alt çivi uzunluklarında izin verilen ölçüde kısaltma yapılabileceği anlaşılmaktadır. Ancak, sistemde maksimum yanal deplasmanların gerçekleştiği duvar üst kotlarında uygulanan çiviler bu deplasmanları azaltma yönünde bir katkı sağladığı gibi alt çivilerin de stabiliteye katkı sağladığı belirtilmektedir [1].

4.3.1. Çivi uzunluğu etkisinin İstinye Park Vaka Analizinde araştırılması

İstinye Park Vakasında, ilk iki sıra çivi uzunluğu 4 m, 3. sıradaki çivi 6 m, 4., 5. ve 6. sıradaki çiviler 8 m, 7. sıradaki çivi 6 m ve en alttaki çivi uzunluğu 4 m olacak şekilde uygulanmıştır. 2. Bölümde anlatılan çivi uzunluğu değerlendirmesinde, FHWA tarafından önerilen geçici yapılar için tasarlanmış ön tasarım abakları kullanılarak çivi boyu 6,6 m olarak hesaplanmaktadır. İstinye Park modelinde kullanılan çivilerin uzunlukları değişkendir. İstinye Park Vakasında kısaltma yapılan çiviler en üst iki sıra ve alttaki çivilerdir. Diğer çivi boyları ön tasarımda bulunmuş çivi uzunluğunu sağlamaktadır. Vaka

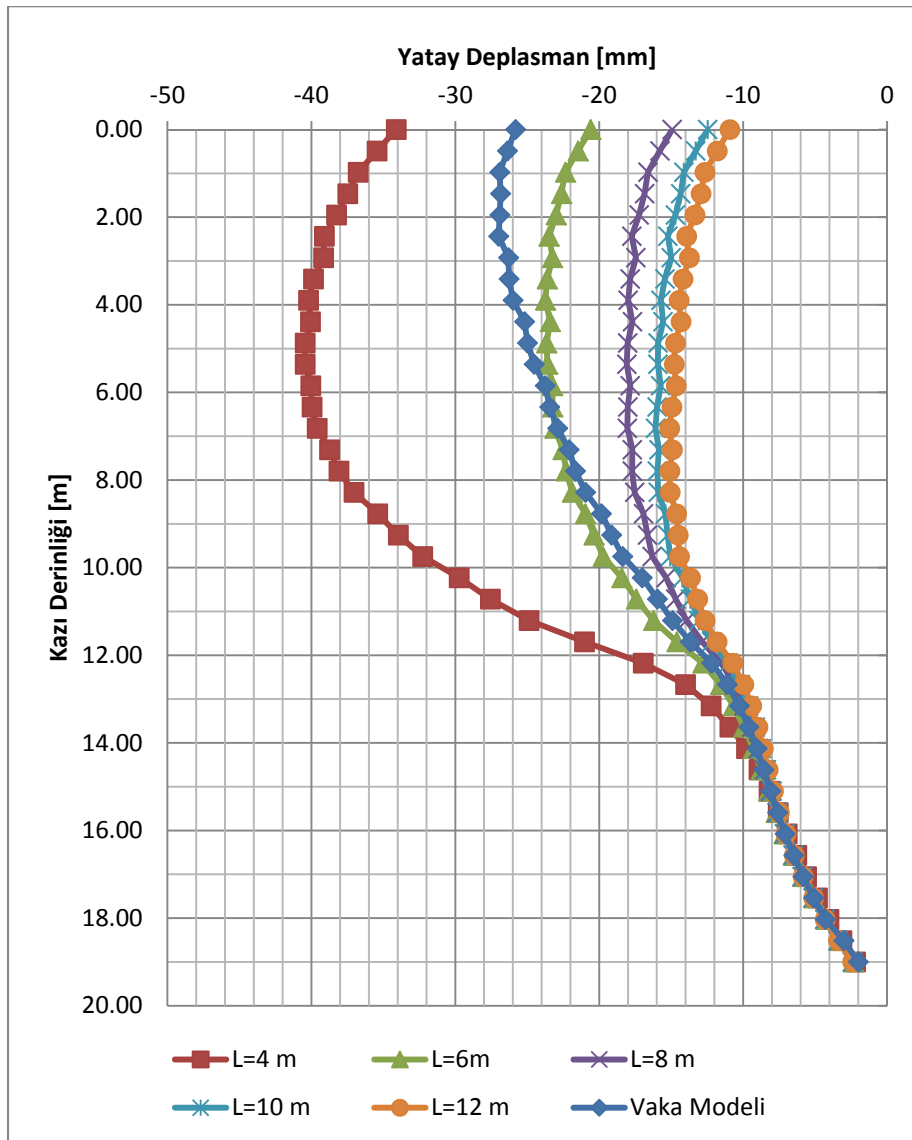
modellerinden elde edilen deplasman ve stabilite sonuçları, ayrıca ölçülen arazi deplasman okumaları, sistem duraylılığının emniyette olduğunu göstermektedir. Etkin çivi uzunluğunu araştırmak amacıyla İstinye modelinde tüm çivi uzunlukları eşit alınarak, yalnızca çivi boylarının değiştiği uygulamalar Phase² yazılımında modellenmiş ve çıkan sonuçlar karşılaştırılmıştır. Gerçekleştirilen sonlu eleman analizlerinde çivi çapları ve eğimleri İstinye Park zemin çivili iksa modeli ile aynı alınmıştır. 32 mm çapındaki çiviler yatayla 10° açı yaparak şekilde aşağı yönlü eğimde zemine uygulanmıştır. Çizelge 4.9’da Phase² yazılımında modellenen örneklerin sonuçları görülmektedir. Modellerde birbirine eşit çivi uzunlukları L= 3 m, L=4 m, L=6 m, L=8 m, L=10 m ve L=12 m varsayılmıştır.

Çizelge 4.9. İstinye Park iksasında araştırılan çivi uzunluklarının yatay deplasman analiz sonuçları

Kazı Derinliği [m]	Sabit Çivi Uzunluklarına Göre Analiz Edilen Yatay Deplasmanlar [mm]						
	L=3 m (Yenilme)	L=4 m	L=6 m	L=8 m	L=10 m	L=12 m	Vaka Modeli
0.00	-252	-34	-21	-15	-12	-11	-26
0.49	-259	-35	-21	-16	-13	-12	-26
0.97	-266	-37	-22	-17	-14	-13	-27
1.46	-272	-37	-23	-17	-14	-13	-27
1.95	-278	-38	-23	-17	-15	-13	-27
2.44	-284	-39	-23	-18	-15	-14	-27
2.92	-289	-39	-23	-17	-15	-14	-26
3.41	-295	-40	-24	-18	-15	-14	-26
3.90	-300	-40	-24	-18	-16	-14	-26
4.38	-305	-40	-23	-18	-16	-14	-25
4.87	-309	-40	-24	-18	-16	-15	-25
5.36	-313	-40	-24	-18	-16	-15	-25
5.85	-317	-40	-23	-18	-16	-15	-24
6.33	-320	-40	-23	-18	-16	-15	-23
6.82	-323	-40	-23	-18	-16	-15	-23
7.31	-326	-39	-23	-18	-16	-15	-22
7.79	-328	-38	-22	-18	-16	-15	-22
8.28	-329	-37	-22	-18	-16	-15	-21
8.77	-330	-35	-21	-17	-15	-15	-20
9.26	-330	-34	-20	-17	-15	-15	-19
9.74	-325	-32	-20	-16	-15	-14	-18
10.23	-315	-30	-18	-15	-14	-14	-17
10.72	-296	-28	-17	-15	-14	-13	-16
11.21	-253	-25	-16	-14	-13	-13	-15
11.69	-180	-21	-15	-13	-12	-12	-14
12.18	-95	-17	-13	-12	-11	-11	-12
12.67	-43	-14	-12	-11	-10	-10	-11
13.15	-20	-12	-11	-10	-10	-9	-10
13.64	-14	-11	-10	-9	-9	-9	-10
14.13	-11	-10	-9	-9	-9	-9	-9
14.62	-9	-9	-9	-9	-8	-8	-9
15.10	-8	-8	-8	-8	-8	-8	-8
15.59	-7	-8	-8	-8	-8	-7	-8
16.08	-7	-7	-7	-7	-7	-7	-7
16.56	-6	-6	-7	-7	-6	-6	-6
17.05	-5	-6	-6	-6	-6	-6	-6
17.54	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5
18.03	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4
18.51	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3
19.00	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2

	L=3 m (Yenilme)	L=4 m	L=6 m	L=8 m	L=10 m	L=12 m	Vaka Modeli
Güvenlik Faktörü	0.96	0.995	1.36	1.56	1.72	1.81	1.46

Analiz sonuçları, çivi boylarının $L=4$ m olarak tasarlandığında sistemin yenildiğini göstermektedir. Bu durum yanal deplasman ve güvenlik katsayısı sonuçları ile yorumlanmıştır. Çivi uzunluklarına göre deplasman grafikleri Şekil 4.7’de gösterilmektedir. Grafiklere yanal deplasmanların oldukça fazla olduğu $L=3$ m çivi boylarına sahip modelin sonuçları yansıtılmamıştır. Şekil 4.14’te $L=6$ m çivi boyundan daha düşük çivi uzunluklarında yanal deplasmanların hızlı bir şekilde arttığı görülmektedir. Ayrıca, statik koşullar altında toplam yenilmeye yönelik yapılan analizde 6 m’den daha kısa çiviler ile oluşturulan sistemin güvenlik katsayıları ulaşılması amaçlanan değerden düşük çıkmaktadır (FHWA tarafından önerilen minimum güvenlik katsayısı 1,36 olmalıdır).



Şekil 4.14. İstinye Park İksasında araştırılan çivi uzunluklarının yanal deplasman grafikleri

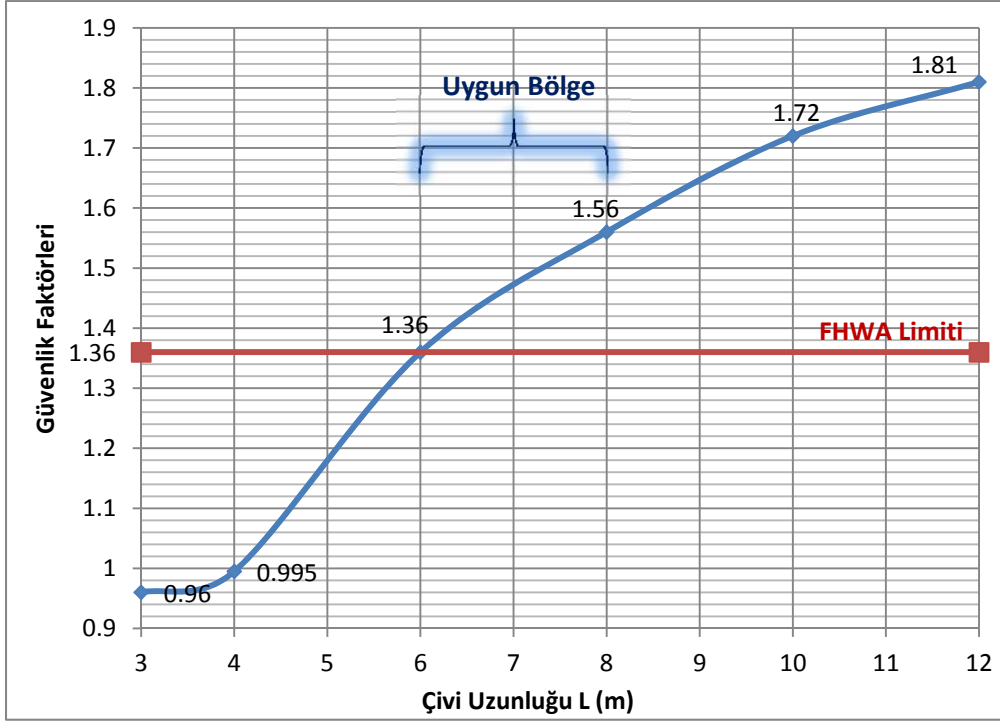
Çivi boylarının sistem stabilitesine katkısına yönelik araştırılan parametrik çalışmada, güvenlik katsayıları da deplasman sonuçları ile tutarlıdır. Çivi uzunlukları $L=6$ m olduğunda güvenlik katsayısı 1,36 değerini vermiştir. Bu sonuç FHWA tarafından önerilen minimum değerin sınırında olduğundan bu vaka için, çivi boyları 6 m'den düşük uzunlukta kullanılmamalıdır. Analiz sonuçları, 2. bölümde sunulan abaklarla hesaplanan ön tasarım değerleri ile yakın sonuç vermiştir (bkz. Çizelge 4.8) Ancak, İstinye Park Vakası uygulamasında en üst sıradaki çivi uzunluğunun 4 m olması bu durumla çelişki göstermektedir. Yapılan analiz sonuçları ve arazi ölçümleri İstinye iksasında duraylılık probleminin olmadığını kanıtlamaktadır. Bu analizlerden ve ölçümlerden yola çıkarak İstinye Vaka modelinde duvar üst yarısında kullanılan 6 ve 8 m uzunluğundaki çivilerin sistem performansını olumlu yönde etkilediği sonucu çıkarılmaktadır.

Ayrıca, yapının kalıcı ve/veya deplasmanlar açısından daha kritik olması durumunda uygulanacak olan optimum çivi uzunluğu bu çalışma kapsamında araştırılmıştır. Çivi boyları 10 m alınarak analiz gerçekleştirildiğinde maksimum deplasmanın 16 mm olduğu görülmüştür. Çivi boylarının 8m'den 10 m'ye uzaması yanal deplasmanlarda yalnızca 1 mm azalma sağlamıştır. Şekil 4.14'te görüldüğü üzere 8 m den sonra arttırılan çivi uzunluklarının deplasmanları kısıtlamadaki etkisinin artışı oldukça küçüktür. Ayrıca Şekil 4.15'te, Phase² analizinden elde edilen güvenlik faktörlerinin çivi uzunluklarına bağlı değişimleri görülmektedir. Çizilen doğrunun eğiminin 10 m'den sonra yüksek oranda azalması güvenlik katsayıları açısından da çivi uzunluğunun daha fazla arttırılmasının gereksizliğini açıklamaktadır. Çivi uzunluğunun gereğinden fazla arttırılması ekonomik olmayacaktır. Hâlbuki çivili iksa yapılarının diğer destek tekniklerine göre daha çok tercih edilmesinin nedenlerinden biri de ekonomik oluşudur.

Phase² analizleri İstinye Vakasında uygulanan çivi uzunluklarının yeterli olduğunu göstermektedir. En üst sıradaki çivi uzunluğunun kısa seçilmesine karşı duvar üst yarısında uzun seçilen diğer çivi boyları deplasmanları sınırlamış ve duraylılığı sağlamıştır.

Analiz sonuçları ayrıca ön tasarım abakları kullanılarak yapılan değerlendirmeler sonucunda bulunan çivi uzunluğu ile yakın sonuçlar sergilemektedir. FHWA tarafından önerilen sınır uzunluk ön tasarım değerlendirmesinde 6,6 m hesaplanmıştır. Phase² analizinde 6 m uzunluğundaki çivilerle kurulan sistemde kritik yapılar için önerilen güvenlik katsayısı (FHWA sınırı:1,36) elde edilmiştir. Ön tasarım değerlendirmesinde

güvenlik katsayısının 1,35 olarak kabul edilerek düzenlenen abaklardan yakın sınır uzunluğun elde edilmesi Phase² yazılımının güvenlik katsayısı tahminindeki hassaslığını da kanıtlamaktadır. Uzunluk etkisinin daha iyi anlaşılması amacıyla Seattle Vakası da bu açıdan değerlendirilmiştir.



Şekil 4.15. İstinye Park İksasında çivi uzunluklarına bağlı olarak değişen güvenlik katsayıları

4.3.2. Çivi uzunluğu etkisinin Seattle Vaka Analizinde araştırılması

Seattle Vakasında, ilk sıra çivinin uzunluğu 9,8 m, diğer sıradaki çiviler 10,7 m olacak şekilde uygulanmıştır. İlk çivinin eğim açısı diğer çivilerden farklı olarak yatayla 20° açı yapmaktadır. Diğer çiviler $\alpha=15^\circ$ olacak şekilde uygulanmışlardır. Bunun sebebi belirtilmemiştir. Ancak, üsteki çivinin eğiminin fazla olması sebebiyle altındaki çiviye temasını engellemek amacıyla çivi boyunun kısa tutulduğu düşünülmektedir. 2. Bölümde anlatılan çivi uzunluğu değerlendirmesinde, FHWA tarafından önerilen geçici yapılar için tasarlanmış ön tasarım abakları kullanılarak çivi boyu 10,3 m olarak hesaplanmıştır. Seattle modelinde üstte kullanılan çivi boyu tasarımda önerilen uzunluktan 0,5 m daha kısadır. Diğer çiviler ön tasarım boyundan 0,4 m daha uzun tutulmuştur. Vaka modellerinden çıkan deplasman ve stabilite sonuçları, ayrıca ölçülen arazi deplasman okumaları, sistem

duraylılığının emniyette olduğunu göstermektedir. Etkin çivi uzunluğunu araştırmak amacıyla Seattle modelinde tüm çivi uzunlukları eşit alınarak, yalnızca çivi boylarının değiştiği uygulamalar Phase2 yazılımında modellenmiş ve çıkan sonuçlar karşılaştırılmıştır. Gerçekleştirilen simülasyonlarda çivi çapları ve eğimleri değişken değildir. Uygulanan tüm çivilerin çapı 32 mm, yerleştirilme açıları $\alpha=15^\circ$ olarak tasarlanmıştır. Çizelge 4.10'da Phase2 yazılımında modellenen örneklerin sonuçları görülmektedir. Modellerde tanımlanan çivi uzunlukları $L=5\text{ m}$, $L=6\text{ m}$, $L=8\text{ m}$, $L=10\text{ m}$, $L=12\text{ m}$ ve $L=14\text{ m}$ 'dir.

Şekil 4.16'da model analizlerinden elde edilen yanal deplasman sonuçlarının derinliğe bağlı değişimi gösterilmektedir. Grafiklerden görüldüğü üzere azalan çivi boylarına bağlı olarak kazı yüzünde gelişen yanal deplasmanlar artış göstermektedir. Çivi uzunluğunun 10 m'nin altına düşmesi ile birlikte deplasmanlar artış göstermeye başlamıştır. Çivi uzunluğunun 10 m olarak değerlendirildiği analizde, güvenlik katsayısının 1,39 olarak hesaplanmış ve FHWA tarafından önerilen minimum 1,36 katsayısı da sağlamıştır. 10 m'den daha kısa uzunlukta çivilerle uygulanan sistemde, yapı duraylılığının tehlikeye girebileceği anlaşılmaktadır. Sonuçlar Bölüm 2'de abaklarla hesaplanan 10,3 m değeri ile uyumludur. Bu durum analizlerden araştırmacıların önerdiği sonuçlar ile tutarlı yaklaşımlar çıkarılabileceğini kanıtlamaktadır.

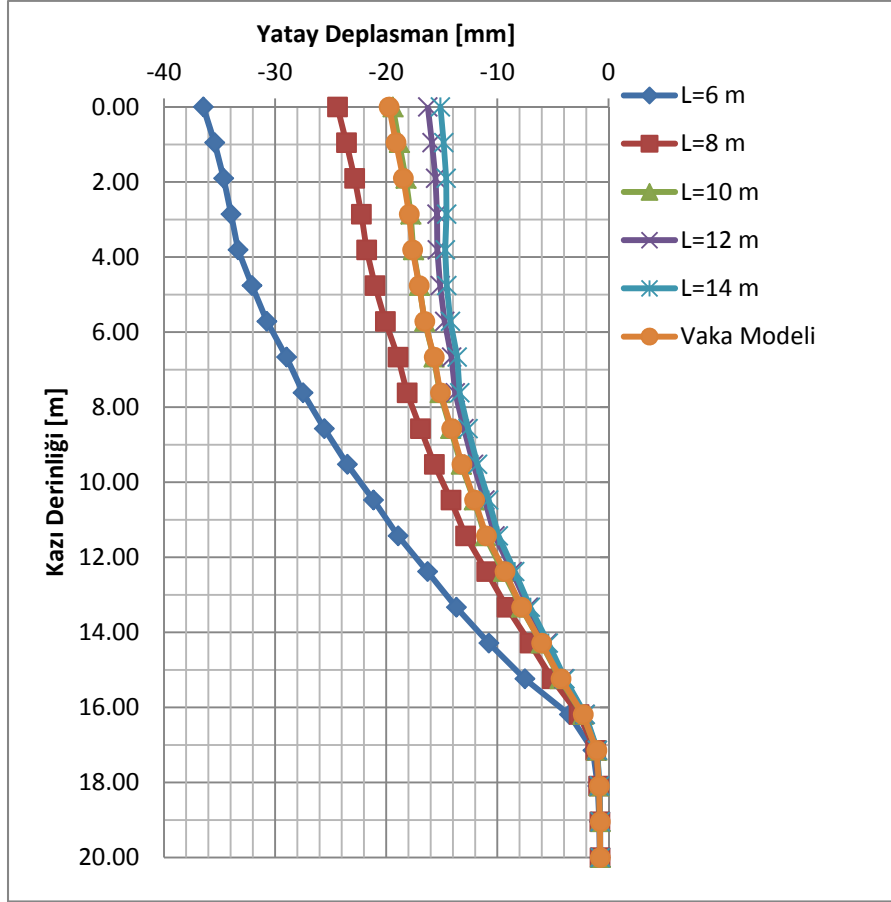
Ayrıca yapının kalıcı ve deplasmanlar açısından daha kritik olması durumunda uygulanacak olan optimum çivi uzunluğu, bu çalışma kapsamında araştırılmıştır. Çivi boyları 12 m alınarak analiz gerçekleştirildiğinde, maksimum yanal deplasmanların duvar üst kotunda 16 mm olduğu görülmüştür. Çivi boylarının 2 m daha uzaması ise yanal deplasmanlarda yalnızca 1 mm azalma sağlamıştır. Şekil 4.16'da görüldüğü üzere 12 m den daha uzun çivilerle oluşturulan sistemlerde, deplasmanları kısıtlayıcı yöndeki etki son derece küçük değişimler göstermektedir. 12 m'den daha uzun seçilen çivi boyları sisteme ekstra katkı sağlamayacağı gibi maliyetleri de arttıracaktır.

Çizelge 4.10. Seattle Vakasında araştırılan çivi uzunluklarının yatay deplasman analiz sonuçları

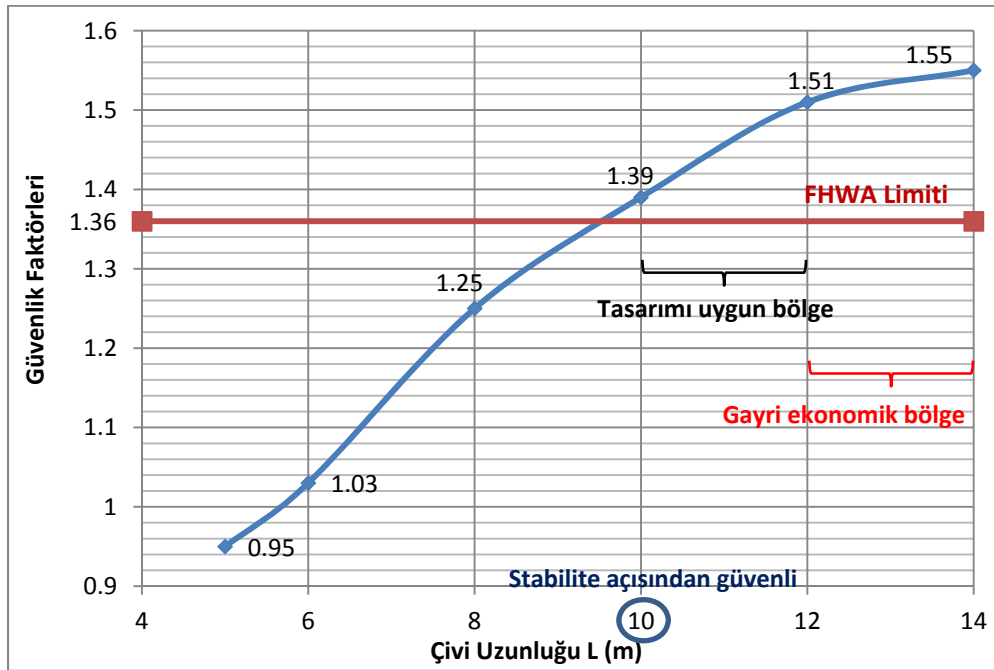
Kazı Derinliği [m]	Sabit Çivi Uzunluklarına Göre Değişen Yatay Deplasmanlar [mm]						Vaka Modeli
	Çivi Uzunluğu L=5 m	Çivi Uzunluğu L=6 m	Çivi Uzunluğu L=8 m	Çivi Uzunluğu L=10 m	Çivi Uzunluğu L=12 m	Çivi Uzunluğu L=14 m	
0.00	-122	-36	-24	-19	-16	-15	-20
0.95	-117	-35	-24	-19	-16	-15	-19
1.90	-113	-35	-23	-18	-16	-15	-18
2.86	-109	-34	-22	-18	-15	-15	-18
3.81	-105	-33	-22	-18	-15	-15	-18
4.76	-100	-32	-21	-17	-15	-15	-17
5.71	-95	-31	-20	-17	-15	-14	-17
6.67	-90	-29	-19	-16	-14	-14	-16
7.62	-84	-27	-18	-15	-14	-13	-15
8.57	-78	-26	-17	-14	-13	-13	-14
9.52	-72	-23	-16	-13	-12	-12	-13
10.48	-66	-21	-14	-12	-11	-11	-12
11.43	-59	-19	-13	-11	-10	-10	-11
12.38	-53	-16	-11	-9	-9	-8	-9
13.33	-47	-14	-9	-8	-7	-7	-8
14.29	-39	-11	-7	-6	-6	-5	-6
15.24	-26	-8	-5	-4	-4	-4	-4
16.19	-8	-4	-3	-2	-2	-2	-2
17.14	-2	-1	-1	-1	-1	-1	-1
18.10	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
19.05	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
20.00	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

	Çivi Uzunluğu L=5 m	Çivi Uzunluğu L=6 m	Çivi Uzunluğu L=8 m	Çivi Uzunluğu L=10 m	Çivi Uzunluğu L=12 m	Çivi Uzunluğu L=14 m	Vaka Modeli
Güvenlik Faktörü	0.95	1.03	1.25	1.39	1.51	1.55	1.46

Ayrıca Şekil 4.17’de, Phase² analizinden elde edilen güvenlik faktörlerinin çivi uzunluklarına bağlı değişimleri görülmektedir. Çizilen doğrunun eğiminin 12 m’den sonra önemli oranda azalması güvenlik katsayıları açısından da çivi uzunluğunun sisteme ek katkı getirmediğini göstermektedir. Çivi uzunluğunun gereğinden fazla arttırılması ekonomik çözümler vermemekte ve gereksiz maliyetlere sebep olmaktadır.



Şekil 4.16. Seattle Vakasında araştırılan çivi uzunluklarının yanal deplasman grafikleri



Şekil 4.17. Seattle Vakasında çivi uzunluklarına bağlı olarak değişen güvenlik katsayıları

4.4. Farklı Uzunlukta Çivilerle Kurulan Sistemlerde Performansın Araştırılması

Zemin çivili iksa yapılarında inşaat kolaylığı açısından tüm çivilerin uzunlukları eşit alınabilir. Yaygın olan uygulama da bu şekildedir. Ancak eşit uygulanan çivi uzunluklarının yanında, düzensiz uzunluklara sahip çivilerle uygulanan sistemler de tasarlanabilir. Önemli olan, değişken çivi uzunluklarıyla oluşturulan paternlerde sistemin nasıl davranabileceğini doğru biçimde tahmin edebilmektir.

Çivi uzunluk dağılımları ile ilgili olarak FHWA tarafından araştırılan çok önemli bir konu da çivi içinde gelişen kuvvetler ile ilgilidir [1]. Yapılan araştırmalar arazide ölçülen çivi kuvvetleri ile yazılımlardan elde edilen sonuçların uyumsuz davranış sergilediğini göstermiştir. Arazi ölçümlerine göre çivi içinde gelişen eksenel kuvvetlerin üst sıradaki çivilerde daha fazla olduğu anlaşılmaktadır. Hâlbuki sonlu eleman analizleri alt sırada bulunan çivilerde daha yüksek çekme kuvvetleri geliştiğini göstermektedir. Seattle ve İstinye Park sonlu eleman modellerinde de alt sıradaki çivilerde daha büyük eksenel kuvvetler gelişmiştir. Deplasmanların tahmin edilmesinde başarılı olan yazılımlar eksenel kuvvet dağılımlarında bu başarıyı sergileyememektedir. Kuvvet, ortaya çıkan deplasmanların bir fonksiyonu olarak tüm çiviler boyunca dağıtılır. Bu amaçla analiz edilen sistemlerde çivi kuvvetleri irdelenerek tasarım yapıldığında, fazla çekme kuvvetlerinin geliştiği alt çivilerin sistemde daha etkin görev aldığı düşünülebilir. Oysa ki ölçümlere göre duvar üst kotlarındaki çivilerin alt sıradakilere göre daha uzun olması gerekmektedir. Tasarım yaparken tüm çivilerin aynı uzunlukta olması ve kısaltma yapılmaması doğal olarak güvenliği arttıracaktır. Ancak alt sıradaki çivilerin yanal deplasmanları azaltmadaki etkisi düşünüldüğünde, alt sırada gereğinden fazla uzun seçilen çiviler ile optimum bir tasarım elde edilemeyecektir.

Zemin mukavemet parametrelerin alt kotlara doğru giderek artması durumunda projeci optimum tasarım elde edebilmek amacıyla, gerekli çivi uzunluğunu üst kotlarda kullanarak, duvar alt yarısından itibaren çivi boylarını alta doğru kısaltabilir. Ancak bu kısaltma yapılırken alt sıradaki çivilerin belli uzunluğun altına düşmemesine dikkat edilmelidir. Zira, genellikle üst sıradaki çiviler deplasmanları azaltma yönünde katkı sağlarken alt sıradaki çiviler de stabiliteye katkı sağlamaktadır [1].

4.4.1. Değişken çivi uzunluğu etkisinin İstinye Vakasında araştırılması

FHWA (1998)'e göre alttaki çiviler için abaklar kullanılarak kısaltma yapılabilir (bkz. Şekil 2.24). Yukarıdaki çiviler sistem deformasyonuna daha çok katkı sağladığı ve sistemin yükünün büyük bir kısmını taşıdığı için bu çivilerde kısaltma yapılamaz. Uygulama açısından farklı çivi boyları çok tercih edilmez. Ancak çivi boyları ve dizilişlerinin sistem performansına olan etkilerini araştırmak amacıyla, bu çalışmada modeller üzerinde farklı kombinasyonlar oluşturulmuştur.

Farklı çivi uzunluklarının, kazıda oluşan deformasyonlar üzerindeki etkilerini araştırmak için Phase²'de oluşturulan modeller üzerinde yalnızca çivi uzunlukları değiştirilerek analiz yapılmıştır. Aşağıda değişken uzunluk modellerini içeren üç durum için analizler gerçekleştirilmiştir.

- Model 1 – Derinlikle artan çivi boyları
- Model 2 – Sabit çivi uzunlukları
- Model 3 – Derinlikle azalan çivi boyları

İstinye Vakasında kullanılan çivi boyları birbirinden farklı olup, üsteki iki çivin boyu kısa tutulmuştur. Analiz sonuçları ve arazi ölçümleri ile sistemin güvenliği test edilmiştir. Çivi uzunluğu etkisini araştırırken kullanılan model analizlerinden $L = 6$ m sabit çivilerle oluşturulan sistemin sınırdaki kaldığı sonucuna varılmıştır. Yani sabit çivi boylarıyla oluşturulan sistemde, performansın istenilen aralıkta kalması için çivi uzunlukları minimum 6 m olmalıdır. Değişken çivi boylarının duvar yüksekliği boyunca nasıl dizilmesi gerektiğini sorgulayabilmek amacıyla üç farklı patern durumu modellenmiştir. Sabit çivi uzunluklarına sahip olan modelde (Model 2) çivi uzunlukları 6 m kabul edilmiştir. Derinlikle artan çivi boylarına sahip olan modelde (Model 1) toplam çivi uzunluğunu korumak amacıyla üsteki iki çivi 4 m, alttaki 4 sırada 6 metre son iki sırada 8 m çivi uzunluğu seçilmiştir. Derinlikle azalan modelde (Model 3) ise bu durumun tam tersi uygulanmıştır. Tüm çiviler İstinye modelinde olduğu gibi yatayla 10° açı yapacak eğimde uygulanmıştır. Modellerde İstinye Vakasından farklı olarak yalnızca çivi boylarında değişiklik yapılmıştır.

Çizelge 4.11’de Phase² yazılımında analiz edilen modellerin servis yükleri altında duvar yüzünde gelişen yanal deplasman değerlerinin derinlikle değişimi verilmiştir. İnşaat tamamlandıktan sonra, Model 1, Model 2 ve Model 3 için Phase² analizinden elde edilen güvenlik katsayıları sırayla 1,40; 1,36 ve 1,16’dır. Model 1, en yüksek güvenlik katsayısına sahip olmakla birlikte maksimum yatay deplasman değerine (duvar üst kotunun yaklaşık 1 m altında) de ulaşmıştır. Bu durumu Model 2 takip etmektedir. Model 3’te emniyet katsayısının en düşük çıkmasının aksine yanal deplasman değerleri üst kotlarda daha düşüktür. Ancak duvar alt yarısında bu durum değişmektedir. Bu durumun değişmesindeki temel etken çivi boyunda yapılan azaltmanın fazla olmasıdır. FHWA tarafından önerilen çivi boyu azaltması çivi uzunluğunun yaklaşık 0,2 L kadar kısılmasıdır. Yani, önerilen çivi uzunluğu 6 m olarak tespit edilmişse alt sıralarda kullanılacak çivi uzunluğu 4,8 m’den kısa tutulmamalıdır. Çünkü alt kotlardaki çiviler stabiliteyi sağlamada etkindir. Model 3’te güvenlik katsayısının bir hayli düşmüş olduğu analiz sonuçlarında görülmektedir. Bu amaçla azalan çivi boyu tekrar simule edilmiştir. En alt sıradaki iki çivi uzunluğu 4 m’den 5 m’ye çıkarılmıştır.

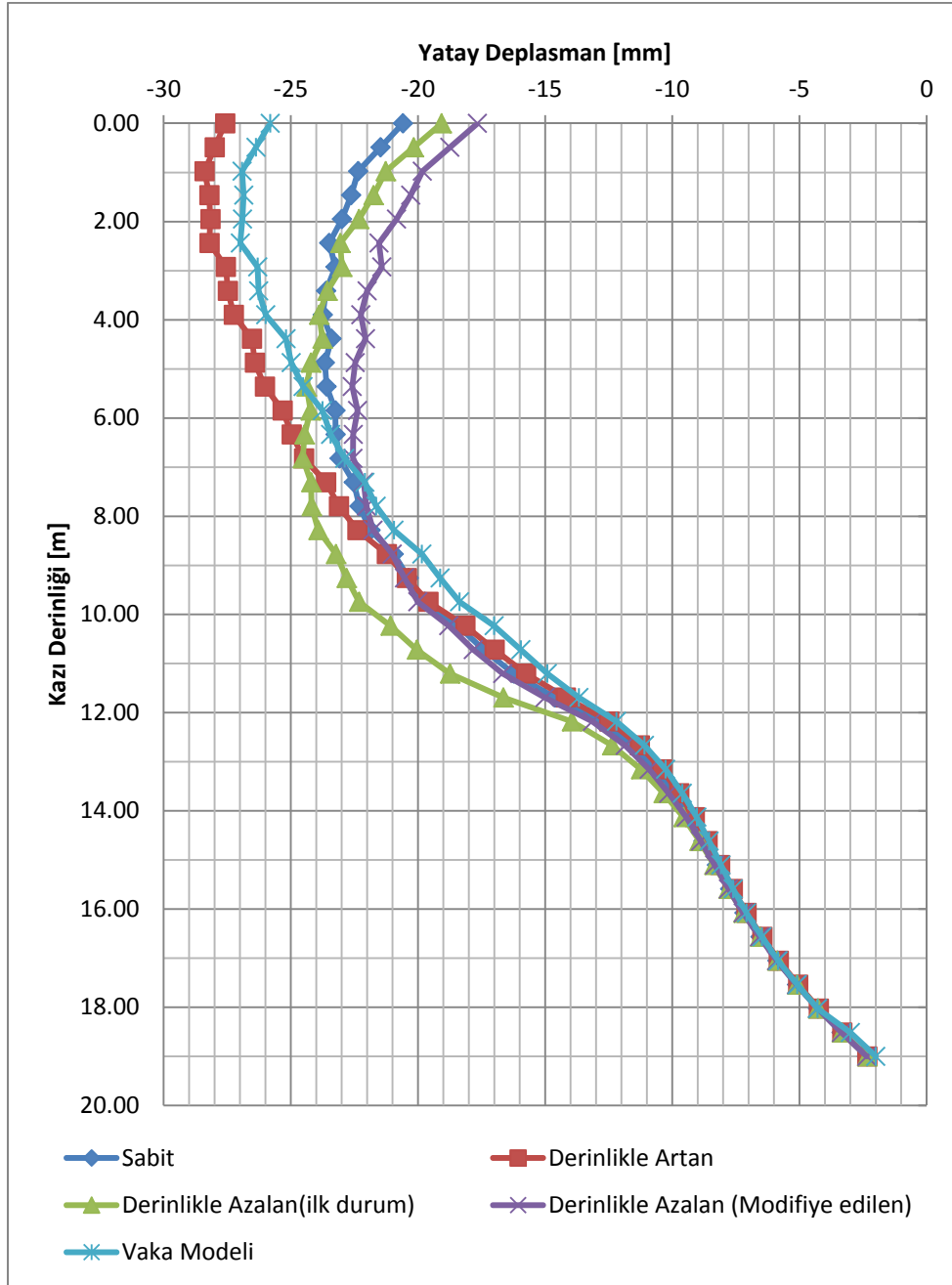
Modifiye edilmiş, derinlikle azalan çivi boyları ile oluşturulan sitemin analiz sonuçları, alt çivi boyundaki azaltmanın FHWA referansları dikkate alınarak yapıldığında optimum sonuçlar ortaya çıkabileceğini göstermektedir. En alttaki iki çivinin yalnızca 1 m uzun olması duvar alt yarısındaki deplasmanları önemli ölçüde azalttığı gibi üst yarıdaki deplasmanları da değiştirmiştir.

Şekil 4.18, vaka modeli de dahil olmak üzere tüm modellerdeki yanal deplasman değişimlerini göstermektedir.

Çizelge 4.11. İstinye Vakası, uzunluk paternine göre oluşturulan modellerin Phase² analiz çıktıları

Kazı Derinliği [m]	Uzunluk Paternine Göre Yatay Deplasmanlar [mm]				
	Sabit	Derinlikle Artan	Derinlikle Azalan (İlk durum)	Derinlikle Azalan (Yeniden)	Vaka Modeli
0.00	-21	-28	-19	-18	-26
0.49	-21	-28	-20	-19	-26
0.97	-22	-28	-21	-20	-27
1.46	-23	-28	-22	-20	-27
1.95	-23	-28	-22	-21	-27
2.44	-23	-28	-23	-22	-27
2.92	-23	-28	-23	-21	-26
3.41	-24	-27	-24	-22	-26
3.90	-24	-27	-24	-22	-26
4.38	-23	-27	-24	-22	-25
4.87	-24	-26	-24	-22	-25
5.36	-24	-26	-24	-23	-25
5.85	-23	-25	-24	-22	-24
6.33	-23	-25	-24	-23	-23
6.82	-23	-24	-25	-23	-23
7.31	-23	-24	-24	-22	-22
7.79	-22	-23	-24	-22	-22
8.28	-22	-22	-24	-22	-21
8.77	-21	-21	-23	-21	-20
9.26	-20	-20	-23	-21	-19
9.74	-20	-20	-22	-20	-18
10.23	-18	-18	-21	-19	-17
10.72	-17	-17	-20	-18	-16
11.21	-16	-16	-19	-17	-15
11.69	-15	-14	-17	-15	-14
12.18	-13	-12	-14	-13	-12
12.67	-12	-11	-12	-12	-11
13.15	-11	-10	-11	-11	-10
13.64	-10	-10	-10	-10	-10
14.13	-9	-9	-10	-9	-9
14.62	-9	-9	-9	-9	-9
15.10	-8	-8	-8	-8	-8
15.59	-8	-8	-8	-8	-8
16.08	-7	-7	-7	-7	-7
16.56	-7	-6	-7	-7	-6
17.05	-6	-6	-6	-6	-6
17.54	-5	-5	-5	-5	-5
18.03	-4	-4	-4	-4	-4
18.51	-3	-3	-3	-3	-3
19.00	-2	-2	-2	-2	-2

	Sabit	Derinlikle Artan	Derinlikle Azalan (İlk durum)	Derinlikle Azalan (Yeniden)	Vaka Modeli
Güvenlik Faktörü	1.36	1.40	1.16	1.30	1.46



Şekil 4.18. Servis Yükleri altında farklı dizilim ve boylardaki çivilerle oluşturulan modellerin deplasman grafikleri-1

Analiz edilen modellere göre, aşamalı kazıda üst kotlara yerleştirilen zemin çivileri yatay deplasmanları azaltma yönünde katkı sağlamaktadır. Alt kısma monte edilen çiviler ise yapı stabilitesini güçlendirmekte daha etkilidir. Bu durumun nedeni daha uzun kullanılan ankraj boylarının göçme yüzeyinin ötesine kadar uzanmasıdır.

İstinye modelinden elde edilen sonuçlar, benzer araştırmanın yapıldığı Shiu ve Chang (2005) tarafından sunulanlar ile uyumludur.

4.4.2. Değişken çivi uzunluğu etkisinin Seattle Vakasında araştırılması

Seattle Vakasında, en üsteki çivinin boyu yerleştirilme açısının büyük olmasından dolayı 0,9 m kısa uygulanmıştır. Analiz sonuçları ve arazi ölçümleri ile sistemin güvenilirliği incelenmiştir. Çivi uzunluğu etkisini araştırırken kullanılan modellerin sonlu eleman analizlerinden, $L = 10$ m sabit çivilerle oluşturulan sistemin güvenlik katsayısının sınırdan kaldığı görülmüştür. Yani sabit çivi boylarıyla oluşturulan sistemde, performansın istenilen aralıkta kalması için çivi uzunlukları minimum 10 m olmalıdır. Değişken çivi boylarının duvar yüksekliği boyunca nasıl dizilmesi gerektiğini sorgulayabilmek amacıyla üç farklı patern durumu incelenmiştir. Sabit çivi uzunluklarına sahip olan modelde çivi uzunlukları 10 m kabul edilmiştir. Derinlikle artan çivi boylarına sahip olan modelde toplam çivi uzunluğunu korumak amacıyla çivi uzunlukları üçerli gruplar oluşturularak, üstten alta doğru 8 m, 10 m ve 12 m uzunlukta çiviler tanımlanmıştır. Derinlikle azalan modelde ise bu durumun tam tersi uygulanmıştır. Tüm çiviler yatayla 15° açı yapacak eğimde uygulanmıştır.

Çizelge 4.12’de Phase² yazılımında analiz edilen modellerin servis yükleri altında duvar yüzünde gelişen yanal deplasman değerlerinin derinlikle değişimi verilmiştir. İnşaat tamamlandıktan sonra, derinlikle artan, sabit ve derinlikle azalan çivi boylarının tanımlandığı üç durum için Phase² analizinden sırasıyla 1,30; 1,39 ve 1,44 güvenlik katsayıları elde edilmiştir.

Modellerin güvenlik katsayıları incelendiğinde, İstinye Park modelindeki davranışa uymadığı gözlemlenmiştir. Yanal deplasmanlar üsteki çivinin en uzun olduğu durumda minimum, en kısa olduğu durumda maksimum değerleri vermekteyken (beklenen etki), güvenlik katsayıları da bu durumla orantılı sonuçlar vermiştir. Seattle modelinde üst sıradaki çiviler alt sıradaki çivilere göre hem deplasmanları kısıtlamada hem de toplam yenilmeye karşı duraylılığı sağlamada daha etkindir.

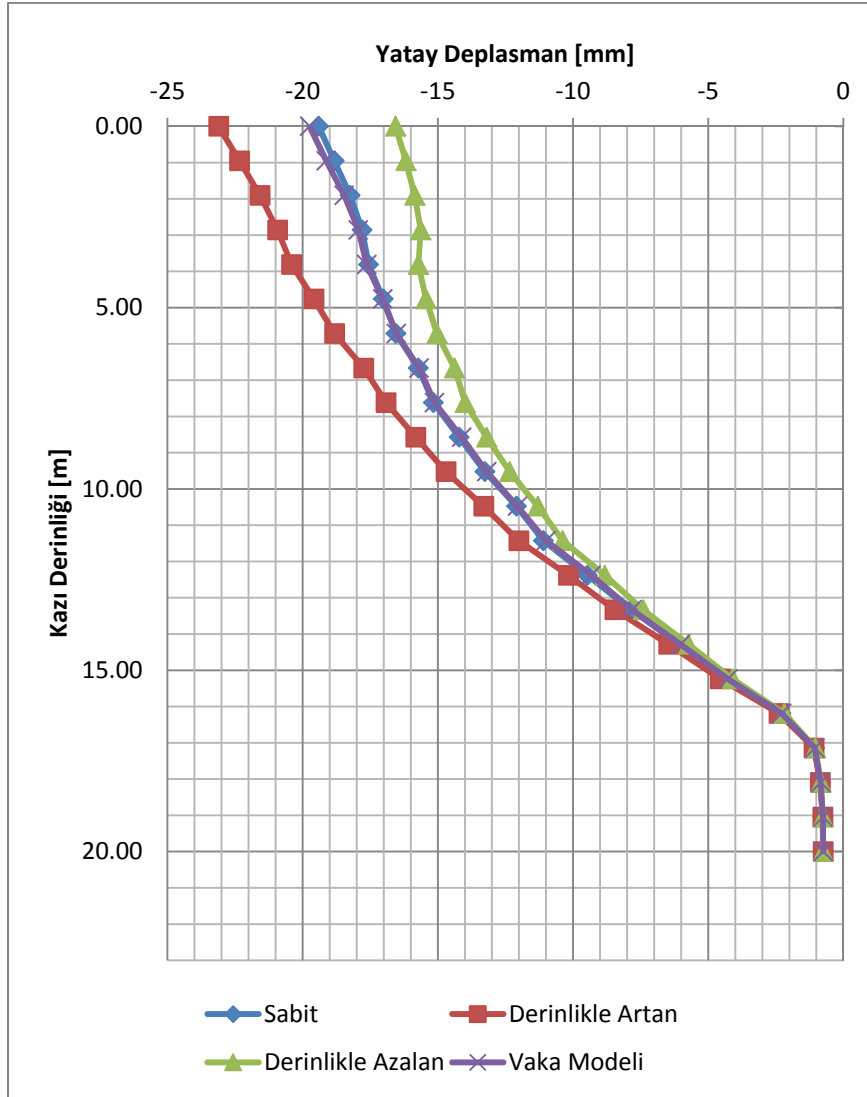
Şekil 4.19, tüm modellerdeki yanal deplasman değişimlerini göstermektedir.

Çizelge 4.12. Seattle Vakası, uzunluk paternine göre oluşturulan modellerin Phase² analiz çıktıları

Kazı Derinliği [m]	Uzunluk Paternine Göre Yatay Deplasmanlar [mm]			
	Sabit L=10 m	Derinlikle Artan (L=8,10,12 m)	Derinlikle Azalan (12,10,8 m)	Vaka Modeli
0.00	-19	-23	-17	-20
0.95	-19	-22	-16	-19
1.90	-18	-22	-16	-18
2.86	-18	-21	-16	-18
3.81	-18	-20	-16	-18
4.76	-17	-20	-15	-17
5.71	-17	-19	-15	-17
6.67	-16	-18	-14	-16
7.62	-15	-17	-14	-15
8.57	-14	-16	-13	-14
9.52	-13	-15	-12	-13
10.48	-12	-13	-11	-12
11.43	-11	-12	-10	-11
12.38	-9	-10	-9	-9
13.33	-8	-8	-7	-8
14.29	-6	-6	-6	-6
15.24	-4	-5	-4	-4
16.19	-2	-2	-2	-2
17.14	-1	-1	-1	-1
18.10	-1	-1	-1	-1
19.05	-1	-1	-1	-1
20.00	-1	-1	-1	-1

	Sabit	Derinlikle Artan	Derinlikle Azalan	Vaka Modeli
Güvenlik Faktörü	1.39	1.30	1.44	1.46

Üsteki çivilerin uzun olduğu modelde yanal deplasmanların kısıtlandığı görülmektedir. Analizlerden elde edilen güvenlik katsayıları da üsteki deplasmanlar ile uyum göstermiştir. Bu durumun nedeni duvar alt yarısında deplasman değişimlerinin çok küçük olmasıdır. Bu amaçla güvenlik katsayısını belirleyen etkenin duvar üst yarısındaki deplasmanlar olduğu sonucuna varılmıştır. Bu durumun verilen zemin parametreleri ile ilgili olduğu düşünülmektedir. 3. Bölüm’ de tanımlanan zemin parametreleri incelendiğinde Elastisite Modülü zemin üst yüzünden alt kotlara doğru artmaktadır. Elastisite Modüllerinin alt kotlarda yüksek olması, yanal deplasmanları sınırlandırmış, güvenlik katsayısında gözlenen durumu ortaya çıkartmıştır.



Şekil 4.19. Servis Yükleri altında farklı dizilim ve boylardaki çivilerle oluşturulan modellerin deplasman grafikleri-2

4.5. Zemin Çivisi Çapının Sistem Performansına Etkisi

FHWA (1998)'e göre, tıpkı çivi uzunluğunda olduğu gibi çivi çapını da belirleyebilmek amacıyla ön tasarım abaklarından yararlanılmaktadır. Bölüm 2'de İstinye Park ve Seattle vakalarının ön tasarım değerlendirilmeleri sunulmuş ve çivi çapları belirlenmiştir. Çivi çapı etkisini araştırmak amacıyla vaka modellerinde yalnızca çaplar değiştirilmiş ve çıkan analiz sonuçları değerlendirilmiştir. Bu amaçla, Phase² yazılımı ile analiz edilen model sonuçlarının ön tasarım abaklarıyla tutarlı olup olmadığı değerlendirilerek optimum çivi çapları saptanmıştır.

4.5.1. Çap etkisinin İstinye Park Vakasında değerlendirilmesi

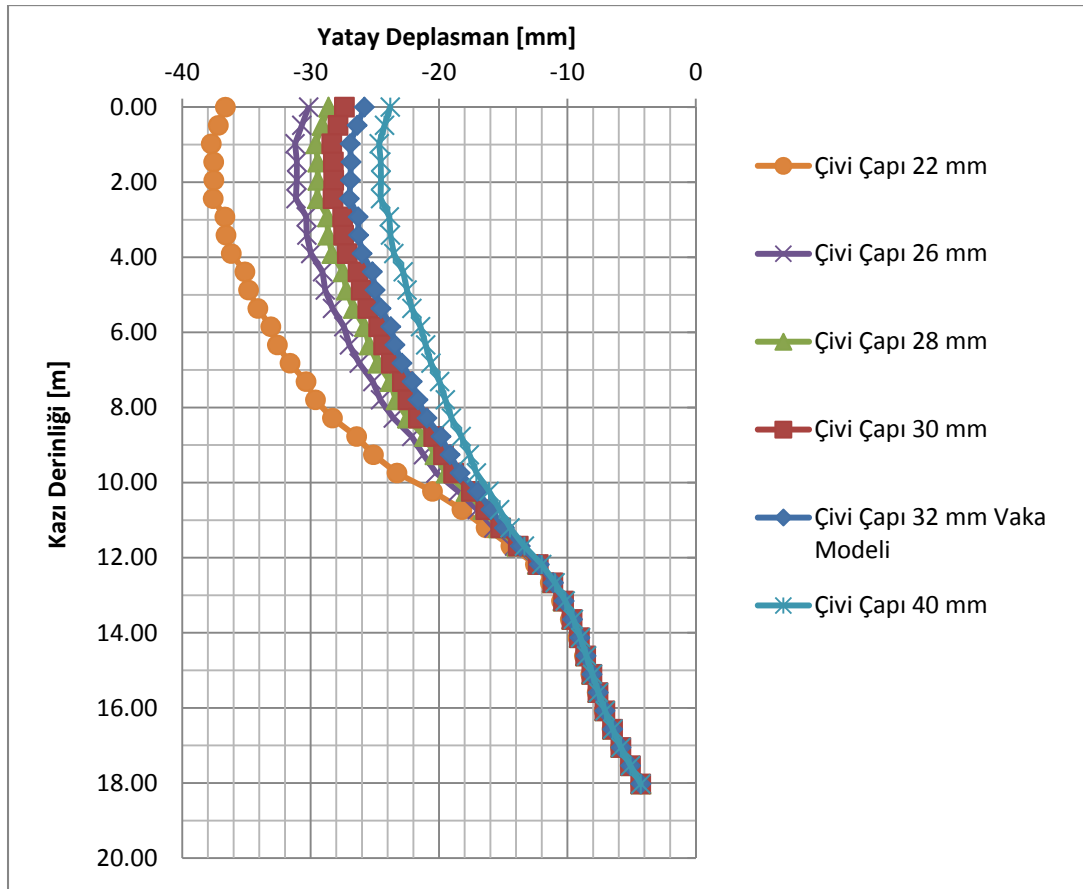
İstinye Park iksa sisteminde uygulanan çivilerin çapları 32 mm'dir. Bölüm 2'de ön tasarım abakları kullanılarak bulunan minimum çivi çapı 28 mm'dir. Yalnızca çivi çapları değiştirilerek zemine yatayla 10° açı yapacak eğimde yerleştirilen çivilerle oluşturulan sistemde Phase² yazılımı ile analizler gerçekleştirilmiş ve çıkan sonuçlar değerlendirilmiştir. Çizelge 4.13'te sunulan sonuçlar, inşaat tamamlandıktan sonra farklı çivi çaplarında kazı aynasında gelişen yanal deplasman değerlerini ve güvenlik katsayılarını göstermektedir.

Çizelge 4.13. Farklı çivi çaplarında servis aşamasında gelişen yanal deplasman değerleri ve güvenlik katsayıları

Kazı Derinliği [m]	Çivi Çaplarına Göre Yatay Deplasmanlar [mm]						
	$\phi=40\text{mm}$	$\phi=32\text{ mm}$ (Vaka Modeli)	$\phi=30\text{mm}$	$\phi=28\text{mm}$	$\phi=26\text{mm}$	$\phi=22\text{mm}$	$\phi=20\text{mm}$
0.00	-24	-26	-27	-29	-30	-37	-223
0.49	-24	-26	-28	-29	-31	-37	-224
0.97	-25	-27	-28	-30	-31	-38	-225
1.46	-25	-27	-28	-29	-31	-38	-225
1.95	-25	-27	-28	-29	-31	-38	-225
2.44	-25	-27	-28	-29	-31	-38	-226
2.92	-24	-26	-28	-29	-30	-37	-225
3.41	-24	-26	-27	-29	-30	-37	-225
3.90	-24	-26	-27	-28	-30	-36	-225
4.38	-23	-25	-26	-27	-29	-35	-224
4.87	-22	-25	-26	-27	-29	-35	-224
5.36	-22	-25	-26	-27	-28	-34	-223
5.85	-21	-24	-25	-26	-27	-33	-223
6.33	-21	-23	-24	-25	-27	-33	-222
6.82	-21	-23	-24	-25	-26	-32	-221
7.31	-20	-22	-23	-24	-25	-30	-219
7.79	-20	-22	-22	-23	-25	-30	-216
8.28	-19	-21	-22	-22	-24	-28	-208
8.77	-18	-20	-20	-21	-22	-26	-191
9.26	-18	-19	-20	-20	-21	-25	-163
9.74	-17	-18	-19	-19	-20	-23	-122
10.23	-16	-17	-17	-18	-19	-21	-76
10.72	-15	-16	-16	-17	-17	-18	-40
11.21	-14	-15	-15	-15	-16	-16	-23
11.69	-13	-14	-14	-14	-14	-14	-16
12.18	-12	-12	-12	-12	-12	-13	-12
12.67	-11	-11	-11	-11	-11	-11	-11
13.15	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10
13.64	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10
14.13	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9
14.62	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9
15.10	-8	-8	-8	-8	-8	-8	-8
15.59	-8	-8	-8	-8	-8	-8	-8
16.08	-7	-7	-7	-7	-7	-7	-7
16.56	-6	-6	-6	-6	-6	-7	-7
17.05	-6	-6	-6	-6	-6	-6	-6
17.54	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5
18.03	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4

	$\phi=40\text{mm}$	$\phi=32\text{ mm}$ (Vaka Modeli)	$\phi=30\text{mm}$	$\phi=28\text{mm}$	$\phi=26\text{mm}$	$\phi=22\text{mm}$	$\phi=20\text{mm}$
Güvenlik Faktörü	1.47	1.46	1.43	1.39	1.30	1.01	0.93

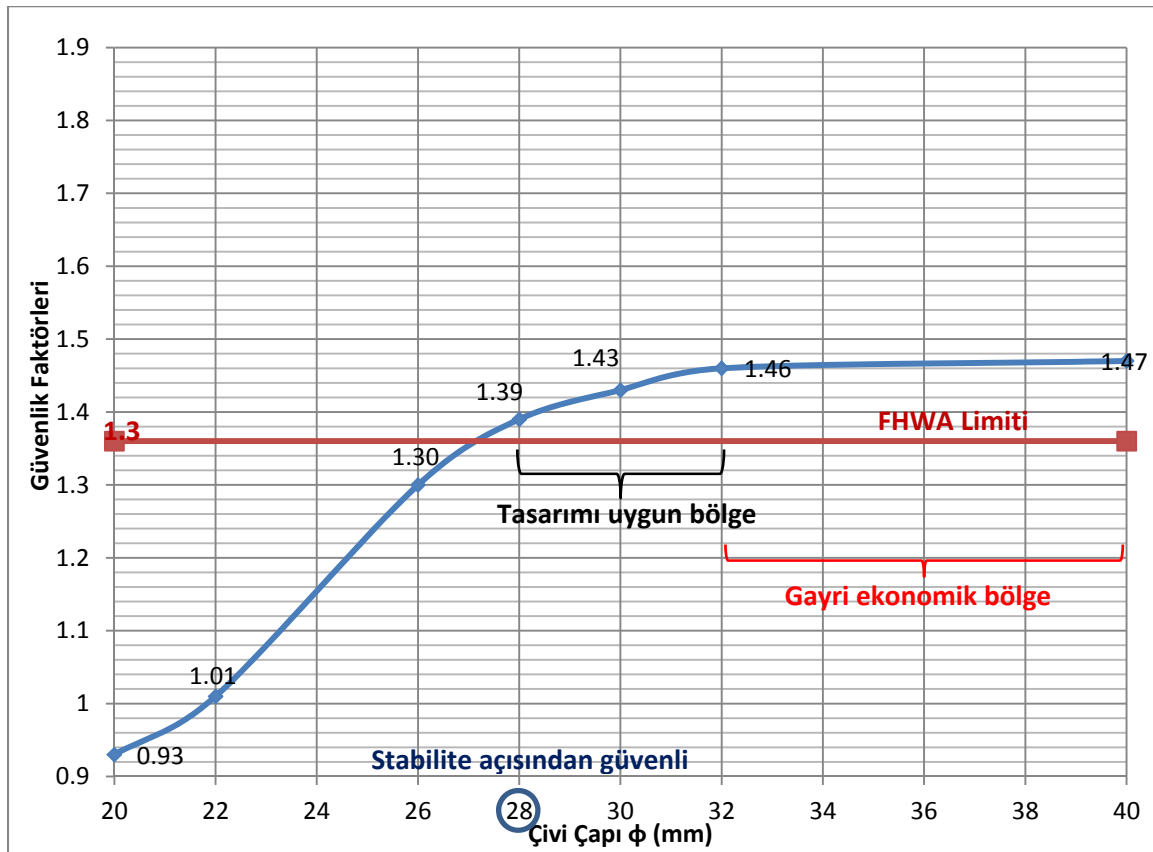
Phase² analiz sonuçları, çivi çapı 22 mm seçildiği zaman sistemin yenilme sınırında olduğunu göstermektedir. Çivi çapının 20 mm olarak seçildiği modelde güvenlik katsayısı 1'den küçüktür ve sistem yenilmiştir. Bu durum kazı aynasında gelişen deplasman değerlerinden de görülmektedir. FHWA tarafından oluşturulan formül ve abaklarda [1] çivi çapının ön tasarımında 1,35 olan güvenlik katsayısı hesaba dahil edilmiştir. Yani ön tasarım abakları, 1,35 güvenlik katsayı değerini vermesi olası olan çivi çapını tahmin etmeye çalışmaktadır. FHWA tarafından 1,35 olarak kabul edilen güvenlik katsayısına göre değerlendirilen ön tasarımda, çivi çapı yaklaşık 28 mm hesaplanmıştır. Phase² analizinde çivi çapının 28 mm olarak kullanıldığı sistemde, hesaplanan güvenlik katsayısı 1,39'dur. Sistemin güvenli bir şekilde duraylılığını koruyabilmesi açısından analizlerden elde edilen sonuçlara göre minimum çivi çapı $\phi=28$ mm olmalıdır (güvenlik katsayısı $1,39>1,36$). Analiz sonuçlarından belirlenen çivi çapı, FHWA tarafından önerilen abaklardan yararlanarak bulunan çivi çapı ile özdeştir. Bu durum aynı zamanda Phase² yazılımındaki güvenlik katsayısı tahminine olan güveni arttırmaktadır.



Şekil 4.20. Farklı çivi çaplarındaki modellerin Phase² analizinde hesaplanan yanal deplasman grafikleri-1

Şekil 4.20, inşaat tamamlandıktan sonra kazı yüzünde gelişen yanal deplasmanların derinlikle değişimini gösteren grafikleri bir arada sunmaktadır. Deplasman artışının grafikten kolay belirlenebilmesi amacıyla sistemin yenildiği model sonuçları dahil edilmemiştir.

Deplasman sonuçları ve güvenlik katsayıları birlikte değerlendirildiğinde, $\phi = 28-32$ mm çivi çaplarının optimum olduğu düşünülmektedir. Çapın bu aralıktan sonra daha da artması, sisteme deplasmanlar ve güvenlik katsayısı açısından önemli bir katkı sağlamamaktadır. Şekil 4.21’de çivi çaplarına bağlı olarak değişen güvenlik katsayılarının grafiği görülmektedir.



Şekil 4.21. İstinye Park İksasında çivi çaplarına bağlı olarak değişen güvenlik katsayıları

4.5.2. Çap etkisinin Seattle Vakasında değerlendirilmesi

Çivi çapının sistem performansı üzerinde etkisini ve FHWA tarafından önerilen abaklarla yapılan ön tasarım değerlendirmesinin uygunluğunu araştırmak amacıyla Seattle Vakası üzerinde sadece çivi çapları değiştirilerek parametrik sonlu eleman analizleri

gerçekleştirilmiştir. Oluşturulan modellerde tüm çivi eğimleri $\alpha=15^\circ$ kabul edilmiştir. Modellerde kullanılan çivi çapları $\phi=22$ mm, $\phi=24$ mm, $\phi=26$ mm, $\phi=28$ mm, $\phi=32$ mm, $\phi=36$ mm, $\phi=38$ mm ve $\phi=40$ mm olarak seçilmiştir. Phase² yazılımında analiz edilen modellerde inşaat tamamlandıktan sonra inklinometrenin yerleştirildiği kesimde (duvar yüzünden 91 cm uzakta) hesaplanan yanıl deplasmanlar ve nihai güvenlik katsayıları Çizelge 4.14'te verilmiştir.

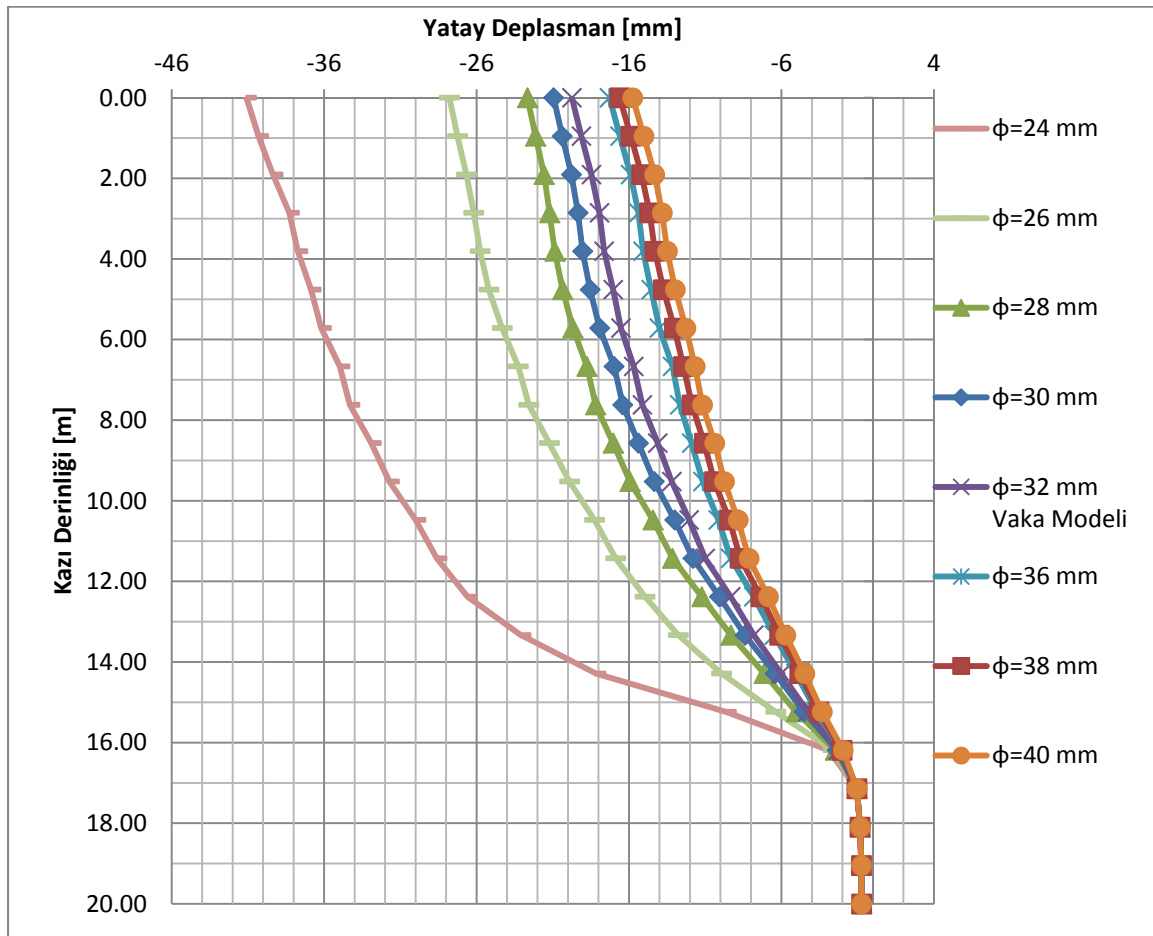
Çizelge 4.14. Farklı çivi çapları kullanılarak oluşturulan modellerin Phase² analiz sonuçları

Kazı Derinliği [m]	Çivi Çaplarına Göre Yatay Deplasmanlar [mm]								
	$\phi=22$ mm (Yenilme)	$\phi=24$ mm (Yenilme)	$\phi=26$ mm	$\phi=28$ mm	$\phi=30$ mm	$\phi=32$ mm Vaka Modeli	$\phi=36$ mm	$\phi=38$ mm	$\phi=40$ mm
0.00	-74	-41	-28	-23	-21	-20	-17	-17	-16
0.95	-74	-40	-27	-22	-20	-19	-17	-16	-15
1.90	-73	-39	-27	-22	-20	-18	-16	-15	-14
2.86	-72	-38	-26	-21	-19	-18	-15	-15	-14
3.81	-72	-38	-26	-21	-19	-18	-15	-14	-13
4.76	-71	-37	-25	-20	-19	-17	-15	-14	-13
5.71	-71	-36	-24	-20	-18	-17	-14	-13	-12
6.67	-70	-35	-23	-19	-17	-16	-13	-12	-12
7.62	-70	-34	-23	-18	-16	-15	-13	-12	-11
8.57	-68	-33	-21	-17	-15	-14	-12	-11	-10
9.52	-68	-32	-20	-16	-14	-13	-11	-10	-10
10.48	-66	-30	-18	-14	-13	-12	-10	-9	-9
11.43	-64	-29	-17	-13	-12	-11	-9	-9	-8
12.38	-59	-27	-15	-11	-10	-9	-8	-7	-7
13.33	-49	-23	-13	-9	-8	-8	-6	-6	-6
14.29	-38	-18	-10	-7	-6	-6	-5	-5	-4
15.24	-18	-10	-6	-5	-5	-4	-4	-4	-3
16.19	-4	-3	-3	-2	-2	-2	-2	-2	-2
17.14	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
18.10	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
19.05	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
20.00	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

	$\phi=22$ mm	$\phi=24$ mm	$\phi=26$ mm	$\phi=28$ mm	$\phi=30$ mm	$\phi=32$ mm Vaka Modeli	$\phi=36$ mm	$\phi=38$ mm	$\phi=40$ mm
Güvenlik Faktörü	0.91	0.95	1.07	1.22	1.36	1.46	1.57	1.61	1.62

Seattle Vakasında kullanılan çivi çapı $\phi=32$ mm'dir. FHWA tarafından hazırlanan ve ön tasarımda, tasarımcıya yol gösteren abaklar kullanılarak hesaplanan çivi çapı ise $\phi=38$ mm'dir. İlgili hesaplamalar 2. bölümde anlatılmaktadır. Analizler ve arazi ölçümleri 32 mm çapında çiviler kullanılarak uygulanan Seattle Duvarı'nda istenilen performansın elde edildiğini göstermiştir. FHWA tarafından önerilen abaklar, önceki uygulanan vakaların ve arazi deneyimlerinin bir sonucudur. Mühendise tasarım kısmında yol göstererek, parametrelerin seçimlerini hızlandırmayı ve daha etkin çözümler sunabilmeyi amaçlamıştır. Kullanılan formül ve abaklarda zemin mukavemet parametreleri ve birim hacim ağırlığı, sistemin duvar yüksekliği ve seçilen çivi aralıklarına göre bir çap belirlenir. Seattle Vakası analizinden de görüldüğü üzere abaklar ile hesaplanan çivi çapı analiz sonuçları ve uygulamalarına göre daha büyüktür.

Analiz sonuçları 24 mm çivi çapı kullanıldığında sistemin yenileceğini göstermektedir. Bu durumda duvar üst kotunda yanal deplasmanlar 41 mm olarak hesaplanmıştır. Güvenlik katsayılarına göre değerlendirme yapıldığında çivi çapının minimum değeri $\phi=30$ mm olarak tespit edilmiştir. Seattle vakasında kullanılan çapın analiz sonuçları ve arazi ölçümleri ile güvenli tarafta kaldığı görülmektedir. Çapı arttırmak deplasmanları sınırlamaktadır. Ancak sistem stabilitesini sağlamada daha etkilidir. Çivilerin çalışma mekanizması zemin ile çivi arasında oluşan ara yüzdeki adezyon ile sağlanmaktadır. Duvar harekete başladığında ara yüzde oluşan sürtünme kuvvetinin etkisi ile çivilerde çekme kuvveti oluşmaktadır. Bundan dolayı seçilen çivi çapının yanında delik çapı ve enjeksiyonun önemi son derece büyüktür. Şekil 4.22’de seçilen çivi çaplarıyla analiz edilen modellerde inşaat tamamlandıktan sonra hesaplanan yanal deplasman değerlerinin derinlikle değişimleri sunulmaktadır.



Şekil 4.22. Farklı çivi çapları kullanılarak oluşturulan modellerin deplasman grafikleri-2

4.6. Çivi Yatay Aralıklarının Sistem Performansına Etkisinin Araştırılması

FHWA (1998, 2015)'de çivi yatay ve düşey aralıklarının (zemin koşullarının elverdiği ölçüde) 2 m'ye kadar çıkarılabileceği söylenmektedir [1, 3]. Aşamalı olarak kazılan çivili duvar yapılarında aşama kazısı 1-2 gün desteksiz durabilmelidir. Adım kazı yüksekliği bu şekilde belirlenebilir. Genellikle, çivilerin düşey aralıkları adım kazısı ile eşit alınır. FHWA (2015)'te, çivi yatay ve düşey aralık çarpımının ($S_h \times S_v$ değerinin) 3,35-3,90 m²'yi geçmemesi gerektiği önerilmektedir. Bu amaçla ön tasarım aşamasında, çivi düşey aralıkları belirlendikten sonra, yatay aralıklara bu şekilde karar verilebilir. Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisi İstinye Park ve Seattle Vakaları kullanılarak araştırılmıştır.

4.6.1. Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin İstinye Park Vakasında araştırılması

İstinye Park zemin çivili kazı iksası uygulama projesinde sekiz sıra zemin çivisi düşey aralığı $S_v=1,5$ m, yatay aralığı $S_h=2,0$ m olacak şekilde zemine yerleştirilmiştir. Çivi yatay aralıklarının etkisini araştırmak amacıyla modellerde yalnızca çivi yatay aralıkları değiştirilen 8 adet zemin çivisi yatayla 10° açı yapacak şekilde 1,5 m düşey aralıkla uygulanmıştır. Analiz edilen modellerde çivilerin yatay aralıkları 0,5 m, 1 m, 1,5 m, 2 m, 2,5 m, 3 m, 3,5 m, 4 m, 4,5m olarak alınmıştır. Tüm bu aralıklarla oluşturulan modellerin analizinden elde edilen sonuçlar Çizelge 4.15'te gösterilmektedir.

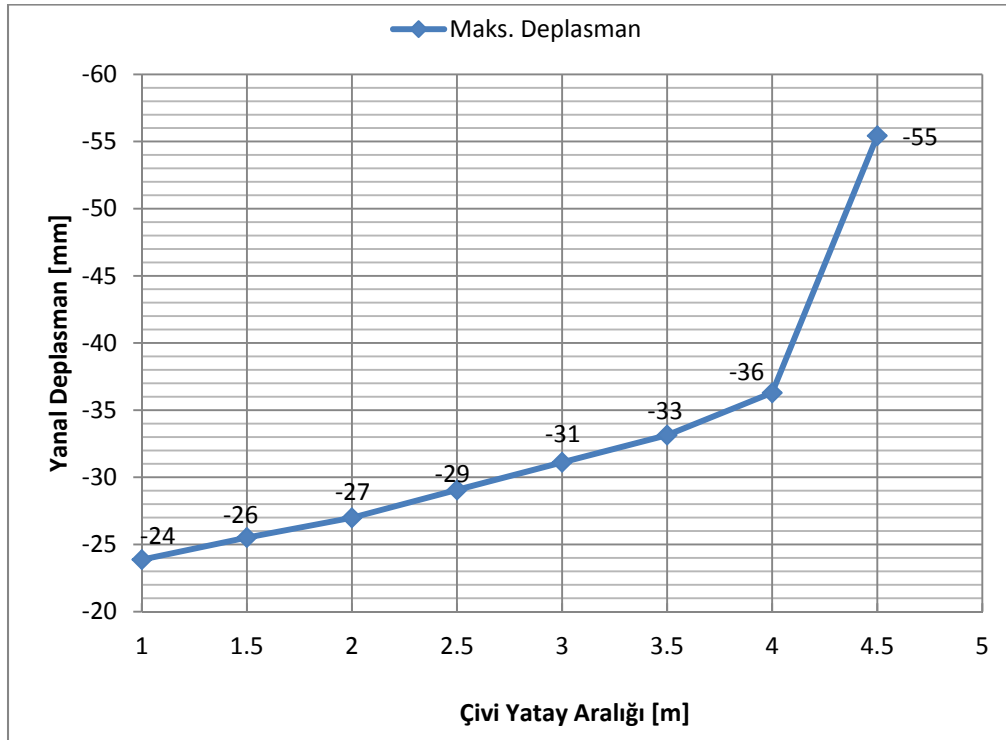
Çizelge 4.15. Servis yükleri altında farklı yatay çivi aralıklarına sahip modellerin analiz sonuçları

Kazı Derinliği [m]	Çivi Yatay Aralıklarına Göre Yatay Deplasmanlar [mm]							
	Sh=1 m	Sh=1.5 m	Sh=2 m (Vaka Modeli)	Sh=2.5 m	Sh=3 m	Sh=3.5 m	Sh=4 m	Sh=4.5 m
0.00	-23	-25	-26	-28	-30	-32	-35	-54
0.49	-24	-25	-26	-29	-31	-33	-36	-55
0.97	-24	-26	-27	-29	-31	-33	-36	-55
1.46	-24	-25	-27	-29	-31	-33	-36	-55
1.95	-24	-25	-27	-29	-31	-33	-36	-55
2.44	-24	-25	-27	-29	-31	-33	-36	-55
2.92	-23	-25	-26	-28	-30	-32	-35	-54
3.41	-23	-25	-26	-28	-30	-32	-35	-54
3.90	-23	-24	-26	-28	-30	-32	-35	-53
4.38	-22	-23	-25	-27	-29	-31	-34	-52
4.87	-22	-23	-25	-27	-29	-31	-34	-52
5.36	-21	-23	-25	-26	-28	-30	-33	-51
5.85	-21	-22	-24	-25	-27	-29	-32	-50
6.33	-20	-22	-23	-25	-27	-29	-31	-49
6.82	-20	-21	-23	-24	-26	-28	-30	-48
7.31	-19	-21	-22	-23	-25	-27	-29	-47
7.79	-19	-20	-22	-23	-24	-26	-28	-47
8.28	-18	-20	-21	-22	-23	-25	-27	-45
8.77	-18	-19	-20	-21	-22	-23	-25	-42
9.26	-17	-18	-19	-20	-21	-22	-24	-37
9.74	-17	-17	-18	-19	-20	-21	-23	-30
10.23	-16	-16	-17	-18	-18	-19	-20	-24
10.72	-15	-15	-16	-16	-17	-17	-18	-19
11.21	-14	-15	-15	-15	-16	-16	-16	-17
11.69	-13	-13	-14	-14	-14	-14	-14	-15
12.18	-12	-12	-12	-12	-12	-12	-12	-13
12.67	-11	-11	-11	-11	-11	-11	-11	-11
13.15	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-11
13.64	-9	-10	-10	-10	-10	-10	-10	-10
14.13	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9
14.62	-8	-9	-9	-9	-9	-9	-9	-9
15.10	-8	-8	-8	-8	-8	-8	-8	-8
15.59	-8	-8	-8	-8	-8	-8	-8	-8
16.08	-7	-7	-7	-7	-7	-7	-7	-7
16.56	-6	-6	-6	-6	-6	-6	-6	-7
17.05	-6	-6	-6	-6	-6	-6	-6	-6
17.54	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5
18.03	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4	-4
18.51	-3	-3		-3	-3	-3	-3	-3
19.00	-2	-2		-2	-2	-2	-2	-2

	Sh=1 m	Sh=1.5 m	Sh=2 m (Vaka Modeli)	Sh=2.5 m	Sh=3 m	Sh=3.5 m	Sh=4 m	Sh=4.5 m
Güvenlik Faktörü	1.47	1.47	1.46	1.41	1.30	1.19	1.08	1.00

Phase² yazılımı ile analiz edilen modeller, çivi yatay aralıklarının 4,5m'ye kadar arttırılması durumunda sistemin yenilme sınırına ulaştığını göstermektedir. Deplasman değerleri de bu sonucu doğrulamaktadır. Analizlerden elde edilen sonuçlara göre, sistem stabilitesinin güvenli tarafta kalması amacıyla seçilmesi gerekli aralığın 2,5 m'den fazla olmaması önerilmektedir. 2,5 m yatay çivi aralıkları ile oluşturulan sistemde, yatay ve

düşey aralıklarından elde edilen çarpım ($S_h \times S_v$) $3,75 \text{ m}^2$ olarak bulunur. Bu değer FHWA tarafından önerilen sınırlarda kalmaktadır. Analiz sonuçlarına göre güvenli tarafta kalmayan 3 m yatay aralık seçildiğinde bu çarpımdan $4,5 \text{ m}^2$ elde edilir ki, çıkan sonuç sınır değer olan $3,9 \text{ m}^2$ 'den büyüktür. Farklı çivi aralıklarıyla oluşturulan sistemlerde, servis yükleri altında hesaplanan maksimum deplasman değerleri Şekil 4.23'te görülmektedir. Grafikte çivi aralıkları ile yanal deplasmanlar yaklaşık olarak doğrusal bir oranda artmaktadır. Sistemin yenildiği aralıkta deplasmanlar bu doğrudan hızla uzaklaşmıştır. Şekil 4.23'te doğrunun eğiminin hızlı bir şekilde arttığı görülmektedir. Analizlerden elde edilen bir diğer sonuç da İstinye vakasında seçilen $S_h=2,0 \text{ m}$ yatay aralığın optimum değer olarak değerlendirilebileceğidir. Sonuçlardan görüldüğü üzere 1,5 m ve 1,0 m'ye kadar düşürülen aralıklarla oluşturulan sistemlerin hem güvenlik katsayısı hem de deplasman sonuçları vaka modeli ile oldukça yakın sonuçlar vermiştir. Bu sonuçlar çivi aralıklarının seçiminin oldukça önemli olduğunu göstermektedir. Sistemdeki çivi aralıkların fazla seçilmesi duraylılığı kaybetmeye sebep olacağı gibi az seçilmesi sistem performansında önemli bir artışa yol açmayarak yapının ekonomik olma özelliğini kaybettirmektedir.



Şekil 4.23. Farklı çivi aralıkları ile oluşturulan sistemlerde servis yükleri altında kazı yüzünde hesaplanan maksimum deplasman değerleri-1

4.6.2. Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin Seattle Vakasında araştırılması

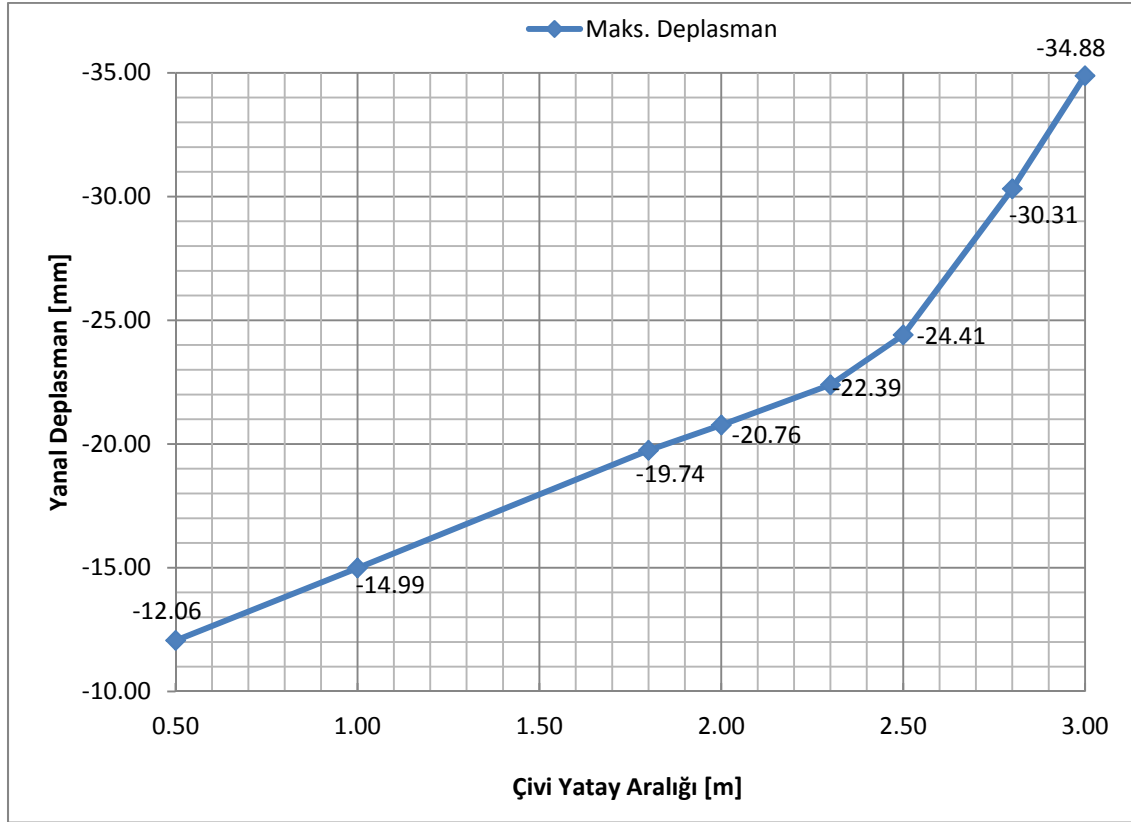
Seattle zemin çivili kazı iksası uygulama projesinde dokuz sıra zemin çivisi düşey ve yatay aralığı $S_v=1,8$ m, $S_h=1,8$ m olacak şekilde zemine yerleştirilmiştir. Çivi yatay aralıkları etkisini araştırmak amacıyla modellerde yalnızca çivi yatay aralıkları değiştirilen dokuz sıra zemin çivisi yatayla 15° açı yapacak şekilde 1,8 m düşey aralıkla uygulanmıştır. Analiz edilen modellerde çivilerin yatay aralıkları 0,5 m, 1 m, 1,8 m, 2 m, 2,3 m, 2,5 m, 2,8 m ve 3 m olarak alınmıştır. Tüm bu aralıklarla oluşturulan modellerin analizinden elde edilen sonuçlar Çizelge 4.16'da gösterilmektedir.

Phase² yazılımı ile analiz edilen modellerde, çivi yatay aralıklarının 2,8 m'ye arttırılması durumunda sistemin yenilme sınırında olduğu görülmektedir. Bu aralık 3 m'ye çıktığında sistem yenilmektedir. Deplasman değerleri de bu sonucu doğrulamaktadır. Analizlerden elde edilen sonuçlara göre, sistem stabilitesinin güvenli tarafta kalması amacıyla seçilmesi gerekli aralığın 2,0 m'den fazla olmaması önerilmektedir. 2.0 m yatay çivi aralıkları ile oluşturulan sistemde, yatay ve düşey aralıklarından elde edilen çarpım ($S_h \times S_v$) $3,6 \text{ m}^2$ olarak bulunur. Bu değer FHWA tarafından önerilen sınırlarda kalmaktadır. Analiz sonuçlarına göre güvenli tarafta kalmayan 2,3 m yatay aralık seçildiğinde bu çarpımdan $4,14 \text{ m}^2$ elde edilir ki, çıkan sonuç sınır değer olan $3,9 \text{ m}^2$ 'den büyüktür. Farklı çivi aralıklarıyla oluşturulan sistemlerde, servis yükleri altında hesaplanan maksimum deplasman değerleri Şekil 4.24'te görülmektedir.

Çizelge 4.16. Farklı yatay çivi aralıklarına sahip modellerin İnşaat sonrası analiz sonuçları

Kazı Derinliği [m]	Çivi Yatay Aralıklarına Göre Yatay Deplasmanlar [mm]							
	$S_h=0.5$ m	$S_h=1.0$ m	$S_h=1.8$ m Vaka Modeli	$S_h=2.0$ m	$S_h=2.3$ m	$S_h=2.5$ m	$S_h=2.8$ m	$S_h=3.0$ m (Yenilme)
0.00	-12	-15	-20	-21	-22	-24	-30	-35
0.95	-11	-14	-19	-20	-22	-24	-30	-34
1.90	-11	-14	-18	-20	-21	-23	-29	-33
2.86	-10	-13	-18	-19	-21	-23	-28	-32
3.81	-10	-13	-18	-19	-21	-23	-28	-32
4.76	-9	-12	-17	-18	-20	-22	-27	-31
5.71	-9	-11	-17	-18	-19	-21	-26	-30
6.67	-8	-11	-16	-17	-18	-20	-25	-29
7.62	-8	-10	-15	-16	-18	-20	-25	-28
8.57	-7	-10	-14	-15	-17	-19	-23	-27
9.52	-6	-9	-13	-14	-16	-17	-22	-26
10.48	-6	-8	-12	-13	-14	-16	-20	-24
11.43	-5	-8	-11	-12	-13	-14	-19	-23
12.38	-5	-6	-9	-10	-11	-12	-17	-21
13.33	-4	-5	-8	-8	-9	-10	-15	-18
14.29	-3	-4	-6	-6	-7	-8	-12	-14
15.24	-2	-3	-4	-4	-5	-6	-7	-8
16.19	-2	-2	-2	-2	-2	-3	-3	-3
17.14	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
18.10	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
19.05	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
20.00	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1

	$S_h=0.5$ m	$S_h=1.0$ m	$S_h=1.8$ m Vaka Modeli	$S_h=2.0$ m	$S_h=2.3$ m	$S_h=2.5$ m	$S_h=2.8$ m	$S_h=3.0$ m (Yenilme)
Güvenlik Faktörü	1.67	1.63	1.46	1.38	1.25	1.20	1.08	0.96



Şekil 4.24. Farklı çivi aralıkları ile oluşturulan sistemlerde servis yükleri altında kazı yüzünde hesaplanan maksimum deplasman değerleri-2

Şekil 4.24'te sunulan grafikte çivi aralıklarının değişmesi ile oluşan yanal deplasman sonuçları yaklaşık 2,2 m yatay aralığa dek doğrusal orantılıdır. Sistem yenilme sınırına geldiğinde bu ilişki ortadan kalkmaktadır.

4.7. Çivi Akma Dayanımının Sistem Performansına Etkisi

Çivili iksa yapılarında kullanılan inşaat demiri ya da bu amaçla üretilen donatıların akma dayanımları genellikle 410 MPa ile 620 MPa arasında değişmektedir. Çivi akma dayanımlarındaki değişimin sistem performansı üzerinde etkisi, İstinye ve Seattle vaka modelleri üzerinden araştırılmıştır.

4.7.1. Çivi akma dayanımının İstinye Vakasında araştırılması

Çivi akma dayanımı, çivi çapı ile birlikte çekme kapasitesini belirlemektedir. Bu araştırma aynı zamanda çivi çekme kapasitesinin etkisini de araştırmaktadır. İstinye Park modelini örnek olarak gerçekleştirilen modellerde uygulanan çivilerin eğimi $\alpha=10^\circ$ alınmış ve

modellerde yalnızca çivi akma dayanımları ile çapları değiştirilerek bu parametrelerin sistem üzerinde etkileri araştırılmıştır.

Vakada uygulanan çivi çapı $\phi=32$ mm ve akma dayanımı $f_y=420$ MPa'dır. Bu durumda çivi çekme kapasitesi 337 kN olarak hesaplanmıştır. Araştırılacak modellerde kullanılan çivi çapı ve akma dayanımı birinci modelde $\phi=32$ mm $f_y=500$ Mpa, ikincide $\phi=30$ mm $f_y=500$ MPa ve son modelde $\phi=34$ mm $f_y=420$ MPa olarak alınmıştır. Araştırılan modellerin çekme kapasiteleri sırasıyla, 402 kN, 353 kN, 381 kN olarak hesaplanmıştır. Phase² yazılımında analiz edilen modellerde servis yükleri altında kazı yüzünde gelişen yanal deplasman değerleri ve ayrıca güvenlik katsayıları hesaplanmıştır. Bu sonuçlar Çizelge 4.17'de görülmektedir. Çivi çapının bu vakadaki etki sonuçlarına göre, optimum çivi çapının $\phi=30-32$ mm olduğu alt Bölüm 4.4.1'de açıklanmıştır. Kazı yüzünde gelişen yanal deplasman ve güvenlik katsayılarının seçilen çivi çapından çok etkilenmemesi başka bir deyişle çekme kapasitesi araştırmasında çap etkisinin baskın çıkmaması amacıyla, araştırmada 30, 32 ve 34 mm çivi çapları seçilmiştir.

Çizelge 4.17'de gösterilen sonuçlar incelendiğinde güvenlik katsayılarının ve yanal deplasmanların önemli oranda değişmediği görülmektedir. Araştırmalar ve deney sonuçları da sistem performansını belirleyen unsurun büyük oranda çivi ile zemin arasındaki sürtünmeden kaynaklandığını doğrulamaktadır [1]. Sonuç olarak çivi çapının etkisi yanında çivi mukavemet özelliklerinin etkisi yenilmeden uzak tasarımlarda ihmal edilecek kadar küçüktür.

Çizelge 4.17. Farklı çekme kapasitelerine sahip çivilerle oluşturulan yapılarda servis yükleri altında gelişen yanal deplasman ve güvenlik katsayısı sonuçları

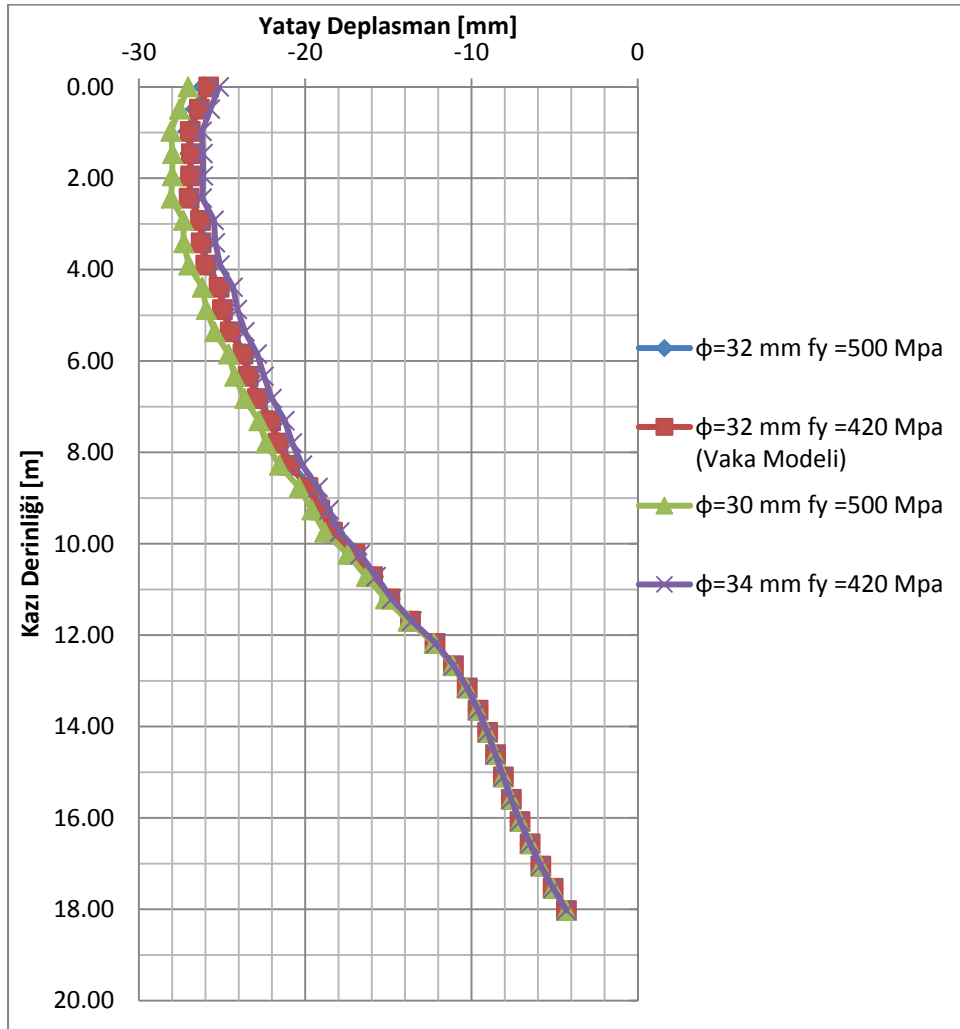
Kazı Derinliği [m]	Çivi Çapı ve Akma Dayanımlarına Göre Yatay Deplasmanlar [mm]			
	$\phi=32$ mm $f_y=420$ Mpa (Vaka Modeli)	$\phi=32$ mm $f_y=500$ Mpa	$\phi=30$ mm $f_y=500$ Mpa	$\phi=34$ mm $f_y=420$ Mpa
0.00	-26	-26	-27	-25
0.49	-26	-27	-28	-26
0.97	-27	-27	-28	-26
1.46	-27	-27	-28	-26
1.95	-27	-27	-28	-26
2.44	-27	-27	-28	-26
2.92	-26	-26	-27	-25
3.41	-26	-26	-27	-25
3.90	-26	-26	-27	-25
4.38	-25	-25	-26	-24
4.87	-25	-25	-26	-24
5.36	-25	-24	-25	-24
5.85	-24	-24	-25	-23
6.33	-23	-23	-24	-22
6.82	-23	-23	-24	-22
7.31	-22	-22	-23	-21
7.79	-22	-22	-22	-21
8.28	-21	-21	-22	-20
8.77	-20	-20	-20	-19
9.26	-19	-19	-20	-19
9.74	-18	-18	-19	-18
10.23	-17	-17	-17	-17
10.72	-16	-16	-16	-16
11.21	-15	-15	-15	-15
11.69	-14	-14	-14	-14
12.18	-12	-12	-12	-12
12.67	-11	-11	-11	-11
13.15	-10	-10	-10	-10
13.64	-10	-10	-10	-10
14.13	-9	-9	-9	-9
14.62	-9	-9	-9	-9
15.10	-8	-8	-8	-8
15.59	-8	-8	-8	-8
16.08	-7	-7	-7	-7
16.56	-6	-6	-6	-6
17.05	-6	-6	-6	-6
17.54	-5	-5	-5	-5
18.03	-4	-4	-4	-4

	Çivi Çapı ve Akma Dayanımlarına Göre Yatay Deplasmanlar [mm]			
	$\phi=32$ mm $f_y=420$ Mpa (Vaka Modeli)	$\phi=32$ mm $f_y=500$ Mpa	$\phi=30$ mm $f_y=500$ Mpa	$\phi=34$ mm $f_y=420$ Mpa
Güvenlik Faktörü	1.46	1.46	1.45	1.46
Çekme Kapasitesi (kN)	337	402	353	381

$\phi=30$ mm ve $f_y=420$ MPa olarak alınan örnekte güvenlik katsayısı 1,43 olarak bulunmuştur. Çizelge 4.17'den görüldüğü üzere, akma dayanımının 500 MPa'a kadar

ıkarılması güvenlik katsayısında yalnızca 0,03'lk bir artışa sebep olmuştur. Bu sonuç da çekme kapasitesi etkisinin göreceli olarak küçük olduğunu göstermektedir.

ivi mukavemet özelliklerinin yanal deplasmanlar üzerindeki etkisi deplasman profillerini bir arada sunan Şekil 4.25'te gösterilmektedir. Şekilden de görüldüğü üzere deplasman değişimleri de son derece küçüktür. Bu küçük değişimlerin kaynağı ise akma dayanımı değil ivinın çapıdır.



Şekil 4.25. Farklı ivi çapı ve akma dayanımlarına sahip modellerin Phase² analizinde hesaplanan yanal deplasman grafikleri-1

Ancak, tüm bu değerlendirmelerin yanında üzerinde durulması gereken önemli bir husus vardır. İstinye Vakası ivi çekme kapasitesi araştırmasında sistemin güvenli bir şekilde duraylılığını koruduğu ve deplasmanların düşük olduğu aralık seçilmiştir. Ayrıca FHWA tarafından önerilen akma dayanımının altına düşülmemiştir. Yanal hareketler gelişmeye

başladığında çivi içinde gelişen eksenel çekme kuvvetleri çekme kapasitesinden fazla olursa yanal deplasman ve duraylılık durumu değişecektir. Bir sonraki alt bölümde Seattle Vakasında ayrıca bu durumun sonuçları da tartışılmıştır.

4.7.2. Çivi akma dayanımının Seattle Vakasında araştırılması

Çivi çekme kapasitesini belirleyen faktör olan akma dayanımı, Seattle Vakasında oluşturulan üç örnek model çerçevesinde de araştırılmıştır. Modellerde kullanılan çivi boyları ve eğimleri vaka modelinden alınmıştır. En üsteki çivi yatayla 20° , alttaki çiviler yatayla 15° açı yaparak eğimli bir şekilde zemine yerleştirilmiştir. Modellerde farklı olarak seçilen çivi parametreleri üç durum için şu şekilde alınmıştır: 1. Durum $\phi=30$ mm $f_y=500$ MPa, 2. Durum $\phi=32$ mm $f_y=220$ MPa, 3. durum $\phi=32$ mm $f_y=500$ MPa. Oluşturulan örnek modellerin Phase² analizinden servis aşamasında elde edilen yanal deplasman değerleri ve stabilite sonuçları Çizelge 4.18’de vaka analizi sonuçları ile birlikte sunulmuştur.

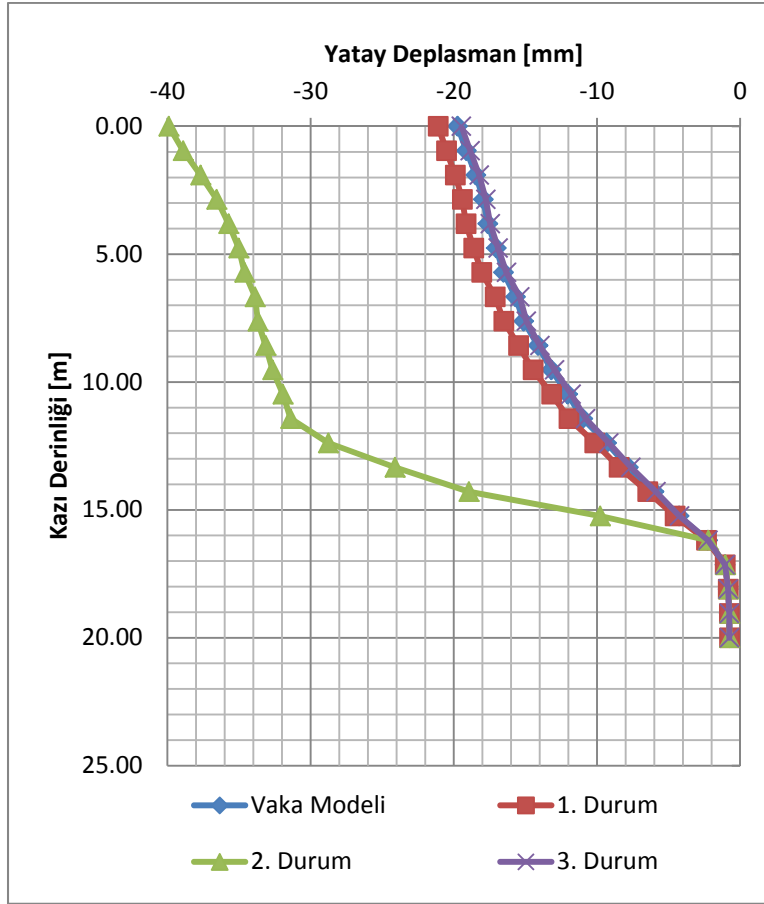
Yapılan bu araştırmada da çapın sonuçlar üzerindeki etkisini minimize etmek amacıyla sistemin başarılı performans gösterdiği Seattle Vakasında kullanılan $\phi=32$ mm ve güvenli taşıma sınır değeri $\phi=30$ mm seçilmiştir. Sonuçlar, çekme kapasitesi yüksek, çivi çapı küçük olan 1. Durum ve Vaka modeli karşılaştırmasında çapın sistem stabilitesine katkı sağlamada daha etkili olduğuna işaret etmektedir. Benzer güvenlik katsayısı sonuçlarını veren modellerde ihmal edilebilir yanal deplasman farkı oluşmaktadır. Farkın küçük olması seçilen çapların yakın olmasından ve neredeyse aynı güvenlik sınırları içerisinde kalmasından kaynaklanmaktadır. Bu durum Bölüm 4.4.2’de anlatılmıştır. Aynı çap değerlerine sahip örneklerde akma dayanımının 420 MPa’dan 500 MPa’a kadar çıkması sonuçlarda büyük değişiklikler yaratmamaktadır. Araştırmada dikkat çekici unsur ikinci durumu tanımlayan sistemin yenilmiş olmasıdır. Önerilen çap değerinde olmasına rağmen akma dayanımı 220 MPa’a kadar düşürülen sistemde yanal deplasman sonuçları ile güvenlik katsayısı sistemin yenildiğini göstermektedir. Bu durumun sebebi, sistem hareketini engellemeye çalışan çivilerde gelişen eksenel çekme kuvvetlerinin çivi kapasitesini aşmasıdır. Çivi kapasiteleri, oluşması gereken çekme kuvvetlerini karşılayamadığı için çiviler işlevini yerine getirememekte ve sistem yenilmektedir. Ancak 220 MPa akma dayanımına sahip düz inşaat demirleri deprem yönetmeliğine göre kullanılmamaktadır. Araştırmada kullanılan durumlar bu riskli olasılığı göstermek için

modellenmiştir. Ayrıca ikinci durumda kullanılan akma değeri FHWA tarafından önerilen sınırlar arasında da bulunmamaktadır. Sonuç olarak sistemde uygun çap belirlendikten sonra piyasada üretilen çelikler ile oluşturulan iksa yapılarında sistem güvenliği sağlanmış olacaktır.

Çizelge 4.18. Farklı çekme kapasitesine sahip çivilerden oluşan modellerin analiz sonuçları

Kazı Derinliği [m]	Çivi Çapı ve Akma Dayanımlarına Göre Yatay Deplasmanlar [mm]			
	$\phi=32$ mm $f_y=420$ Mpa (Vaka Modeli)	1. Durum $\phi=30$ mm $f_y=500$ Mpa	2. Durum $\phi=32$ mm $f_y=220$ Mpa	3. Durum $\phi=32$ mm $f_y=500$ Mpa
0.00	-20	-21	-40	-19
0.95	-19	-21	-39	-19
1.90	-18	-20	-38	-18
2.86	-18	-19	-37	-18
3.81	-18	-19	-36	-17
4.76	-17	-19	-35	-17
5.71	-17	-18	-35	-16
6.67	-16	-17	-34	-15
7.62	-15	-17	-34	-15
8.57	-14	-15	-33	-14
9.52	-13	-14	-33	-13
10.48	-12	-13	-32	-12
11.43	-11	-12	-31	-11
12.38	-9	-10	-29	-9
13.33	-8	-8	-24	-8
14.29	-6	-6	-19	-6
15.24	-4	-5	-10	-4
16.19	-2	-2	-2	-2
17.14	-1	-1	-1	-1
18.10	-1	-1	-1	-1
19.05	-1	-1	-1	-1
20.00	-1	-1	-1	-1
Güvenlik Faktörü	1.46	1.46	0.94	1.56
Çekme Kapasitesi (kN)	337	353	176	402

Oluşturulan modellerin Phase² analiz sonuçları Şekil 4.26'da sunulmaktadır. Servis şartlarında modellerde gelişen deplasman sonuçlarının derinliğe bağlı değişim grafiklerinde de, ikinci durumda sistemin iki kat daha fazla deplasman yaparak yenildiği görülmektedir.



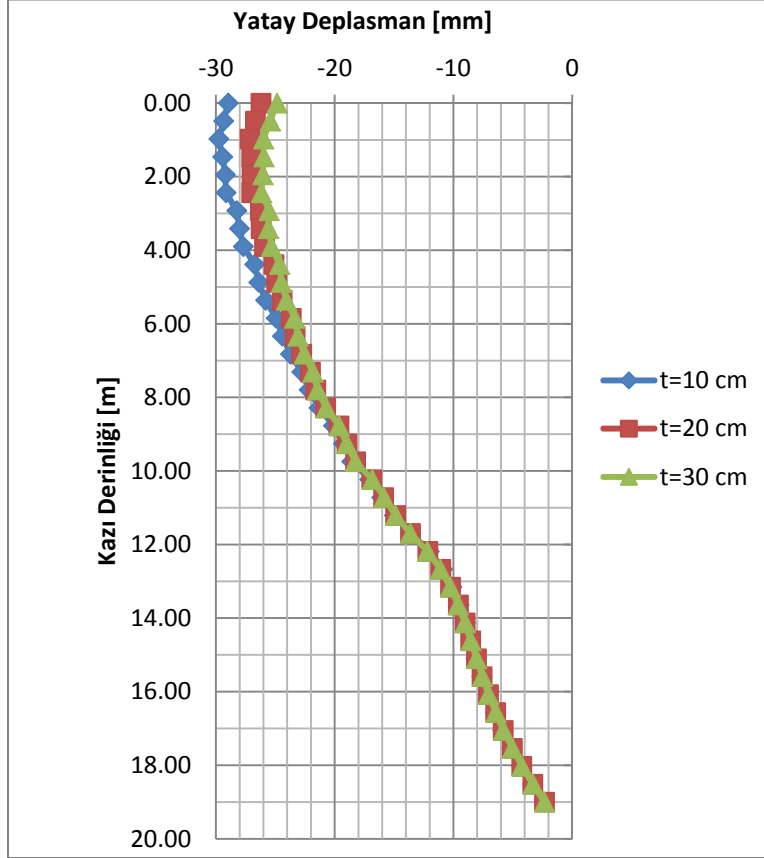
Şekil 4.26. Farklı çivi çapı ve akma dayanımlarına sahip modellerin Phase² analizinde hesaplanan yanal deplasman grafikleri-2

4.8. Püskürtme Kalınlığının Sistem Performansına Etkisi

Püskürtme beton kalınlığının kazı deformasyonuna etkisi, vaka modelleri üzerinde analiz edilerek araştırılmıştır. Farklı püskürtme kalınlıkları kullanılarak yapılan çalışmada çıkan sonuçlar tartışılmıştır.

İstinye Vakasında kullanılan tüm parametre girdileri aynı kalmak koşulu ile püskürtme kalınlığı (t) sırasıyla, 10 cm, 20 cm ve 30 cm olarak seçilmiştir. Servis yükleri altında duvar yüzünde oluşan yanal deplasman ve güvenlik katsayıları Çizelge 4.19’da görülmektedir. Püskürtme beton kalınlığının 20 cm artması, güvenlik katsayısını arttırmasa da kazı yüzünde oluşan yanal deplasmanları yaklaşık 4 mm azaltmıştır. Püskürtme kalınlığı, 10 cm, 20 cm ve 30 cm olan üç modelin analiz sonuçlarıyla oluşturulan deplasman grafikleri Şekil 4.27’de sunulmaktadır. Farklı püskürtme kalınlıkları ile analiz

edilen modellerden elde edilen sonuç, sistem duraylılıklarında kayda değer bir değişme olmadığı yönündedir.



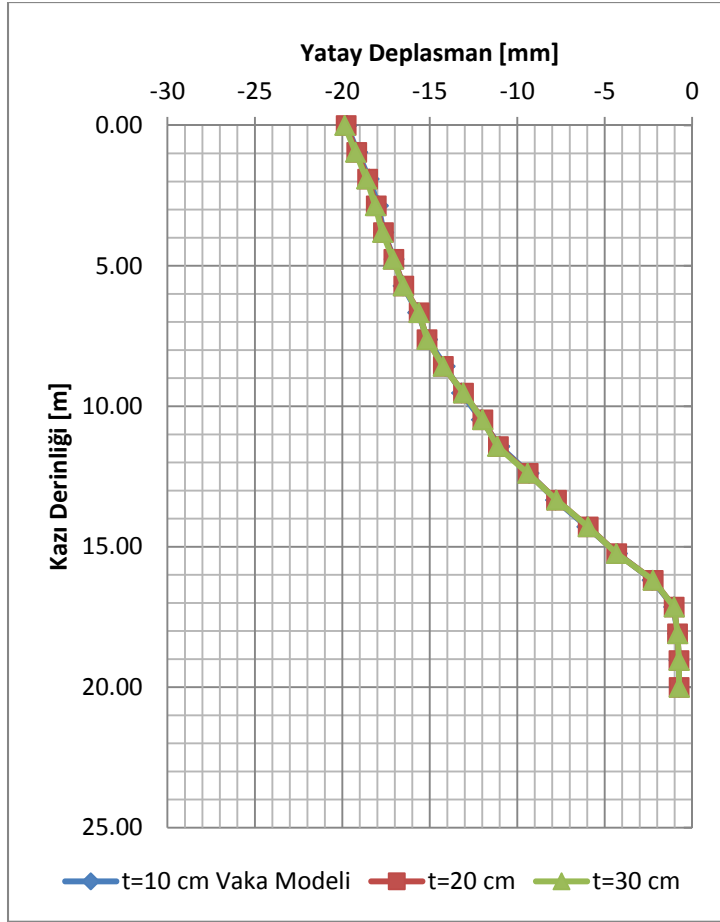
Şekil 4.27. İstinye Vakasında püskürtme kalınlığının sistem stabilitesine etkisi

Püskürtme kalınlığı daha çok kazı yüzeyini desteklemek amacıyla kullanılır. Kazı yüzeyinin arkasındaki zemine etkisi yoktur. Bu amaçla püskürtme etkisi, Seattle Vakasında Phase² analizinde duvar yüzünün 91 cm arkasına yerleştirilen sorgu sınırında hesaplanmıştır.

Seattle modelinde, püskürtme kalınlıkları 10 cm, 20 cm ve 30 cm olan üç modelin analiz sonuçlarıyla oluşturulan deplasman grafikleri Şekil 4.28'de sunulmaktadır. Analiz sonuçları inşaat tamamlandıktan sonraki durum için hesaplanmıştır. Sonuçlar, duvar arkasındaki deplasmanların püskürtme kalınlığından etkilenmediğini göstermektedir. Ayrıca modellenen bu üç durumdan elde edilen güvenlik katsayısı aynı sonucu vermektedir (G.K.=1,46).

Çizelge 4.19. İstinye Vakasında püskürtme kalınlığının sistem stabilitesine etkisi

Kazı Derinliği [m]	Püskürtme Beton Kalınlıklarına Göre Yatay Deplasmanlar [mm]		
	t= 10 cm	t= 20 cm	t= 30 cm
0.00	-29	-26	-25
0.49	-29	-27	-25
0.97	-30	-27	-26
1.46	-29	-27	-26
1.95	-29	-27	-26
2.44	-29	-27	-26
2.92	-28	-26	-26
3.41	-28	-26	-26
3.90	-28	-26	-25
4.38	-27	-25	-25
4.87	-26	-25	-24
5.36	-26	-24	-24
5.85	-25	-24	-23
6.33	-24	-23	-23
6.82	-24	-23	-23
7.31	-23	-22	-22
7.79	-22	-22	-21
8.28	-21	-21	-21
8.77	-20	-20	-20
9.26	-19	-19	-19
9.74	-19	-18	-18
10.23	-17	-17	-17
10.72	-16	-16	-16
11.21	-15	-15	-15
11.69	-14	-14	-14
12.18	-12	-12	-12
12.67	-11	-11	-11
13.15	-10	-10	-10
13.64	-10	-10	-10
14.13	-9	-9	-9
14.62	-9	-9	-9
15.10	-8	-8	-8
15.59	-8	-8	-8
16.08	-7	-7	-7
16.56	-6	-6	-6
17.05	-6	-6	-6
17.54	-5	-5	-5
18.03	-4	-4	-4
18.51	-3	-3	-3
19.00	-2	-2	-2
	t= 10 cm	t= 20 cm	t= 30 cm
Güvenlik Faktörü	1.45	1.46	1.45



Şekil 4.28. Seattle Vakasında püskürtme kalınlığının sistem stabilitesine etkisi

Püskürtme kalınlığının yatay deplasman açısından kayda değer bir değişikliğe sebep olmadığı Babu (2002) tarafından da belirtilmiştir. Mevcut analiz sonuçları da bu durumu doğrulamaktadır.

5. SİSMİK VE STATİK YÜKLER ALTINDA ZEMİN ÇİVİLİ İKSA TASARIMLARININ MEVCUT GÜVENİLİRLİK SEVİYELERİNİN BELİRLENMESİ

5.1. Giriş

İncelenen zemin çivili sistemler, çeşitli geoteknik belirsizlikler barındırmaktadır. Geleneksel yöntemler kullanılarak tasarlanmış kazı iksa sistemlerinin güvenilirlik seviyeleri ya da yenilme/başarısızlık olasılıkları hakkında ise bilgi düzeyi son derece sınırlıdır. Özellikle belirli bir güvenilirlik seviyesi ile kalibrasyonu yapılan yük-dayanım katsayılarının günümüz tasarım yaklaşımında hızla etkin hale gelmesi, mevcut zemin çivili sistemlerde güvenilirlik düzeyinin gerçekçi bir biçimde belirlenmesinin önemini artırmaktadır. Bu sebeple, önceki bölümlerde detaylı olarak değerlendirilmiş olan vaka analizlerinden bir tanesi bu bölümde basitleştirilmiş bir olasılıksal yaklaşım ile incelenerek, statik ve sismik yükler altında güvenilirlik düzeyi hesaplanmıştır. Basitleştirilmiş olasılıksal yaklaşımın kullanılması, detaylı biçimde sunulan herhangi bir tasarım ofisinde rahatlıkla takip ve tekrar edilebilmesi için özellikle tercih edilmiştir.

Deterministik (rastgele olmayan) yaklaşımlarda hesaplanan güvenlik faktörünün 1'den büyük olması güvenli tasarımın teyidi olarak düşünülmeyle birlikte, zemin parametrelerinin gerçekçi istatistiksel tahminine dayalı olasılıksal yaklaşım, güvenlik katsayısının yeterli değeri almasının her durumda tasarım başarısı anlamına gelmediğini ortaya koymaktadır. Daha büyük bir güvenlik katsayısı, sistemin başarısız olma ihtimalinin her zaman daha düşük olduğunu göstermez. Çünkü sistem, tasarımda büyük belirsizliklerin varlığı ile başarısız olabilmektedir.

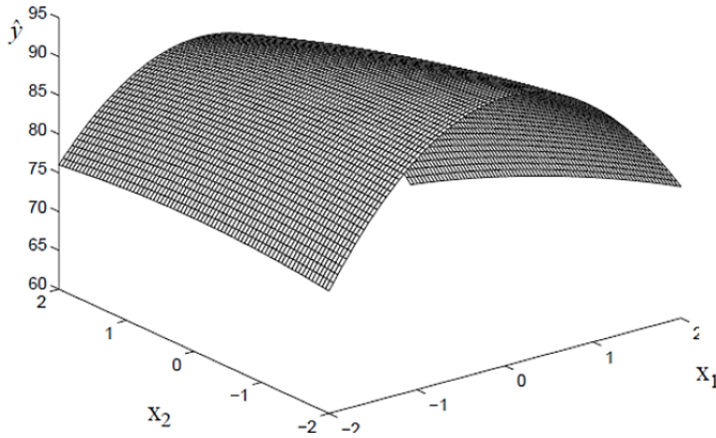
Mevcut çalışmadaki güvenilirlik analizinde Tepki Yüzeyi Yöntemi (Response Surface Method, RSM) kullanılmış, sistemin güvenilirliğinin farklı parametrelere karşı duyarlılığı incelenmiştir. Dinamik yükleme, pseudo statik yaklaşım kullanılarak değerlendirilmiştir. İstinye Park zemin çivili kazı sisteminde statik ve dinamik koşulda güvenilirlik endeksleri hesaplanarak, mevcut deterministik tasarım altında başarısızlık ihtimalleri (göçme durumu) farklı yenilme koşullarında ortaya konulmuştur.

5.2. Tepki Yüzeyi Yöntemi

Tepki Yüzeyi Yöntemi (RSM)'nin amacı, birkaç bağımsız değişkenden (girdi parametreleri) etkilenen tepkinin (çıkış değişkeni) en uygun şekilde modellenmesidir. Tepki yüzeyi modellerinin oluşturulması interaktif bir süreçtir. Yaklaşık model elde edildiğinde, örtüşme düzeyinin yeterli olup olmadığına karar verilir. Eş. 5.1'de girdi parametreleri ($x_1, x_2, x_3, \dots$) ve sonuç (y) arasındaki fonksiyonel ilişki regresyon analizi ile ifade edilmiştir.

$$y=f(x_1, x_2, x_3, \dots)+e \quad (5.1)$$

Yaklaşık model basit lineer ya da faktöriyel model olabildiği gibi ikinci dereceden (kuadratik) veya kübik modeller ile de temsil edilebilir. Denklemdaki “e” hatayı temsil etmektedir. Şekil 5.1'de olduğu gibi tepki yüzeyinin şeklini oluşturmayı sağlayan kontur ya da üç boyutlu uzay çizgileri ile tepki yüzeyi tanımlanabilir.



Şekil 5.1. Kuadratik model örneği [31]

5.3. Güvenilirlik Endeksi, β

Tasarlanan bir sistemin güvenilirliği güvenilirlik endeksi, β kullanılarak değerlendirilebilmektedir. Low ve Tang (1997), Hasofer Lind Güvenirlik Endeksi (β)'nin hesabında Microsoft Excel'i kullanarak güvenilirlik analizlerine pratik yaklaşımlar getirmişlerdir [32]. Önerilen bu yöntem, rastsal değişkenlerin uzayında yenilme yüzeyine teğet olan elipsin çizimine dayanmaktadır. Hasofer ve Lind [33] (1974) tarafından

tanımlanan güvenilirlik endeksi β , özellikle inşaat mühendisliğinde, geleneksel güvenlik katsayısı hesabına göre daha az risk taşıyan bir yaklaşım olarak düşünülmektedir [32]. β endeksi yalnızca ortalama değerleri yansıtmakla kalmayıp aynı zamanda tasarımı etkileyen rastsal değişkenlerin belirsizliklerinin etkisini de yansıtmaktadır. Hasofer-Lind endeksi Ditlevsen (1981) tanımı ile Eş. 5.2’de gösterilmektedir [34]:

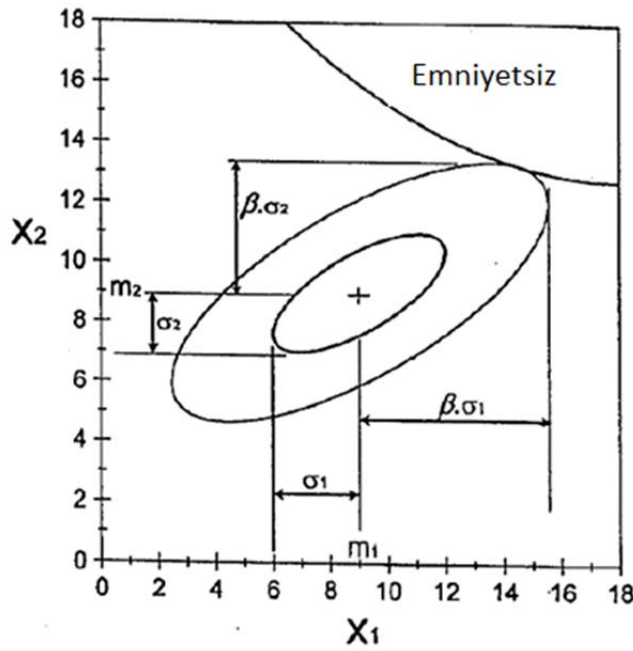
$$\beta_{HL} = \min_{x \in F} \sqrt{(x - m)^T C^{-1} (x - m)} \quad (5.2)$$

Burada x , rastsal değişkenleri temsil eden bir vektör takımı; m =ortalama değer; C =kovaryans matrisi ve F = yenilme bölgesidir. β endeksini hesaplamak için yaygın olarak kullanılan prosedürün (Eş. 5.1) amacı yenilme yüzeyini indirgenmiş değişkenlerin uzayına dönüştürmektir. Bu sayede, dönüştürülmüş yenilme yüzeyinden indirgenmiş değişkenlerin orijinine olan en kısa mesafe güvenilirlik endeksi β ’yı verir.

Rastsal değişkenle bir $1-\sigma$ dağılım elipsi çizilebilir. Eş. 5.2’de verilen sınırlı ve doğrusal olmayan optimizasyon probleminin çözümünde elipsoid yaklaşım kullanılmıştır. Yaklaşım, yenilme yüzeyine (F) dokunan en küçük elipsoidi tanımlamaktadır. $1-\sigma$ ve $1-\beta$ dağılım elipsleri Şekil 5.2’de olasılık yoğunluk fonksiyonlarının konturları ile tanımlanmaktadır. β ’yı en küçük değere ulaştırmak, olasılık yoğunluk fonksiyonunu maksimum yapar. Böylece olası muhtemel başarısızlık yüzeyine dokunan elips bulunmuş olur.

Deterministik hesaplanan duraylılık analizi risk tutarlı bir ölçü değildir. Zemin özellikleri, çevre şartları ve model hataları gibi içinde bir takım belirsizlikler barındıran sistemlerin göçme risklerini tespit etmek gerekmektedir. Olasılık analizleri bu belirsizlikleri dikkate alarak daha akılcı bir yol sunmaktadır. Olasılık analizleri ile hesaplanan, başarısızlık olasılığı p_f , Eş. 5.3 ile bulunabilir.

$$p_f = P[G(X) \leq 0] = \int_{G(x)} f(x) dx \quad (5.3)$$



Şekil 5.2. 1- σ dağılım elipsi ve kritik elips [35]

5.4. Parametrelerin İstatistik Değerlendirmesinde Seçilen Yöntem, Üç-Sigma Kuralı

Deterministik yaklaşımla yenilmeye karşı güvenlik katsayısının belirlendiği sistemlerde, sistemin duraylılığını etkileyen parametreler belirlenir. Ancak kabul edilen bu parametrelerin beklenenden daha düşük ya da yüksek çıkması durumunda, sistem stabilitesi risk altına girecektir. Bu belirsizliklerin göz önüne alındığı olasılık hesaplarında analiz girdileri olan parametreler, olasılık yoğunluk fonksiyonu ile nitelenen rastsal değişkenler olarak değerlendirilmiştir. Bu çalışmada, rastsal değişkenler normal dağılıma sahip korelasyonsuz değişkenler olarak kabul edilmişlerdir. Parametrelerin olası en büyük ve en küçük değerleri göz önüne alınarak, standart sapma ve ortalama değerlere göre analizlerde tanımlanan maksimum ve minimum değerler Üç-Sigma Yöntemi ile belirlenebilir.

Dai ve Wang, Üç-Sigma Kuralını kullanarak standart sapma değerinin tahmin edilebileceğini bildirmektedir [36]. Bu kural, normal dağılım eğrisindeki tüm parametrelerin %99,73'ünün $x_1 = \mu - 3\sigma$ ile $x_2 = \mu + 3\sigma$ aralığında kalmasına dayanmaktadır. μ ortalama değeri, σ standart sapmayı belirtmektedir. Bu aralığın dışında kalan değerler aşırı büyük ve aşırı küçük değerler olarak tanımlanmıştır [36]. Böylece Dai ve Wang, bu sınırdaki

yer alan parametreleri, olası en büyük ve olası en küçük değer olarak tanımlayarak, bu değerler arasındaki farkın altıya bölünmesi ile standart sapmanın hesaplanabileceğini bildirmişlerdir [36]. Standart sapma (σ) Eş. 5.4’de verilen denklemle bulunur.

$$\sigma = \frac{HCV-LCV}{6} \quad (5.4)$$

Denklemde HCV olarak tanımlanan değer olası en büyük değer, LCV ise olası en küçük değerdir. Standart sapma ve ortalamaya bağlı olarak regresyon analizlerinde kullanılan $x_{min.}$ ve $x_{maks.}$ değerleri Eş. 5.5 ve Eş. 5.6 ile hesaplanabilir [38].

$$X_{min.} = \mu + 1,65\sigma \quad (5.5)$$

$$X_{maks.} = \mu - 1,65\sigma \quad (5.6)$$

5.5. Zemin Çivili Duvarın Güvenilirlik Analizi

Bu çalışmada, İstinye Park iksa sisteminin yenilme olasılığını ve güvenilirlik seviyesini bulabilmek amacıyla yapılan risk analizleri aşağıdaki adımlarla özetlenmiştir:

- Analizlerde dikkate alınması gereken rastsal değişkenler tanımlanır. Sistem stabilitesi üzerinde önemli etkiye sahip olabileceği düşünülen değişkenler belirlenir. Güvenilirlik değerlendirmesinde, içsel sürtünme açısı ϕ , birim hacim ağırlık, sismik yük katsayısı k , yatay itki katsayısı ve Elastisite Modülünün sistemi hangi ölçüde etkilediği sonraki alt bölümlerde araştırılmış ve etkisi yüksek parametreler bu değerlendirmeye dahil edilmiştir.
- Sistem stabilitesini etkileyebilecek değişkenlerin olası en büyük ve en küçük değerleri belirlenerek ortalama, standart sapma ve %95’lik güven düzeyine dayalı üst sınır (x_{max}) ve alt sınır (x_{min}) değerleri belirlenir. Bu değerler çalışmada Üç-Sigma Metodu [36] kullanılarak hesaplanmıştır.
- Eş. 5.1’de y fonksiyonunun denklemi regresyon analizleri ile girdi parametreleri kullanılarak bulunabilir [37]. Farklı kombinasyonlar ile oluşturulan sitemler, x_1 , x_2 , $x_3 \dots$ ile ifade edilen parametrik değişkenlere bağlı olarak analiz edilir. (bkz. Eş. 6.1). Daha açık ifadeyle, hesaplanan üst sınır ve alt sınır değerlere göre farklı

kombinasyonlar ile tasarlanan sistemlerin stabilite analizleri yapılarak güvenlik katsayıları belirlenir. Sonlu eleman yöntemiyle analiz edilen sistemlerde hesaplanan güvenlik katsayısı, rastsal değişkenlere bağlı bir fonksiyon olarak tanımlanıp gerçekleştirilen doğrusal regresyon analizleri ile tepki yüzeyini veren denklem $y=f(x)$ elde edilir.

- Çalışmada kullanılan $g(x)$, sistemin performans fonksiyonunu tanımlamaktadır. $y=f(x)$ fonksiyonu, duraylılık tahkiklerinde değerlendirilen risk analizlerinde, güvenlik katsayısını tanımlamaktadır. Güvenlik katsayısını tanımlayan fonksiyon, $g(x)$ 'in fonksiyonu olarak $G(x)=y-1$ şeklinde ifade edilmektedir. Sonuç olarak sistem duraylılığı üzerinde etkili olan parametreler $G(x)$ fonksiyonunu oluşturur.
- Performans fonksiyonunun bulunmasının ardından güvenilirlik endeksi β 'nın hesap adımlarına başlanır. Microsoft Excel yardımı ile Eş. 5.2'de verilen matris çözümlenir. Formüller sütun vektörü $[x-m]$ ve satır vektörü $[x-m]^T$ için Excel'e girilir. x , sistemi etkileyen ve olasılıksal olarak değerlendirilen parametreleri ve m ise ortalama değerleri ifade eder. Başlangıçta, Excel hücrelerine girilen x değerleri m değerlerine eşittir.
- Kovaryans matrisinin tersi $[C]^T$ hesaplanır.
- $[C]^T.[x-m]$ ve ardından $[x-m]^T.[C]^T.[x-m]$ matrisleri çözümlenir.
- Eş. 5.2'de belirtilen güvenilirlik endeksi β , $[x-m]^T.[C]^T.[x-m]$ matrisinin karekökü alınarak hesaplanır.
- Excel Solver eklentisi, $g(x)=0$ koşulunu sağlayacak şekilde x değerlerini değiştirerek en küçük β değerini hesaplar.
- Güvenirlik endeksinin belirlenmesinin ardından sistemin başarısızlık olasılığı da hesaplanır.

Bu basamakları takip ederek, İstinye Vakasında gerçekleştirilen risk analizleri statik ve sismik şartlar altında yürütülmüş ve mevcut sistemlerin yenilme olasılıkları değerlendirilmiştir.

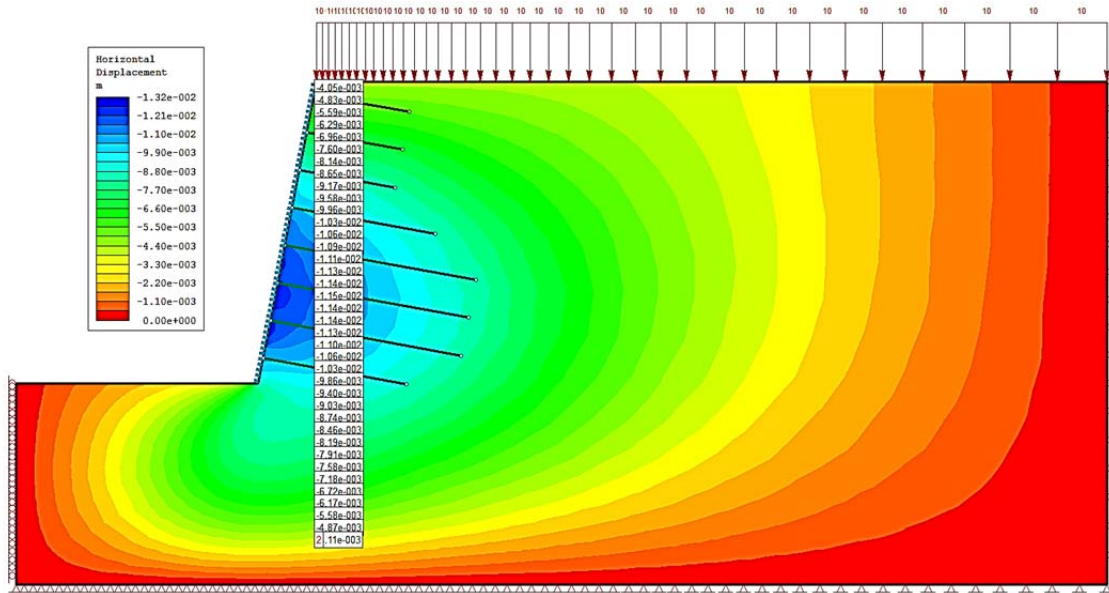
İstinye Park zemin çivili iksa sisteminin başarısızlık ihtimalini araştırmak amacıyla gerçekleştirilen stabilite tahkiklerinde, hem statik hem dinamik koşullar göz önünde bulundurulmuştur. Çalışmada kullanılan yapı geometrisi ve parametreler Çizelge 5.1'de özetlenmektedir.

İstinye Park vakasında tanımlanan zemin mukavemet parametreleri, zemin cinsi ve deney sonuçlarına göre belirlenmiş olan değerlerde [16] model analizlerinde kullanılmıştır. Model sonuçlarının arazi deplasman okumalarına oldukça yakın sonuçlar vermesi (bkz. 3. Bölüm çalışmaları), zemini yansıtan girdilerin uygun seçildiğini göstermektedir. Ancak, tasarımı yapılan tüm sistemlerin yanal deplasmanlarını test etmek olası olmadığı için analizlerde gerçek zemin davranışını yansıtan parametrelerin seçilmesi tasarımın güvenli sınırlar içinde kalması açısından önemlidir. Zira bu parametreler sistem duraylılığında etkin rol almaktadır. Tasarımcı tecrübelerini ve deney sonuçlarını birlikte değerlendirerek olası riskleri göz önünde bulundurup güvenli bir tasarım yapmak durumundadır. Güvenli tasarım yaparken de maliyetleri gereksiz arttırmaktan kaçınılmalıdır. Optimum tasarım elde edebilmek, güvenilirlik analizleriyle sağlanabilmektedir. Kullanılan parametrelerin olası en küçük ve en büyük değerleri göz önüne alınarak yapılan istatistiksel çalışmalar sayesinde rastgele seçimler ile oluşturulan kombinasyonların tümü değerlendirilir ve tasarlanan sistemin başarısızlık ihtimali bulunabilir.

Çizelge 5.1. İstinye Park zemin çivili iksa yapısı geometrik ve parametrik özellikleri

Özellik	Değer (Ortalama)
Duvar (Şev) Yüksekliği	12 m
Çivi Malzemesi	Nervürlü StIIIa İnşaat Demiri
Maks. Çekme Yüğü	330 kN
Çivi Uzunlukları (değişken)	4, 6, 8 m
Çivi Çapı	32 mm
Çivi Yatay Aralıkları	2 m
Çivi Düşey Aralıkları	1,5 m
Çivi Eğimi (α)	10°
Sürsarj Yüğü	10 kPa
Zemin Birim Hacim Ağırlığı (γ)	20 kN/m ³
Kohezyon, c	0 Kpa
İçsel Sürtünme Açısı (ϕ)	36°
Elastisite Modülü	50 MPa
Delik Çapı	105 mm
Yatay Sismik Katsayısı (k_h)	0,2
Düşey Sismik Katsayısı (k_v)	0
Püskürtme Kalınlığı	200 mm
Yüzey Betonu Sınıfı	M20

İstinye Park modelinde sorgulanan başarısızlık olasılıkları, belli aralıklarda değişebilecek girdi parametrelerinin istatistiksel dağılımları ile belirlenen maksimum ve minimum değerlerine göre oluşturulan kombinasyon modellerinin analiz sonuçlarını kapsamaktadır. 3. Bölümde analiz edilen aynı vakada, sistemin güvenlik katsayısının belirlenebilmesi açısından zeminin plastik davranış sergilediği kabul edilmektedir. Phase² yazılımı elastik zemin davranışı sergileyen modellerde dayanım azaltma faktörünü kullanamamakta ve istenilen analizi gerçekleştirememektedir. Ayrıca plastik değerlendirilen zeminin sergilemiş olduğu deplasman profili ve yanal deplasman değerleri arazi ölçümleri ile genel anlamda uyumludur (bkz. 3. Bölüm). Aynı sistem, elastik zemin davranışında analiz edilmiş ve çıkan sonuçlar Şekil 5.3'te gösterilmiştir. Maksimum yanal deplasmanların duvarın ortasında gerçekleştiği ve deplasman profilinin arazideki davranıştan (bkz. Şekil 3.3) farklı olduğu sonucuna varılmıştır. Bu sebeple, güvenlik katsayısına bağlı olarak statik ve dinamik koşullar altında yürütülen çalışmada zeminin plastik davrandığı kabul edilmiştir. Plastik davranan zeminde Elastisite Modülündeki değişimlerin, sistemdeki duraylılığı belirleyen güvenlik katsayısını etkilemediği görülmüştür.



Şekil 5.3. Statik koşullar altında elastik zemin davranışı sergileyen İstinye Park iksa sisteminin analiz sonuçları

Duvar yüksekliği, duvar ön yüz eğimi, duvar arkası zeminin yatayla yaptığı açı vb. geometrik özellikleri belirli bir sistemin performansını belirleyen faktörler genel olarak zemin ve çivilerin mekanik özellikleridir. Bölüm 4.'te sistemi etkileyebileceği düşünülen

parametrik faktörler araştırılmış ve çıkan sonuçlar değerlendirilmiştir. Bölüm 4’te tartışılan sonuca göre, piyasada üretilen çivilerin mekanik özelliklerindeki (akma dayanımı vb.) değişim, sistemde oluşan yanal deplasmanları ve sistem duraylılığını etkilememektedir. Belirsizliklerin temeli genel olarak zeminin mekanik özellikleri ve davranışları ile ilgilidir. İstinye Park Vakasında, sistemi stabilize açısından etkileyen parametrelerin, içsel sürtünme açısı, zeminin birim hacim ağırlığı, sismik yük katsayısı ve yatay itki katsayısı olabileceği düşünülmüş ve bu parametreler ile risk değerlendirmesi yapılmıştır. Daha önceki alt bölümlerde, İstinye Vakasında kullanılan parametreler Çizelge 5.2’de özetlenmektedir. Çizelge 5.2’de gösterilen parametreler, bu bölümde değerlendirilen risk analizlerinde ortalama değer olarak kabul edilmiştir.

Çizelge 5.2. İstinye Modelinde kullanılan parametreler (ortalama değerler)

İçsel sürtünme açıcı $\phi(^{\circ})=$	36
Birim hacim ağırlık $\gamma(\text{kN/m}^3)=$	20
Sismik yük Katsayısı $k_h=$	0.2
Yatay gerilme oranı $\sigma_{x,z}=$	0.5
Elastisite Modülü E (MPa)=	50

5.5.1. İstinye Vakası pseudo-statik sistemde risk analizi

Deprem anında, İstinye Park zemin çivili iksa sisteminin güvenilirliğini belirleyebilmek amacıyla yürütülen çalışmada, sistem duraylılığını etkileyen parametreler istatistiksel açıdan değerlendirilmiştir. Deterministik yaklaşımda, Çizelge 5.2’de sunulan parametreler kabul edilmiş, Phase² yazılımında modellenen vakanın deprem anındaki toplam göçmeye karşı hesaplanan güvenlik katsayısı 1,21 olarak 3. bölümde hesaplanmıştır. Ancak, belli sınırlar içerisinde değişebilecek olan bu parametrelerin kabul edilen değerlerden büyük ya da küçük olması durumunda sistem yenilebilir. Sistemin başarısızlık olasılığını değerlendirebilmek amacıyla parametrelerin belli sınırlar arasında değişebileceği Üç-Sigma Kuralına göre değerlendirilmiştir. Vaka modelinde kullanılan içsel sürtünme açısı, birim hacim ağırlık, sismik yük katsayısı ve yatay itki katsayısı, istatistik değerlendirmede ortalama değerler olarak kabul edilmiş ve zemin cinsine göre olası en büyük ve en küçük değerler ön görülmüştür. Şekil 5.3’te parametrelerin belirlenen olası en büyük ve en küçük değerleri sunulmaktadır. Eş. 5.4 ile parametrelerin standart sapmaları hesaplanmıştır.

Standart sapmanın ortalama değere bölümü ile varyasyon katsayısı elde edilmiştir. Eş. 5.5 ve Eş. 5.6 ile regresyon analizlerinde kullanılan maksimum ve minimum değerler belirlenmiştir. Hesaplanan bu değerler Çizelge 5.3’de gösterilmektedir. Analizler, 3. ve 4. Bölümlerde değerlendirilen çalışmalar gibi zeminin plastik davranış sergilediği kabulü yapılarak yürütülmüştür.

Çizelge 5.3. Rastsal değişkenlerin istatistik özellikleri

İstinye Park Vaka Modelinde kullanılan zemin parametreleri:

İçsel sürtünme açısı $\phi(^{\circ})=$	36
Kohezyon $C=$	0
Birim hacim ağırlık $\gamma(\text{kN/m}^3)=$	20
Sismik yük Katsayısı $k_h=$	0.2
Yatay gerilme oranı $=$	0.5

1) İçsel Sürtünme Açısı Normal dağılıma göre belirlenmiş standart sapma, maksimum ve minimum değerleri (Üç-Sigma Yöntemi)

Ortalama $\phi(^{\circ})=$	36
Olası en büyük değer $\phi(^{\circ})=$	42
Olası en küçük değer $\phi(^{\circ})=$	28
Standart Sapma= $$	2.33
$x_{maks.}=$	39.85
$x_{min.}=$	32.15
(COV) Varyasyon Katsayısı($\%$)= $$	6.48

2) Birim hacim ağırlığı Normal dağılıma göre belirlenmiş standart sapma, maksimum ve minimum değerleri (Üç-Sigma Yöntemi)

Ortalama $\gamma(\text{kN/m}^3)=$	20
Olası en büyük değer $\gamma(\text{kN/m}^3)=$	22
Olası en küçük değer $\gamma(\text{kN/m}^3)=$	18
Standart Sapma= $$	0.67
$x_{maks.}=$	21.1
$x_{min.}=$	18.9
(COV) Varyasyon Katsayısı($\%$)= $$	3.3

3) Sismik Yük Katsayısı Normal dağılıma göre belirlenmiş standart sapma, maksimum ve minimum değerleri (Üç-Sigma Yöntemi)

Ortalama $k_h=$	0.2
Olası en büyük değer $k_h=$	0.24
Olası en küçük değer $k_h=$	0.10
Standart Sapma= $$	0.02
$x_{maks.}=$	0.239
$x_{min.}=$	0.162
(COV) Varyasyon Katsayısı($\%$)= $$	11.7

4) Yatay itki katsayısı Katsayısı Normal dağılıma göre belirlenmiş standart sapma, maksimum ve minimum değerleri (Üç-Sigma Yöntemi)

Ortalama $\sigma_h=$	0.5
Olası en büyük değer $\sigma_h=$	0.6
Olası en küçük değer $\sigma_h=$	0.4
Standart Sapma= $$	0.03
$x_{maks.}=$	0.555
$x_{min.}=$	0.445
(COV) Varyasyon Katsayısı($\%$)= $$	6.7

İstinye Park modelinde sorgulanan risk analizleri, dinamik koşullar altında Çizelge 5.3'te verilen parametrelerin $x_{maks.}$ ve $x_{min.}$ değerleri kullanılarak oluşturulan iki farklı kombinasyon grubu için yapılmıştır. Sismik analizlerde yatay itki katsayısının etkisini araştırmak amacıyla iki farklı grup oluşturulmuştur. İlk grupta yatay itki katsayısı hariç üç değişken, ikinci grupta dört değişkenin istatistik olarak hesaplanan $x_{maks.}$ ve $x_{min.}$ değerleri Phase² sonlu eleman analizlerinde girdi parametreleri olarak kullanılmıştır. Böylece, 2^n (n , rastsal değişkenlerin sayısı) kombinasyon sayısı olmak üzere oluşturulan iki grup için sırasıyla 8 ve 16 analiz takımı gerçekleştirilmiştir. Birinci grupta değerlendirilen 8 modelin girdi parametreleri Çizelge 5.4'te belirtilmektedir. Çizelgede, dinamik koşullarda modellenen sistemlerin Phase² sonlu eleman analizlerinde hesaplanan güvenlik katsayıları beşinci kolonda gösterilmektedir. İkinci gruba yatay itki katsayısı da dahil edilmiş ve 16 modelin girdi parametreleri Çizelge 5.5'te sunulmuştur. Bu parametreler ile modellenen sistemlerin Phase² sonlu eleman analizlerinde hesaplanan güvenlik katsayıları aynı şekilde Çizelge 5.5'te altıncı kolonda gösterilmektedir.

Çizelge 5.4. 8 farklı kombinasyondan oluşan 1. grup analiz takımları

No	ϕ°	γ	k_h	G.K. (Dinamik)	Regresyon Analizi Formülü ile
1	39.85	21.1	0.239	1.31	1.31
2	39.85	21.1	0.162	1.47	1.47
3	39.85	18.9	0.239	1.31	1.33
4	39.85	18.9	0.162	1.49	1.48
5	32.15	21.1	0.239	0.95	0.95
6	32.15	21.1	0.162	1.09	1.10
7	32.15	18.9	0.239	0.97	0.96
8	32.15	18.9	0.162	1.11	1.12
Vaka	36	20	0.2	1.20	1.21

Doğrusal tepki yüzeyi modeli elde edebilmek amacıyla, oluşturulan iki grup için de regresyon analizleri gerçekleştirilmiştir. Regresyon analizlerine vaka modeli dahil edilmemiştir. Eş. 5.1'deki x değişkenleri farklı kombinasyonlarla oluşturulan her bir analizdeki rastsal parametreleri tanımlamaktadır. Rastsal değişkenlerin fonksiyonu olan y fonksiyonu ise güvenlik katsayısını temsil etmektedir. Şekil 5.4'te birinci grubun Microsoft Excel'de hesaplanan regresyon analiz sonuçları gösterilmektedir.

Çizelge 5.5. 16 farklı kombinasyondan oluşan 2. grup analiz takımları

No	ϕ°	γ	k_h	Yatay Gerilme Oranı (σ_x)	G.K. (Dinamik)	Regresyon Analizi Formülü ile G.K.
1	39.85	21.10	0.239	0.555	1.29	1.30
2	39.85	21.10	0.162	0.555	1.46	1.46
3	39.85	18.90	0.239	0.555	1.31	1.32
4	39.85	18.90	0.162	0.555	1.48	1.47
5	32.15	21.10	0.239	0.555	0.95	0.94
6	32.15	21.10	0.162	0.555	1.09	1.10
7	32.15	18.90	0.239	0.555	0.97	0.96
8	32.15	18.90	0.162	0.555	1.11	1.12
9	39.85	21.10	0.239	0.445	1.29	1.30
10	39.85	21.10	0.162	0.445	1.46	1.46
11	39.85	18.90	0.239	0.445	1.31	1.32
12	39.85	18.90	0.162	0.445	1.49	1.48
13	32.15	21.10	0.239	0.445	0.95	0.95
14	32.15	21.10	0.162	0.445	1.11	1.10
15	32.15	18.90	0.239	0.445	0.97	0.96
16	32.15	18.90	0.162	0.445	1.10	1.12
Vaka	36.00	20.00	0.200	0.500	1.20	1.21

Regression Statistics	
Multiple R	0.999048827
R Square	0.998098558
Adjusted R Square	0.996672477
Standard Error	0.012247449
Observations	8

	<i>df</i>	<i>SS</i>	<i>MS</i>	<i>F</i>	<i>Significance F</i>
Regression	3	0.31495	0.104983333	699.8888889	6.77473E-06
Residual	4	0.0006	0.00015		
Total	7	0.31555			

	<i>Coefficients</i>	<i>Standard Error</i>	<i>t Stat</i>	<i>P-value</i>	<i>Lower 95%</i>	<i>Upper 95%</i>
Intercept	0.045974026	0.091460468	0.502665542	0.641613306	-0.207960944	0.299908996
X Variable 1	0.047402597	0.001124708	42.14656965	1.89441E-06	0.044279907	0.050525288
X Variable 2	-0.006818182	0.003936479	-1.732050808	0.158302423	-0.0177476	0.004111236
X Variable 3	-2.012987013	0.112470832	-17.89785834	5.72746E-05	-2.325256103	-1.700717923

$$G.K.=f(\phi^\circ, \gamma, k_h)$$

$$G.K.=0.0474*\phi^\circ-0.0068*\gamma-2.0129*k_h+0.0459$$

Şekil 5.4. Dinamik koşullar altında oluşturulan 1. grup kombinasyon takımlarının regresyon analizleri

Regresyon analizlerinde hesaplanan katsayılar, doğrusal yüzey tepki denklemini tanımlar. Aynı şekilde, yatay itki katsayısının dâhil edildiği ikinci grup için Excel’de yürütülen regresyon analizleri Şekil 5.5’te gösterilmiştir.

Regression Statistics						
Multiple R	0.998844169					
R Square	0.997689674					
Adjusted R Square	0.996849555					
Standard Error	0.011281521					
Observations	16					
	df	SS	MS	F	Significance F	
Regression	4	0.604575	0.15114375	1187.558036	2.05242E-14	
Residual	11	0.0014	0.000127273			
Total	15	0.605975				

	Coefficients	Standard Error	t Stat	P-value	Lower 95%	Upper 95%
Intercept	0.129577922	0.06485519	1.997957637	0.071052117	-0.013167389	0.272323233
ϕ°	0.046103896	0.000732566	62.93477349	2.01899E-15	0.044491528	0.047716264
γ	-0.007954545	0.002563982	-3.102418411	0.010060632	-0.013597832	-0.002311259
kh	-2.045454545	0.073256633	-27.9217657	1.45472E-11	-2.206691308	-1.884217783
Stress Ratio (in Plane)	-0.022727273	0.051279643	-0.44320263	0.666209356	-0.135593006	0.090138461

$$G.K.=0.0461*\phi^\circ-0.0080*\gamma-2.0455*kh-0.0227*\sigma_h+0.1296$$

Şekil 5.5. Dinamik koşullar altında oluşturulan 2. grup kombinasyon takımlarının regresyon analizleri

Tepki yüzeyini veren denklemler ilk grup için Eş. 5.7’de, ikinci grup için Eş. 5.8’de sunulmaktadır.

$$G.K.=f(x)=0.0474*\phi^\circ-0.0068*\gamma-2.0129*k_h+0.0459 \quad (5.7)$$

$$G.K.=f(x)=0.0461*\phi^\circ-0.0080*\gamma-2.0455*k_h-0.227*\sigma_h+0.1296 \quad (5.8)$$

Regresyon analizlerinden birinci grup için R^2 ve düzeltilmiş R^2 sırasıyla 0,998 ve 0,996 olarak bulunmuştur. Katsayıların 1’e oldukça yakın olması tepki yüzeyi modelinin uyumlu olduğunu göstermektedir. Regresyon analizlerinden ikinci grup için R^2 ve düzeltilmiş R^2 sırasıyla 0,997 ve 0,996 olarak bulunmuştur. İkinci grup analizleri de istenilen uyumu sergilemektedir.

Regresyon analizlerinden elde edilen tepki yüzeyi denkleminde ($y=f(x)$), her bir kombinasyonda yer alan parametreler Eş. 5.7’de yerine konularak güvenlik katsayıları

hesaplanmıştır. Hesaplanan sonuçlar birinci grup için Çizelge 5.4'te son kolonda gösterilmektedir. Analiz sonuçlarından da Phase² analizlerinden elde edilen güvenlik katsayıları ile regresyon analizlerinden elde edilen denklemle hesaplanan (bkz. Eş. 5.7) katsayıların birbirine oldukça yakın olduğu görülmektedir. Aynı durum Çizelge 5.5'te gösterilen ikinci grup analizleri için de geçerlidir.

Eş. 5.7 ve Eş. 5.8'de regresyon analizleri ile tanımlı değişkenlere bağlı olarak gösterilen denklemler $y=f(x)$ olarak belirtilmektedir. y basit lineer yüzey tepki modelini temsil eder. Güvenirlik endeksi β 'nın hesabında sıfıra eşitlenen $G(x)$ performans fonksiyonu, $G(X)=f(x)-1$ olarak tanımlanır. $G(x)$ 'in sıfıra eşitlenmesi ile güvenli ve emniyetsiz bölge sınırı ayrılmış olur.

Dinamik koşulların göz önüne alındığı birinci grup analizlerde, muhtemel başarısızlık yüzeyine dokunan elips, β 'yı en küçük yapan değerdir. Bu amaçla, $G(X)=1-(0.0474*\phi^\circ-0.0068*\gamma-2.0129*k_h+0.0459)$ denklemini sıfıra eşitleyen ve aynı zamanda $\beta_{HL} = \min_{x \in F} \sqrt{(x-m)^T C^{-1} (x-m)}$ değerini minimum yapan içsel sürtünme açısı ϕ , zemin birim hacim ağırlığı γ ve sismik katsayı k_h değerleri Microsoft Excel Solver yardımıyla hesaplanmıştır. Bu amaçla, sistemi etkileyebilecek rastsal değişkenler ϕ , γ ve k_h 'ın hesaplanan ortalama ve standart sapma değerleri hücrelere girilmiş ve tepki yüzeyi denkleminin fonksiyonları olan x değişkenlerinin başlangıç değerleri ortalama değere eşit olacak şekilde hücrelere yazılmış olup, Şekil 5.6'da Excel çözüm basamakları gösterilmiştir. Kovaryans matrisi birim vektör olup, analizlerdeki değişkenlerin birbirini etkilemeyen parametreler olması sebebiyle Şekil 5.6'daki gibi oluşturulmuştur. Formüller sütun vektörü $[x-m]$ ve satır vektörü $[x-m]^T$ için Excel'e girilmiş, kovaryans matrisinin tersi $[C]^T$, Excel MINVERSE fonksiyonu kullanılarak hesaplanmıştır. Excel hücresinde MMULT fonksiyonu kullanılarak $[C]^T.[x-m]$, ardından aynı fonksiyonla $[x-m]^T.[C]^T.[x-m]$ matrisleri oluşturulmuş ve Eş. 5.2'de belirtilen güvenirlilik endeksi β , $[x-m]^T.[C]^T.[x-m]$ matrisinin karekökü alınarak hesaplanmıştır.

	x value	Mean	StDev	Correlation Matrix		
ϕ	32.18963	36	2.333	1	0	0
γ	20.04474	20	0.6666	0	1	0
k_h	0.216185	0.2	0.023333	0	0	1

$[x-m]^T$			$[Correlation]^{-1}$			$[x-m]$		
-1.63325	0.067122	0.693655	1	0	0	-1.63325	0.067122	0.693655
			0	1	0			
			0	0	1			

$[C]^{-1}[x-m]$		
-1.63325	0.067122	0.693655

$[x-m]^T[C]^{-1}[x-m]$		
-2.1E-07	1.775715	3.153162

Şekil 5.6. Güvenirlilik endeksi β hesabında çözümlenen matris denklemleri

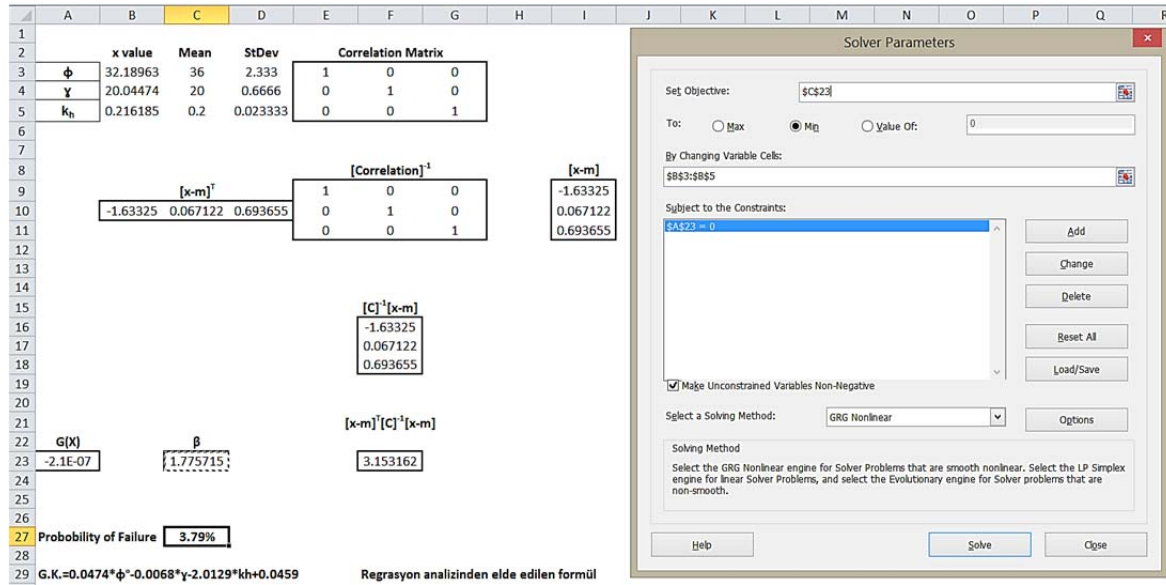
Gerçekleştirilen analizlerden, Microsoft Excel Solver çözücü yardımıyla güvenilirlik endeksi β bulunmuştur. Solver parametresinde, hedef hücre β 'nın minimum olması gerektiği tanımlanmıştır. $G(x)$ fonksiyonunu sıfıra eşitleyen ϕ , γ ve k_h değerleri (x değerleri) çözücü yardımıyla bulunduktan sonra matris hesapları gerçekleştirilerek β sayısı elde edilmiş ve birinci grubun güvenilirlik endeksi 1,78 olarak hesaplanmıştır. Şekil 5.7'de birinci grup kombinasyon analizlerinin β çözümü için Excel Solver ayarları gösterilmektedir.

Güvenirlilik endeksinden (β) yola çıkarak başarısızlık olasılığı yaklaşık olarak Eş. 5.9 yardımıyla hesaplanabilir.

$$p_f \approx 1 - \Phi(\beta) \quad (5.9)$$

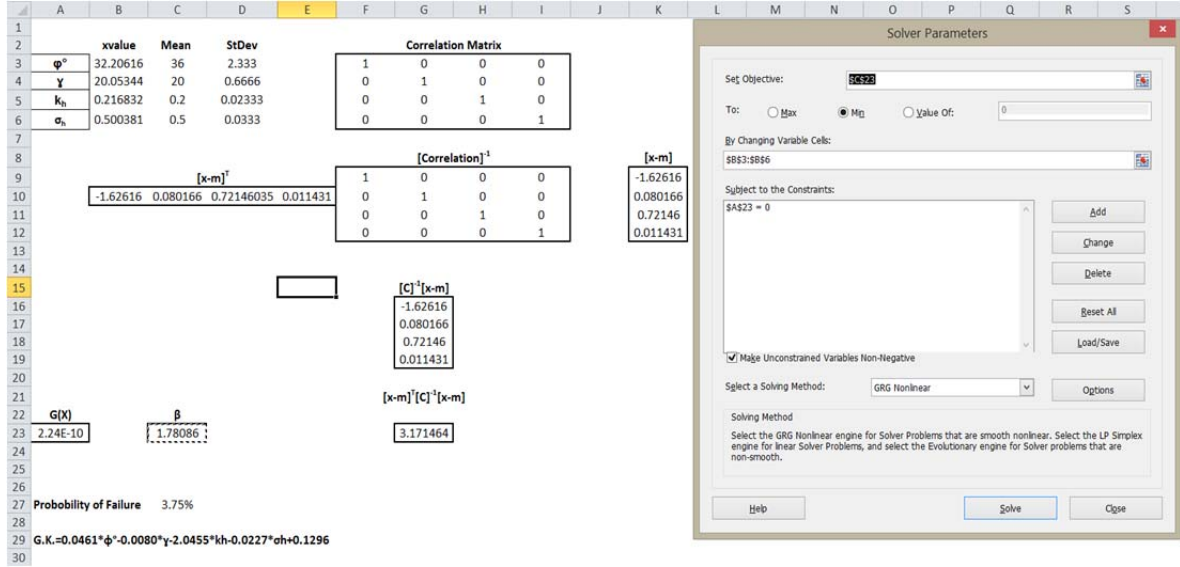
Denklemden tanımlanan Φ standart normal değişkenlerin kümülatif dağılım fonksiyonudur. Eğer normal dağılıma sahip değişkenler ve limit durum yüzeyi düzlemsel ise Eş. 5.9'da verilen denklemden elde edilen başarısızlık olasılığı hatasız değer verecektir. Regresyon analizlerinden elde edilen eşitlik (Eş. 5.7) ile hesaplanan güvenlik katsayılarının ortalama

değerleri ve standart sapmaları dikkate alınarak kümülatif dağılım fonksiyonu hesaplanır. Eş. 5.7 ile güvenlik katsayılarının ortalaması 1,21 ve standart sapması 0,21 olarak hesaplanmıştır. Excel'de NORMSDIST 1,78 olarak hesaplanan β 'nin kümülatif dağılım fonksiyonu bulunur. Kümülatif dağılım fonksiyonu %96,21 olarak hesaplanmıştır. Bu değer birden çıkarılması ile sistemin yenilme yüzdesi % 3,79 olarak belirlenmiştir.



Şekil 5.7. Birinci grup β çözümü Excel Solver ayarları

Dinamik koşulların göz önüne alındığı ikinci grup analizler, yatay itki katsayısının rastsal değişimlerinin, sistemin yenilme olasılığına olan etkisini araştırmak amacıyla oluşturulmuştur. İçsel sürtünme açısı ϕ , zemin birim hacim ağırlığı γ , sismik yük katsayısı k_h ve yatay itki katsayısı $\sigma_{x,z}$ 'nin değişimine bağlı olarak oluşturulan grupta $2^4=16$ kombinasyon gerçekleştirilmiştir. Muhtemel başarısızlık yüzeyine dokunan elips, β 'yı en küçük yapan değerdir. Bu amaçla, $G(X)=1-(0.0461 \cdot \phi^0 - 0.0080 \cdot \gamma - 2.0455 \cdot k_h - 0.0227 \cdot \sigma_h + 0.1296)$ denklemini sıfıra eşitleyen ve aynı zamanda $\beta_{HL} = \min_{x \in F} \sqrt{(x-m)^T C^{-1} (x-m)}$ değerini minimum yapan ϕ , γ , k_h ve σ değerleri Microsoft Excel Solver çözücü yardımıyla hesaplanmıştır. Yukarıda anlatıldığı şekilde yapılan hesaplamalardan ikinci grup için elde edilen β değeri 1,78'dir. Excel'de gerçekleştirilen çözümler Şekil 5.8'de gösterilmektedir.



Şekil 5.8. İkinci grup β çözümü Excel Solver ayarları

Regresyon analizlerinden elde edilen eşitlik (Eş. 5.8) ile hesaplanan güvenlik katsayılarının ortalama değerleri ve standart sapmaları dikkate alınarak kümülatif dağılım fonksiyonu hesaplanır. Eş. 5.8 ile güvenlik katsayılarının ortalaması 1,21 ve standart sapması 0,20 olarak hesaplanmıştır. Excel’de NORMSDIST formülüyle 1,78 olarak hesaplanan β ’nın kümülatif dağılım fonksiyonu bulunur. Kümülatif dağılım fonksiyonu %96,25 olarak hesaplanmıştır. Bu değer birden çıkarılması ile sistemin yenilme yüzdesi % 3,75 olarak belirlenmiştir.

Yatay itki katsayısının etkisini değerlendirebilmek amacıyla iki grup olarak düzenlenen ve sismik koşullar altında yürütülen risk çalışmalarında sistemlerin yenilme olasılıkları hesaplanmıştır. Birinci ve ikinci grup analizlerinin yenilme olasılıklarının yakın oldukları sonucuna varılmıştır. Yatay itki katsayısının düzlem içinde her doğrultuda eşit kabul edildiği izotrop zeminlerde, σ katsayısının rastsal değişimlerinin yenilme olasılığına etkisi ihmal edilebilir. İki grupta yürütülen çalışmalardan çıkan bir diğer sonuç da, zemin birim hacim ağırlığındaki değişimin de duraylılık üzerinde etkisinin oldukça düşük olduğudur. Plastik zemin davranışı sergileyen sistemlerde duraylılığı etkileyen parametreler içsel sürtünme açısı ve sismik yük katsayısıdır. Bir sonraki alt bölümde aynı sistemin statik koşullardaki risk analizi değerlendirilmiş ve çıkan sonuçlar karşılaştırılmıştır.

5.5.2. İstinye Vakası statik sistemde risk analizi

İstinye Vakası güvenilirlik analizi statik koşullar altında iki grup oluşturularak gerçekleştirilmiştir. Statik şartlar altında birinci grup için oluşturulan analizlerde içsel sürtünme açısı, zemin birim hacim ağırlığı ve yatay gerilme oranı için varsayılan değişkenler kullanılarak regresyon analizleri yürütülmüş ve 3 değişken için $2^3=8$ kombinasyondan oluşan analiz takımları kurulmuştur. ikinci grup için oluşturulan sistemde, Elastise Modülünün rastsal değişimlerinin yenilme olasılığına etkisini araştırmak amacıyla olası 4 değişken için 16 farklı kombinasyon modellenmiştir. İki grup için de oluşturulan modellerin Phase² sonlu eleman yazılımında toplam göçmeye karşı güvenlik katsayısı hesaplanmıştır. Birinci grupta değerlendirilen 8 modelin girdi parametreleri Çizelge 5.6'da belirtilmektedir. Statik koşullarda modellenen sistemlerin Phase² sonlu eleman analizlerinde hesaplanan güvenlik katsayıları beşinci kolonda gösterilmektedir. İkinci gruba Elastisite Modülü de dâhil edilerek 16 modelin girdi parametreleri Çizelge 5.7'de sunulmuştur. Bu parametreler ile modellenen sistemlerin Phase² sonlu eleman analizlerinde hesaplanan güvenlik katsayıları Çizelge 5.8'de altıncı kolonda gösterilmektedir.

Çizelge 5.6. 8 farklı kombinasyondan oluşan birinci grup analiz takımları

No	ϕ°	γ	Stress Ratio (σ_h)	G.K. (Statik) Model Analizleri	G.K. (Statik) Formül İle
1	39.85	21.10	0.555	1.74	1.74
2	39.85	21.10	0.445	1.72	1.74
3	39.85	18.90	0.555	1.76	1.75
4	39.85	18.90	0.445	1.75	1.75
5	32.15	21.10	0.555	1.24	1.25
6	32.15	21.10	0.445	1.26	1.25
7	32.15	18.90	0.555	1.25	1.26
8	32.15	18.90	0.445	1.26	1.26
Vaka	36.00	20.00	0.500	1.46	1.50

İkinci grup risk değerlendirmesine dahil edilen Elastisite Modülünün normal dağılıma göre belirlenmiş maksimum ve minimum değeri Üç-Sigma Kuralına göre hesaplanmıştır. İkinci grup analizlere dâhil edilen Elastisite Modülünün istatistiksel değerlendirmesi Çizelge 5.7'de gösterilmektedir.

Çizelge 5.7. Elastisite Modülü Normal dağılıma göre belirlenmiş standart sapma, maksimum ve minimum değerleri (Üç-Sigma Yöntemi)

Ortalama E (Mpa)=	50
Olası en büyük değer E (Mpa)=	70
Olası en küçük değer E (Mpa)=	30
Standart Sapma=	6.667
$x_{maks.}$ =	61
$x_{min.}$ =	39
Varyasyon Katsayısı(%)=	13.3

Çizelge 5.8. 16 farklı kombinasyondan oluşan ikinci grup analiz takımları

No	ϕ°	γ	Stress Ratio (σ_h)	Elastisite Modülü	G.K. (Statik) Model Analizleri	G.K. (Statik) Formül İle
1	39.85	21.10	0.555	61.00	1.75	1.74
2	39.85	21.10	0.555	39.00	1.75	1.75
3	39.85	21.10	0.445	61.00	1.74	1.74
4	39.85	21.10	0.445	39.00	1.75	1.74
5	39.85	18.90	0.555	61.00	1.76	1.74
6	39.85	18.90	0.555	39.00	1.75	1.75
7	39.85	18.90	0.445	61.00	1.71	1.73
8	39.85	18.90	0.445	39.00	1.73	1.74
9	32.15	21.10	0.555	61.00	1.24	1.26
10	32.15	21.10	0.555	39.00	1.26	1.26
11	32.15	21.10	0.445	61.00	1.25	1.25
12	32.15	21.10	0.445	39.00	1.25	1.25
13	32.15	18.90	0.555	61.00	1.25	1.25
14	32.15	18.90	0.555	39.00	1.26	1.26
15	32.15	18.90	0.445	61.00	1.26	1.25
16	32.15	18.90	0.445	39.00	1.26	1.25
Vaka	36.00	20.00	0.500	50.00	1.46	1.50

Doğrusal tepki yüzey modeli elde edebilmek amacıyla oluşturulan iki grup için de regresyon analizleri gerçekleştirilmiştir. Regresyon analizlerine vaka modeli dahil edilmemiştir. Eş. 5.1'deki x değişkenleri farklı kombinasyonlarla oluşturulan her bir analizdeki rastsal parametreleri tanımlamaktadır. Rastsal değişkenlerin fonksiyonu olan y fonksiyonu ise güvenlik katsayısını temsil etmektedir. Şekil 5.9'da birinci grubun ve Şekil 5.10'da ikinci grubun Microsoft Excel'de hesaplanan regresyon analizleri gösterilmektedir.

Tepki yüzeyini veren denklemler ilk grup için Eş. 5.10'da, ikinci grup için Eş. 5.11'de sunulmaktadır.

$$G.K.=0.0636*\phi^{\circ}-0.0068*\gamma-0.6571 \quad (5.10)$$

$$G.K.=0.0635*\phi^{\circ}+0.0006*\gamma+0.0796*\sigma_h-0.0003*E-0.8238 \quad (5.11)$$

Regression Statistics	
Multiple R	0.9992726
R Square	0.9985458
Adjusted R Square	0.9974551
Standard Error	0.0132288
Observations	8

	df	SS	MS	F	Significance F
Regression	3	0.48065	0.160217	915.5238	3.96337E-06
Residual	4	0.0007	0.000175		
Total	7	0.48135			

	Coefficients	Standard Error	t Stat	P-value	Lower 95%	Upper 95%	Lower 95.0%	Upper 95.0%
Intercept	-0.6570455	0.104755735	-6.27217	0.003298	-0.947894002	-0.366196907	-0.947894002	-0.366196907
ϕ°	0.0636364	0.001214824	52.3832	7.95E-07	0.060263472	0.067009255	0.060263472	0.067009255
γ	-0.0068182	0.004251883	-1.60357	0.184074	-0.018623303	0.004986939	-0.018623303	0.004986939
Stress Ratio (σ_h)	-1.742E-16	0.085037668	-2E-15	1	-0.236102417	0.236102417	-0.236102417	0.236102417

G.K.=0.0636* ϕ° -0.0068* γ -0.6571 **Regresyon analizinden elde edilen formül**

Şekil 5.9. Statik koşullar altında oluşturulan birinci grup kombinasyon takımlarının regresyon analizleri

Regresyon analizlerinden birinci grup için R^2 ve düzeltilmiş R^2 sırasıyla 0,998 ve 0,997 olarak bulunmuştur. Katsayıların 1'e oldukça yakın olması yüzey modelinin uyumlu olduğunu göstermektedir. Regresyon analizlerinden ikinci grup için R^2 ve düzeltilmiş R^2 sırasıyla 0,998 ve 0,997 olarak bulunmuştur. İkinci grup analizleri de istenilen uyumu sergilemektedir. Regresyon analizlerinden elde edilen tepki yüzeyi denkleminde (y =güvenlik katsayısı), her bir kombinasyonda yer alan parametreler birinci grup için Eş. 5.11'de yerine konularak güvenlik katsayıları hesaplanmıştır. Hesaplanan sonuçlar birinci grup için Çizelge 5.6'da son kolonda gösterilmektedir. Analiz sonuçlarından da görüldüğü üzere Phase² analizlerinden elde edilen güvenlik katsayıları ile regresyon analizlerinden elde edilen denklemlerle hesaplanan (bkz. Eş. 5.10) katsayılar birbirine oldukça yakındır. Aynı durum Çizelge 5.8'de gösterilen ikinci grup analizleri için de geçerlidir.

Regression Statistics	
Multiple R	0.9991283
R Square	0.9982574
Adjusted R Square	0.9976238
Standard Error	0.0123168
Observations	16

	df	SS	MS	F	Significance F
Regression	4	0.955975	0.238994	1575.39	4.35314E-15
Residual	11	0.00166875	0.000152		
Total	15	0.95764375			

	Coefficients	Standard Error	t Stat	P-value	Lower 95%	Upper 95%	Lower 95.0%	Upper 95.0%
Intercept	-0.823872	0.070373183	-11.7072	1.5E-07	-0.978762084	-0.668981422	-0.978762084	-0.668981422
ϕ°	0.063474	0.000799795	79.36289	1.58E-16	0.061713689	0.065234362	0.061713689	0.065234362
γ	0.0005682	0.002799282	0.202974	0.842861	-0.005592996	0.00672936	-0.005592996	0.00672936
Stress Ratio (σ_h)	0.0795455	0.055985636	1.420819	0.183091	-0.043678099	0.202769008	-0.043678099	0.202769008
Elastisite Modülü	-0.000284	0.000279928	-1.01487	0.33197	-0.000900209	0.000332027	-0.000900209	0.000332027

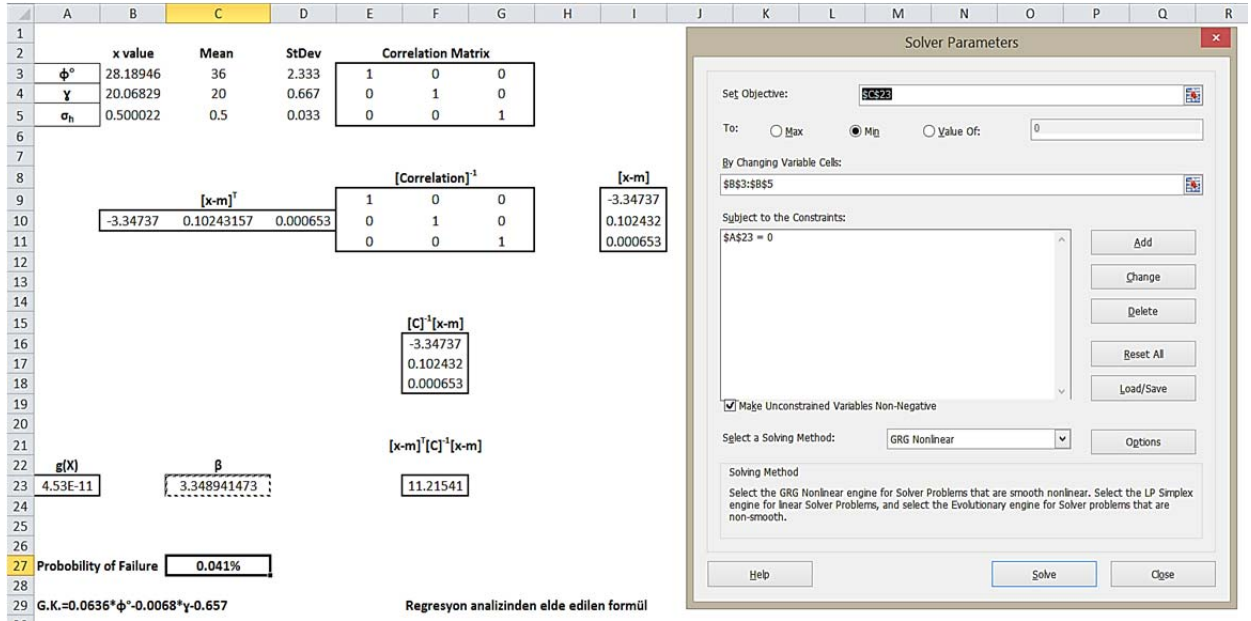
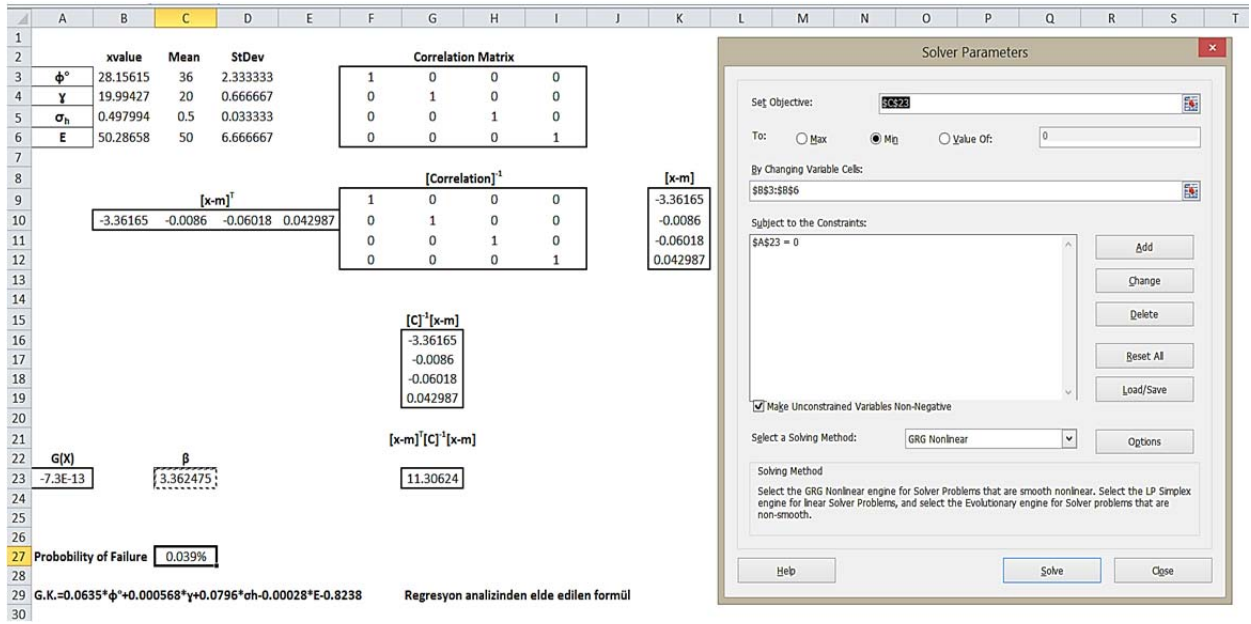
G.K.=0.0635*ϕ°+0.0006*γ+0.0796*σ_h-0.0003*E-0.8238					Regresyon analizinden elde edilen formül			
--	--	--	--	--	---	--	--	--

Şekil 5.10. Statik koşullar altında oluşturulan ikinci grup kombinasyon takımlarının regresyon analizleri

Muhtemel başarısızlık yüzeyine dokunan elips, β 'yı en küçük yapan değerdir. Bu amaçla, birinci grup için $G(X)=1-(0.0636*\phi^\circ-0.0068*\gamma-0.6571)$ ve ikinci grup için $G(X)=1-(0.0635*\phi^\circ+0.0006*\gamma+0.0796*\sigma_h-0.0003*E-0.8238)$ denklemlerini sıfıra eşitleyen ve aynı zamanda β 'yı minimum yapan rastsal değişkenler Microsoft Excel Solver çözümü yardımıyla hesaplanmıştır. Yukarıda anlatıldığı şekilde yapılan hesaplamalardan birinci grup için elde edilen β değeri 3,35 ve ikinci grup β değeri 3,36'dır. Excel'de gerçekleştirilen çözümler birinci grup için Şekil 5.11. ve ikinci grup için Şekil 5.12'de gösterilmektedir.

Birinci grup için yürütülen regresyon analizlerinden elde edilen eşitlik ile hesaplanan güvenlik katsayılarının ortalama ve standart sapmaları sırasıyla 1,50 ve 0,26'dır. Excel'de NORMSDIST formülüyle β 'nın kümülatif dağılım fonksiyonu bulunmuştur. Kümülatif dağılım fonksiyonu % 99,96 olarak hesaplanmıştır. Bu değer birden çıkarılması ile sistemin yenilme yüzdesi % 0,041 olarak belirlenmiştir.

İkinci grup için gerçekleştirilen risk analizlerinde, Eş. 5.11 ile hesaplanan güvenlik katsayıların ortalaması 1,50 ve standart sapması 0,24'tür. β değerinin 3,36 olarak hesaplandığı sistemin yenilme olasılığı da % 0,39 olarak belirlenmiştir.

Şekil 5.11. Birinci grup β çözümü Excel Solver ayarlarıŞekil 5.12. İkinci grup β çözümü Excel Solver ayarları

Sonuçlar, Elastisite Modülündeki değişimlerin risk değerlendirmesinde bir etkisinin olmadığını gösterse de bu yaklaşım yanıltıcı olabilir. İkinci grupta yürütülen Phase² analizlerinde Elastisite Modülünün maksimum ve minimum değerlerine göre hesaplanan güvenlik katsayıları aynıdır. Bu durumun nedeni, yazılımın dayanım azaltma yöntemine (SRF) göre belirlediği güvenlik katsayısını, elastik zemin davranışında

gerçekleştirememesinden kaynaklanmaktadır. Ancak, dayanım azaltma yönteminin kaldırılması ile yeniden analiz edilen sistemlerde hesaplanan deplasmanların Elastisite Modülü değişimlerinden ne derece etkilendiği, güvenlik katsayılarına göre değerlendirilen risk analizlerinde sorgulanamamıştır. Bu amaçla, parametre değişimlerinde meydana gelebilecek hiçbir riski göz ardı etmemek adına bir sonraki alt bölümde statik koşullarda (servis yüklerine maruz kalan) ve plastik davranan zeminde oluşabilecek riskler, yanal deplasmanlar dikkate alınarak değerlendirilmiştir.

5.5.3. İstinye Vakası, statik koşullarda servis yükleri altında gelişen deplasmanların güvenilirlik değerlendirmesi

İstinye Vakasında değerlendirilen güvenilirlik analizlerinde, Elastisite Modülünün plastik zemin davranışında yatay deplasmanlar üzerindeki etkisini araştırmak amacıyla, İçsel sürtünme açısı (ϕ)'na bağlı olarak değişen Elastisite Modülü arasında lineer bir korelasyon kurulmuş ve sistemin statik koşullar altında içsel sürtünme açısı (ϕ), zemin birim hacim ağırlığı (γ), yatay itki katsayısı (σ_h) için varsayılan değişkenler kullanılarak regresyon analizleri yürütülmüştür. Elastisite Modülü'nün ϕ 'ye bağlı değişimi bu değişkenlerin olası en büyük ve en küçük değerleri ile elde edilen lineer korelasyon denklemi ile tanımlanmıştır. Kabul edilen değerler ve ϕ 'ye bağlı değişen Elastisite Modülü denklemi Çizelge 5.9'da gösterilmektedir.

Çizelge 5.9. Elastisite Modülü ve içsel sürtünme açısı arasındaki lineer korelasyon

	ϕ	E
Olası en büyük değer	42	70
Olası en küçük değer	28	30
Lineer Korelasyon	$E=2.857\phi-50$	

ϕ , γ ve σ_h 'a bağlı olarak değişen üç değişken için $2^3=8$ kombinasyondan oluşan analiz takımları oluşturulmuştur. Gerçekleştirilen regresyon analizlerine, içsel sürtünme açısının fonksiyonu olan Elastisite Modülü dahil edilmemiş ve model analizleri çözümlenirken içsel sürtünme açısına bağlı lineer olarak değişen E değeri bu analizlerde değiştirilmiştir. Modellerin Phase² sonlu eleman yazılımında yatay deplasman değerleri mm cinsinden hesaplanmıştır. Oluşturulan 8 modelin girdi parametreleri Çizelge 5.10'da gösterilmektedir. Bu parametreler ile modellenen sistemlerin Phase² sonlu eleman

analizlerinde hesaplanan maksimum yatay deplasmanları Çizelge 5.10'da altıncı kolonda gösterilmektedir.

Çizelge 5.10'da gösterilen analiz sonuçları incelendiğinde, üç parametrik değişkenin de yatay deplasmanları etkilediği sonucuna varılmıştır. Bunlardan, deplasmanlar üzerinde en az etkiye sahip olan parametre, yatay itki katsayısıdır. Sonuçlar, içsel sürtünme açısındaki değişimlerin yatay deplasmanları sınırlamada en etkin parametre olduğunu göstermektedir. İçsel sürtünme açısına bağlı olarak Elastisite Modülünün artması yatay deplasmanları kısıtlamada az da olsa etkilidir. Vaka modelinde kabul edilen $\phi=36^\circ$ 'nin, Çizelge 5.9'da gösterilen lineer korelasyon denkleminde yerine konulmasıyla $E=53$ MPa olarak hesaplanmış ve model analizlerinden elde edilen sonuçlar maksimum yatay deplasmanın 26 mm olduğunu göstermiştir. $E=50$ MPa olarak kabul edilen Vaka Modelinde ise Phase² analizden hesaplanan maksimum yatay deplasman 26,4'tür.

Doğrusal tepki yüzeyi modeli elde edebilmek amacıyla regresyon analizleri gerçekleştirilmiştir. Regresyon analizlerine vaka modeli dahil edilmemiştir. Rastsal değişkenlerin fonksiyonu olan y fonksiyonu maksimum yatay deplasmanı temsil etmektedir. Şekil 5.13'te Microsoft Excel'de hesaplanan regresyon analizleri gösterilmektedir. Tepki yüzeyini veren denklemler Eş. 5.12'de sunulmaktadır. Eşitlikteki δ_h duvar yüzünde gelişen maksimum yanal deplasmanı tanımlamaktadır.

$$\delta_h = -\phi * 2.624 + \gamma * 1.179 + \sigma_h * 15.969 + 87.018 \quad (5.12)$$

Çizelge 5.10. Yanal deplasmanlar açısından güvenilirlik düzeyini belirleyen parametreler ile yürütülen analizler

No	ϕ (°)	γ (kN/m ³)	Yatay İtki Katsayısı (σ_h)	Elastisite Modülü (Mpa)	Maks. Yatay Deplasman (mm)	Regresyon Analizi ile Deplasman (mm)
1	39.85	21.10	0.555	64	16.2	16.2
2	32.15	21.10	0.555	42	36.4	36.4
3	39.85	18.90	0.555	64	14.6	13.6
4	32.16	18.90	0.555	42	32.7	33.8
5	39.85	21.10	0.445	64	13.4	14.4
6	32.15	21.10	0.445	42	35.6	34.6
7	39.85	18.90	0.445	64	11.8	11.8
8	32.15	18.90	0.445	42	32.1	32.0
Vaka	36	20.00	0.5	50	26.4	24.1

Regression Statistics	
Multiple R	0.9975212
R Square	0.99504855
Adjusted R Square	0.99133496
Standard Error	1.01967182
Observations	8

ANOVA					
	df	SS	MS	F	Significance F
Regression	3	835.7810775	278.5937	267.948	4.58932E-05
Residual	4	4.158922461	1.039731		
Total	7	839.94			

	Coefficients	Standard Error	t Stat	P-value	Lower 95%	Upper 95%	Lower 95.0%	Upper 95.0%
Intercept	87.0176502	8.075516511	10.77549	0.000421	64.59642194	109.4389	64.5964219	109.438879
ϕ (°)	-2.6243183	0.093668945	-28.017	9.66E-06	-2.884384937	-2.36425	-2.88438494	-2.36425157
γ (kN/m ³)	1.178836	0.327734952	3.596919	0.022821	0.268897898	2.088774	0.2688979	2.08877411
Yatay İtki Katsayısı (σ_h)	15.9687345	6.554699043	2.436227	0.071499	-2.230027569	34.1675	-2.23002757	34.1674966

$\delta h = -\phi * 2.624 + \gamma * 1.179 + \sigma_h * 15.969 + 87.018$ Regresyon analizinden elde edilen formül

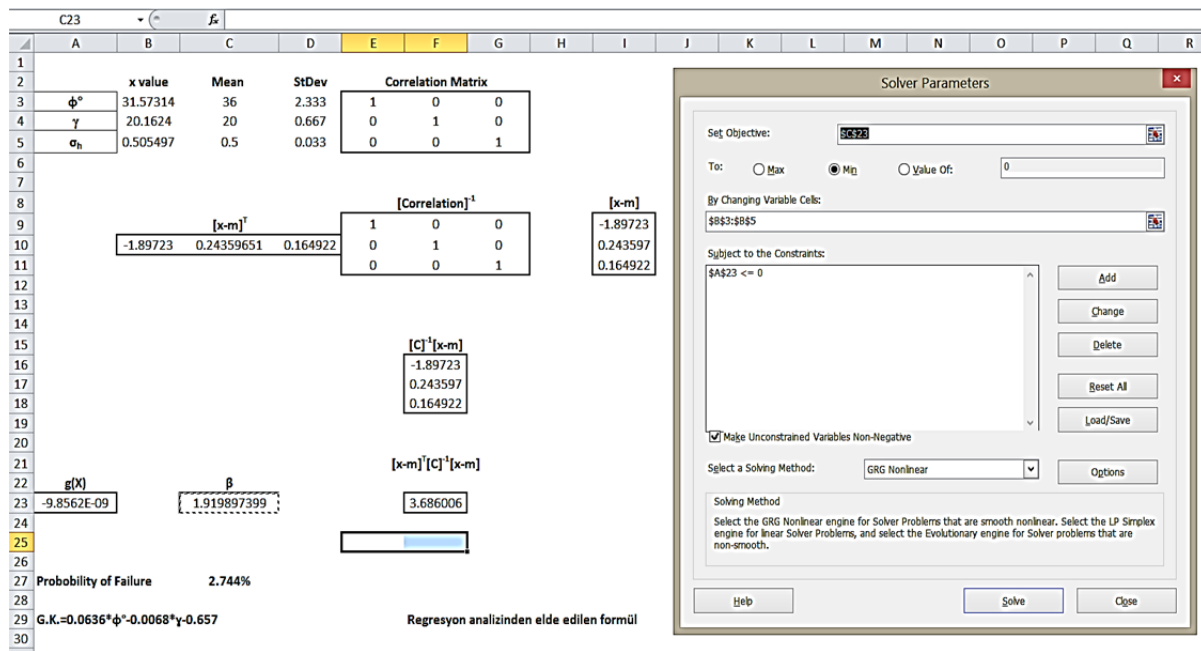
Şekil 5.13. Statik koşullarda deplasman riskini belirleyen parametreler ile yürütülen regresyon analizleri

Regresyon analizlerinden birinci grup için R^2 ve düzeltilmiş R^2 sırasıyla 0,995 ve 0,991 olarak bulunmuştur. Katsayıların 1'e oldukça yakın olması yüzey modelinin uyumlu olduğunu göstermektedir. Regresyon analizlerinden elde edilen tepki yüzeyi denkleminde her bir kombinasyonda yer alan parametreler Eş. 5.12'de yerine konularak maksimum yatay deplasmanları hesaplanmıştır. Hesaplanan sonuçlar Çizelge 5.9'da son kolonda gösterilmektedir.

Analiz sonuçlarından da görüldüğü üzere Phase² sonlu elemanlar yazılımından elde edilen maksimum yanal deplasmanlar ile regresyon analizlerinden elde edilen denklemler ile hesaplanan (bkz. Eş. 5.12) deplasmanlar birbirine yakındır.

4. Bölümde değerlendirilen parametrik çalışmalarda yürütülen analizlerden, İstinye Park sisteminin güvenlik katsayısının 1'e yakın olması durumunda sistemde hesaplanan maksimum deplasmanın 36-38 mm arasında değiştiği görülmüştür. FHWA (2015), ince daneli zeminlerde kalıcı iksa sistemleri için, maksimum yanal deplasmanların duvar yüksekliğinin yaklaşık 1/333'ü olduğunu belirtilmektedir. 12 m yüksekliğinde olan İstinye Park iksasında FHWA (2015)'e göre hesaplanan maksimum deplasman yaklaşık 36 mm'dir. Analiz ve FHWA (2015) sonuçları dikkate alınarak $G(x)$ performans fonksiyonu, $G(x) = 36 - f(x)$ eşitliği ile tanımlanmıştır.

Muhtemel başarısızlık yüzeyine dokunan elips, β 'yı en küçük yapan değerdir. Bu amaçla, $G(X)=36-(\phi * 2.624+\gamma*1.179+\sigma_h*15.969+87.018)$ denklemlerini ≤ 0 ve aynı zamanda β 'yı minimum yapan rastsal değişkenler Microsoft Excel Solver çözümü yardımıyla hesaplanmıştır. Yukarıda anlatıldığı şekilde yapılan hesaplamalardan elde edilen β değeri yaklaşık 1,92'dir. Excel'de gerçekleştirilen çözümler Şekil 5.14'te gösterilmektedir. Excel'de NORMSDIST formülüyle β 'nın kümülatif dağılım fonksiyonu bulunmuştur. Kümülatif dağılım fonksiyonu yaklaşık % 97,3 olarak hesaplanmıştır. Bu değer bir den çıkarılması ile sistemin yenilme yüzdesi % 2,74 olarak belirlenmiştir.



Şekil 5.14. Deplasman güvenilirliğinin değerlendirilmesinde, β çözümü Excel Solver ayarları

5.6. Sonuçların Değerlendirilmesi

Bir sistemin güvenilirlik düzeyini belirlemek amacıyla yürütülen çalışmada, İstinye Park iksa yapısı üzerinde risk analizleri gerçekleştirilmiştir. Sistemin duraylılığını araştırmak amacıyla hem statik hem de dinamik koşullar altında stabilite tahkikleri değerlendirilmiştir. Ayrıca, performansı belirleyen deplasmanların olası riskleri statik koşullar altında araştırılmıştır.

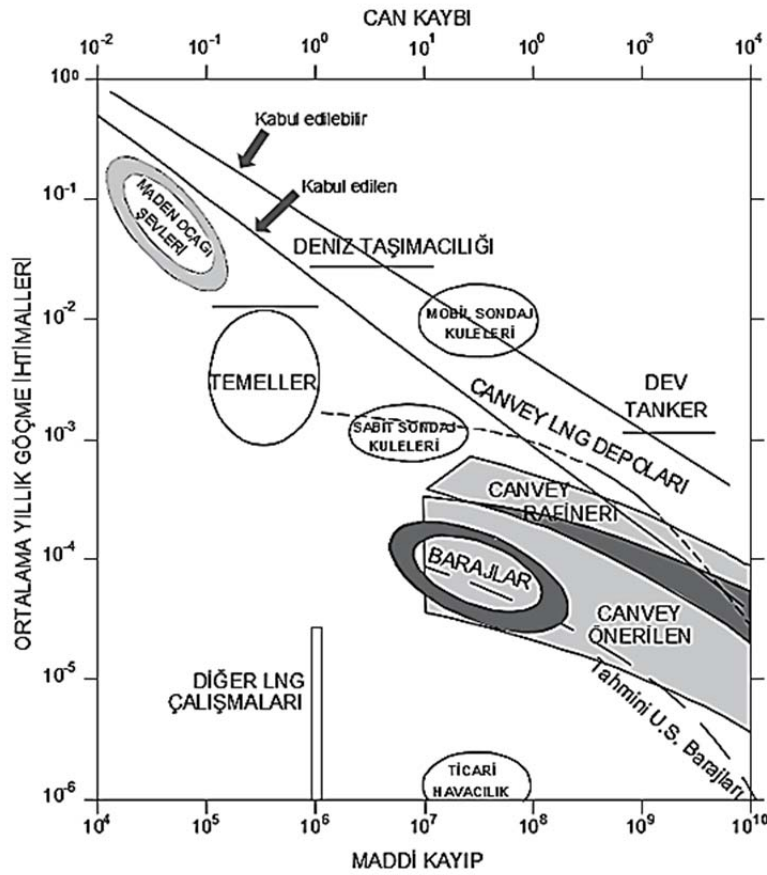
Stabilite tahkiklerinde, İstinye Vakası için statik ve dinamik koşullar altında gerçekleştirilen analizlerde toplamda 4 farklı grup için elde edilen başarısızlık olasılığı

yüzde cinsinden Çizelge 5.11’de özetlenmektedir. İstinye Park zemin çivili iksa sisteminin güvenilirlik tasarımı, risk içeren parametrelere bağlı olarak araştırılmıştır. Analizlerde sismik yük katsayısının, modellerin yenilme olasılığı üzerinde önemli etkisi olduğu sonucuna varılmıştır. Elastisite Modülünün sistem performansını belirleyen deplasmanları etkilemesi gerektiği düşüncesiyle Bölüm 5.5.3’te anlatılan güvenilirlik değerlendirilmesi gerçekleştirilmiştir. Deplasman açısından değerlendirilen risk analizlerinin sonuçları da Çizelge 5.11’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.11. İstinye Park Vakası başarısızlık olasılıkları

	Duraylılık Tahkikleri				Deplasman
	Statik Analizler		Pseudo-Statik Analizler		Statik Analizler (Servis Yükleri)
	1. Grup	2. Grup	1. Grup	2. Grup	
Başarısızlık Olasılığı p_f (%)	% 0,041	% 0,039	% 3,79	% 3,75	% 2,74
Güvenilirlik Endeksi, β	3,35	3,36	1,78	1,78	1,92

Hedef güvenilirlik indisinin ya da göçme ihtimalinin belirlenmesi Güvenilirlik Bazlı Tasarımın (RBD) önemli bir adımıdır. Hedef Güvenilirlik, geçmişte yapılmış tasarımlardan, araştırma ve saha çalışmalarından elde edilen tecrübelerle dayanılarak belirlenen ortalama bir güvenilirlik indisidir. Hedef güvenilirlik indisinin belirlenebilmesi için çeşitli mühendislik sistemleri için yenilme olasılığı - kayıp (F-N) diyagramları oluşturulmuştur. Farklı mühendislik yapılarının ortalama yıllık göçme ihtimallerini gösteren örnek bir F-N diyagramı Şekil 5.15’te verilmiştir. Şekil 5.15’ten görüleceği gibi, hedef güvenilirlik, sistemin cinsine göre değişmektedir. Örneğin, temel sistemleri için yıllık ihtimal 10^{-2} ile 10^{-3} arasında, barajlar için ise bu değer 10^{-4} ile 10^{-5} arasında değişmektedir.



Şekil 5.15. Farklı mühendislik yapılarının ortalama yıllık göçme ihtimallerini gösteren örnek bir F-N diyagramı (Baecher and Christian, 2003)

Ayrıca, literatürde hedef güvenilirlik için farklı araştırmacılar kendi tecrübelerine dayanarak farklı değerler vermektedir. Örneğin, Criswell ve Vanderbilt (1987) isale hattı yapıları için hedef güvenilirlik indisini 2,7 ila 3,2 olarak verirken, ASCE Yapı Yükleri Görev Komitesi (TCS) (1991) bu değeri 2,3 ila 3,4 arasında tanımlamaktadır. Diğer yandan, temel tasarımı için hedef güvenilirlik Meyerhof (1994) tarafından 2,3~3,7 olarak belirlenirken, National Building Code of Canada (1995) tarafından 3,5 olarak belirlenmiştir. Aynı şekilde, derin kazı destek yapıları gibi geçici sistemler için hedef güvenilirliğin 2,2 olarak seçilebileceği Aslay (2013) tarafından belirtilmiştir.

Çizelge 5.11 incelendiğinde, statik durumda gerçekleştirilen duraylılık tahkikleri göz önünde bulundurulduğunda, inceleme konusu geçici iksa yapısının 3,4 mertebesinde belirlenen güvenilirlik indeksinin literatürde yer verilen hedef güvenilirlik seviyesini büyük oranda aştığı anlaşılmaktadır. Fakat depremli durum ve deplasmana dayalı analizler incelendiğinde 1,8-1,9 seviyelerinde güvenilirlik indeksleri elde edilebildiği, bu değerlerin de sınır seviyelerin oldukça altında olduğu görülmektedir.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, çivi ile desteklenmiş iksa sistemlerinde daha etkin bir tasarım elde edebilmek için sistemin performansını etkileyen parametreler araştırılmıştır. Çivili duvar deplasman ve stabilitesini etkileyebileceği düşünülen faktörler, çivi eğimi, aşamalı kazıda çivi uzunluk paterni, çivi akma dayanımı, çivi çapı, çivi yatay aralıkları ile püskürtme betonu kalınlığıdır. İstinye Park ve Seattle'da inşa edilen ve deplasman ölçümleri gerçekleştirilen iki vaka üzerinden, sistem yapısının performansını oluşturan stabilite ve deformasyonlar Phase² sonlu elemanlar yazılımı ile değerlendirilmiş ve bulunan sonuçlar arazi okumaları ve daha önceki çalışmalarda kullanılan yazılımlardan elde edilenler ile karşılaştırılmıştır. Program analiz çıktılarının, arazide okunan deplasman değerlerine oldukça yakın sonuçlar vermesi sonlu eleman modelinin özellikle maksimum değerler açısından davranışı temsil yeteneğini ispatlamaktadır. Phase² yazılımında hesaplanan güvenlik katsayıları da genel olarak önceki çalışmalarda kullanılan yazılımlardan elde edilenler ile uyumludur. Çalışmada kullanılan yazılımın çivili duvar davranışını yeterince başarılı şekilde temsil ettiği ispatlandıktan sonra araştırılan faktörlerin, sistem üzerindeki etkileri aşağıda özetlenmektedir:

İstinye Park ve Seattle vakalarında değerlendirilen çivi eğiminin sistemde oluşturduğu sonuçlar birbirleri ile benzerlik teşkil etmektedir. İki vakada da sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçlar $\alpha=15^\circ$ eğim açılarında yerleştirilen çiviler ile oluşturulan sitemlerin optimum çözüm olduğunu göstermektedir. Artan çivi eğimlerine bağlı olarak İstinye Vakası için çivilerin yatayla yaptıkları açı $\alpha=35^\circ$ ve Seattle Vakası için $\alpha=30^\circ$ iken sistem yenilmiştir. FHWA (1998, 2015)'te geometri ve zemin parametrelerine göre değişen bu etkinin oluşacağı açı değeri belirtilmese de sistemin güvenli bir şekilde duraylılığını koruyabilmesi açısından α değerinin 20° 'yi geçmemesi önerilmektedir. Zemin çivisi eğimleri, çivilerin güçlendirme özelliklerini etkileyebilir. Çivi eğiminin artması çivide gelişen güçlendirici kuvvetleri (çekme kuvvetleri) azaltacaktır. Çok dik eğimle yerleştirilen zemin çivilerinde basınç kuvveti gelişebilir. Bu durum, çivili yapının stabilitesini azaltır. FHWA tarafından önerilenin aksine, α açısının 5° 'den daha küçük uygulanması enjeksiyonla doldurulan delikte boşluk kalma riskinden dolayı yapım zorluğuna sebep olmaktadır. Alınacak ek önlemler olumsuz koşulları ortadan kaldırsa bile projeci tarafından bu gibi uygulamaların maliyet etkinliği mutlaka

değerlendirilmelidir. Vaka analizlerinden de görüldüğü üzere yukarı dönük çivi uygulamaları her koşul için optimum tasarımı sağlamayabilir.

Etkin çivi uzunluğunu araştırmak amacıyla İstinye modelinde tüm çivi uzunlukları eşit alınarak, yalnızca çivi boylarının değiştiği uygulamalar Phase² yazılımında modellenmiş ve çıkan sonuçlar karşılaştırılmıştır. FHWA tarafından önerilen sınır uzunluk ön tasarım değerlendirmesinde 6,6 m hesaplanmıştır. Phase² analizinde 6 m uzunluğundaki çivilerle kurulan sistemde kritik yapılar için önerilen güvenlik katsayısı (FHWA sınırı:1,36) elde edilmiştir. Ön tasarım değerlendirmesinde güvenlik katsayısının 1,35 olarak kabul edilerek düzenlenen abaklardan yakın sınır uzunluğun elde edilmesi Phase² yazılımının güvenlik katsayısı tahminindeki hassaslığını da kanıtlamaktadır. Çivi boylarının 8 m'den 10 m'ye uzaması yanal deplasmanlarda yalnızca 1 mm azalma sağlamıştır. 8 m'den daha uzun seçilen çivi boylarının deplasmanları kısıtlamadaki etkisi azalmakta ve ekonomik tasarımdan uzaklaşmaktadır. Seattle modelinde araştırılan etkin çivi uzunluğu (L=10 m) da FHWA tarafından önerilen 10,3 olan minimum değere yakındır. 12 m'den daha uzun seçilen çivi boyları sisteme ekstra katkı sağlamayacağı gibi maliyetleri de arttırmaktadır. Analizlerden elde edilen sonuçlar, etkin çivi uzunluğunu belirlemede FHWA (1998) abakları kullanılarak hesaplanan ön tasarım değerlerinin optimum olduğunu göstermektedir.

Çivi uzunluğu paterninin etkisini araştırmak amacıyla değişken çivi uzunlukları ile İstinye ve Seattle modellerinde gerçekleştirilen analizlerde, aşamalı kazıda üst kotlara yerleştirilen zemin çivilerinin yatay deplasmanları azaltma yönünde katkı sağlamakta oldukları görülmüştür. Alt kısma monte edilen çiviler ise yapı stabilitesini güçlendirmekte daha etkilidir. Bu durumun nedeni daha uzun kullanılan ankraj boylarının göçme yüzeyinin ötesine kadar uzanmasıdır. Sonuçlar ayrıca, alt sıra çivi boylarındaki azaltmanın FHWA önerileri dikkate alınarak yapıldığında optimum tasarımın elde edildiğini göstermektedir.

Çivi çapının sistem performansı üzerindeki etkisinde İstinye vakasından elde edilen sonuçlara göre, FHWA tarafından 1,35 olarak kabul edilen güvenlik katsayısı ile değerlendirilen ön tasarımda, çivi çapı yaklaşık 28 mm hesaplanmıştır. Phase² analizinde çivi çapının 28 mm olarak kullanıldığı sistemde, hesaplanan güvenlik katsayısı 1,39'dur. Sistemin güvenli bir şekilde duraylılığını koruyabilmesi açısından analizlerden elde edilen

sonuçlara göre minimum çivi çapı $\phi=28$ mm olmalıdır. Analiz sonuçlarından belirlenen çivi çapı, FHWA tarafından önerilen çivi çapı ile özdeşdir. Bu durum aynı zamanda Phase² yazılımındaki güvenlik katsayısı tahminine olan güveni arttırmaktadır. Deplasman sonuçları ve güvenlik katsayıları birlikte değerlendirildiğinde, $\phi=28-32$ mm çivi çaplarının optimum olduğu düşünülmektedir. Çapın bu aralıktan sonra daha da artması, sisteme deplasmanlar ve güvenlik katsayısı açısından önemli bir katkı sağlamamaktadır. Seattle vakasından elde edilen sonuçlara göre, FHWA tarafından hazırlanan ve ön tasarımda, tasarımcıya yol gösteren abaklar kullanılarak hesaplanan çivi çapı ise $\phi=38$ mm'dir. Analiz sonuçlarına göre ise, çivi çapının minimum değeri $\phi=30$ mm olarak tespit edilmiştir. Seattle vakasında kullanılan çapın analiz sonuçları ve arazi ölçümleri ile güvenli tarafta kaldığı görülmektedir. Ancak FHWA (1998) ile hesaplanan çap optimum tasarımdan biraz uzaklaşmaktadır. İki vaka analizlerinden de çapın belli değer aralıklarından daha fazla arttırılması ile sistemin optimum tasarımdan uzaklaştığı görülmektedir.

Çivi yatay aralıklarının performans üzerindeki etkilerini araştırmak amacıyla yürütülen vaka analizlerinden elde edilen sonuçlar FHWA (2015)'in belirlediği aralıkların optimum çözüm olduğunu göstermektedir. İstinye analizlerinden elde edilen sonuçlara göre, sistem stabilitesinin güvenli tarafta kalması amacıyla seçilmesi gerekli aralığın 2,5 m'den fazla olmaması önerilmektedir. 2,5 m yatay çivi aralıkları ile oluşturulan sistemde, yatay ve düşey aralıklarından elde edilen çarpım ($S_h \times S_v$) $3,75 \text{ m}^2$ olarak bulunur. Bu değer FHWA tarafından önerilen sınırlarda kalmaktadır. Analiz sonuçlarına göre güvenli tarafta kalmayan 3 m yatay aralık seçildiğinde bu çarpımdan $4,5 \text{ m}^2$ elde edilir ki, çıkan sonuç sınır değer olan $3,9 \text{ m}^2$ 'den büyüktür. Benzer sonuçlar Seattle vakasında da görülmektedir. Seattle vakasında, sistem stabilitesinin güvenli tarafta kalması amacıyla seçilmesi gerekli aralığın 2,0 m'den fazla olmaması önerilmektedir. 2,0 m yatay çivi aralıkları ile oluşturulan sistemde, yatay ve düşey aralıklarından elde edilen çarpım ($S_h \times S_v$) $3,6 \text{ m}^2$ olarak bulunur. Bu değer FHWA tarafından önerilen sınırlarda kalmaktadır. Analiz sonuçlarına göre güvenli tarafta kalmayan 2,3 m yatay aralık seçildiğinde bu çarpımdan $4,14 \text{ m}^2$ elde edilir ki, çıkan sonuç sınır değer olan $3,9 \text{ m}^2$ 'den büyüktür.

Çivi akma dayanımının etkisini araştırmak amacıyla İstinye ve Seattle vakalarında değerlendirilen analiz sonuçları, akma dayanımının 420 MPa'dan 500 MPa'a çıkmasında

deplasmanlar ve stabilite üzerinde bir etkisinin olmadığını göstermektedir. Sistemde uygun çap belirlendikten sonra piyasada üretilen çelikler ile oluşturulan iksa yapılarında sistem güvenliği sağlanmış olacaktır.

Püskürtme betonunun etkisini araştırmak amacıyla vaka analizleri üzerinden yürütülen çalışmada, püskürtme kalınlığının yatay deplasman açısından kayda değer bir değişikliğe sebep olmadığı görülmektedir. Püskürtme kalınlığı daha çok kazı yüzeyini desteklemek amacıyla kullanılır.

İncelenen zemin çivili sistemler, çeşitli geoteknik belirsizlikler barındırmaktadır. Mevcut sistemlerde güvenilirlik düzeyinin belirlenmesi önem taşımaktadır. Tasarlanan sistem, büyük belirsizliklerin varlığı ile başarısız olabilmektedir. Bu çalışmada ayrıca, İstinye Park sisteminde statik ve dinamik koşulda güvenilirlik endeksleri hesaplanarak başarısızlık ihtimalleri (göçme durumu) ortaya konulmuştur. Analiz sonuçları, geleneksel tasarım yöntemleri kullanıldığında, zemin çivili iksa sistemlerinde statik durumda yeterli güvenilirliğe ulaşıldığını, depremli durum ve deplasman sınırlamaları dikkate alındığında ise, güvenilirlik indeksinin literatürde yer verilen sınır değerlerden küçük olarak ortaya çıktığını ortaya koymaktadır. Deprem yüklemesi için Wen vd. (1996) çerçevesi sistemlerde 1,5-1,8 arasında değişen hedef güvenilirlik indeksleri sunduğundan ve incelenen yapı geçici olduğundan, elde edilen güvenilirlik indekslerinin yeterli olduğu söylenebilir.

KAYNAKLAR

1. Lazarte C.A., Robinson H., Gómez C.E., Baxter A., Cadden A. and Berg R. (2015). Geotechnical engineering circular no. 7 soil nail walls; FHWA NHI-14-007. *Washington*. 1-263.
2. Porterfield, J. A., Cotton, D.M., and Byrne, R.J. (1994). Soil nailing field inspectors manual, demonstration project 103; FHWA 93-068. *Washington*. 1-173.
3. Federal Highway Administration. (1998). Manual for design and construction monitoring of soil nail walls; FHWA-SA-96-069R. *Washington*.
4. Lang, T.A. (1972). Rock reinforcement. *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 3(2), 215-239.
5. Rabejac, S., Toudic, P. (1974). Construction of a retaining wall between Versailles-Chantiers and Versailles-Matelots. *General Review of the Railways*, 93, 232-237.
6. Stocker, M.F., Korber, G.W., Gässler, G., and Gudehus, G. (1979). Soil nailing. *In International Conference on Soil Reinforcement I*, 2, 469-474.
7. Gässler, G. and Gudehus, G. (1981). Soil nailing some aspects of a New technique. *In Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3(12), 665-670.
8. Tunç, A. (2002). *Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları* (Yirmi İkinci Baskı). Türkiye: NOBEL Yayınevi, 758-764.
9. Byrne, R.J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., and Ueblacker, G. (1998). Manual for design and construction monitoring of soil nail walls; FHWA SA-96-69R. *Washington*. 76-173.
10. Briaud, J.L. and Lim, Y. (1997). Soil-nailed wall under piled bridge abutment: simulation and guidelines. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 123(11), 1043-1050.
11. Plumelle, C., Schlosser F., Delage, P., and Knochenmus, G. (1990). French national research project on soil nailing. *Clouterre, American Society of Civil Engineers Special Technical Publication*, 25, 660-675.
12. Bruce, D.A. and Jewell, R.A. (1987). Soil nailing: application and practice, part 2. *Ground Engineering, JBGS*, 20(1), 21-28.
13. Yıldırım, S. (2004). *Zemin incelemesi ve temel tasarımı*. İstanbul: BİRSEN Yayınevi, 758-764.
14. Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical earthquake engineering*. New Jersey :Prentice Hall, 466-481.

15. Durgunoğlu, H.T., Keskin, H.B., Kulaç, H.F., İkiz, S. and Karadayılar, T. (2007,September). *Performance of very deep temporary soil nailed walls in Istanbul*. Paper presented at the 17th Ground Improvement Workshop, Madrid.
16. ZETAŞ Zemin Teknolojileri Anonim Şirketi. (2006). İstanbul'da zemin çivisi uygulamaları ara raporu. *İstanbul*.
17. Thompson, S.R. and Miller, I.R. (1990). Design, construction and performance of a soil nailed wall in seattle, washington, design and performance of earth retaining structures. *Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE*, 25, 629-643.
18. Alhabashi, A. (2006). *Finite element based design procedures for MSE/ soil-nailed hybrid retaining wall systems*. Doctoral Thesis, Texas Tech Üniversitesi, Teksas.
19. Shiu ,Y.K. and Chang G.W.K. (2005). Effects of inclination, length pattern and bending stiffness of soil nails on behaviour of nailed structures; *GEO 197. Hong Kong*, 8-106.
20. Barry D. and Siel, P.E. (2014). Soil nail analysis program user's manual; FHWA-HIF-14-016. *Colorado*. 1-77.
21. Japan Highway Public Corporation. (1998). Design and works outlines on the soil-cutting reinforcement soilworks; JHPC. *Japan*.
22. Ma L, Shen S.L., Du Y.J. and Sun W.J. (2011). A case study of the behavior of soil-nail supported deep mixed wall in the soft deposit of Shanghai. *International Association of Lowland Technology*, 13(2), 1–8.
23. Güler, E. and Bozkurt, C. F. (2004). The effect of upward nail inclination to the stability of soil nailed structures. *Geotechnical Special Publication ASCE*, 126, 2213-2220.
24. Jewell, R.A. (1980). *Some effects of reinforcement on the mechanical behaviour of soils*. Master's Thesis, University of Cambridge, England.
25. Schlosser, F. (1982). *Behaviour and design of soil nailing*. Paper presented at the Proceedings of Symposium on Recent Developments in Ground Improvements, Bangkok.
26. Juran, I., Baudrand, G., Farrag, K. and Elias, V. (1990). Kinematical limit analysis for design of soil-nailed structures. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 116(1), 54-72.
27. Bridle, R.J. (1989). Soil nailing - analysis and design. *Ground Engineering*, 52-56.
28. Jewell, R.A. and Pedley, M.J. (1990). Soil nailing design: the role of bending stiffness. *Ground Engineering*, 30-36.
29. Jewell, R.A. and Pedley, M.J. (1992). Analysis for soil reinforcement with bending stiffness. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 118(10), 1505-1528.

30. Babu, G.L.S., Murthy, B.R.S. and Srinivas A. (2002). Analysis of construction factors influencing the behaviour of soil-nailed earth retaining walls. *Ground Improvement*, 6(3), 137-143.
31. Suther, J .W. (2001). *Design of experiments*. Paper presented at the Michigan Technological University, Michigan.
32. Low, B. K., and Tang, M.H. (1997). Efficient reliability evaluation using spreadsheet. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 123, 749-752.
33. Hasofer, A. M. and Lind, N. (1974). An exact and invariant first-order reliability format. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 100(1), 111-121.
34. Ditlevsen, O. (1981). *Uncertainty modeling with applications to multidimensional civil engineering systems* (First edition). New York: McGraw-Hill, 472.
35. Low, B.K. (1996). Practical probabilistic approach using spreadsheet. *Procedure of Uncertainty in Geologic Environment-From Theory to Practice, ASCE*, 2, 1284-1302.
36. Dai, S.H. and Wang, M.O. (1992). *Reliability analysis in engineering applications*. New York: Van Nostrand Reinhold
37. Huber, M. (2011). *Response surface method in advanced reliability based design*. Paper presented at the Proceedings of the 9th International Probabilistic Workshop, Braunschweig, Almanyia.
38. Jaya, V.and .Arun, C. (2013, 22-24 December). *Reliability study on pseudo static approach of soil nail walls*. Paper presented at the Proceedings of Indian Geotechnical Conference, Roorkee, Hindistan.
39. Wen Y.K., Collins K.R., Han S.W. and Elwood K.J. (1996). Dual-level designs for buildings under seismic loads. *Structural Safety*, 18(2/3), 195-224.
40. Baecher, G.B. and Christian, J.T. (2003). *Reliability and statistics in geotechnical engineering*. New York: John Wiley & Sons, 377-459.
41. Criswell, M. E. and Vanderbilt, M. (1987). Reliability – based design of transmission line structures; EPRI EL-4793 (1). *Electric Power Research Institute*, Palo Alto, 473
42. Wong, C. J. and Miller, M. D. (1991). Guidelines for electrical transmission line structural loading. *Manual and Report on Engineering Practice 74, ASCE*, 3, 1-11.
43. Meyerhof, G.G. (1994). *Evolution of safety factors and geotechnical limit state design*. Paper presented at Texas A&M University College Station, Texas.
44. National Building Code of Canada. (1995). Associate committee on the national building code; NRCC 23174. *Ottawa*. 454.
45. Aslay, Z. (2013). *Derin kazılara komşu yapılar için geoteknik risk analizleri*. Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

EKLER

Ek-1. Phase² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları

Ek-1.1. Giriş

Phase², Rocscience geoteknik yazılımının kazı ve şevlerde sonlu elemanlar analizi yapan bir modülüdür. Zemin ve kaya için 2 boyutlu sonlu elemanlar analizi yapar. Bu modül aynı zamanda kazı tasarımı, şev stabilitesi, sızma problemi, olasılık analizi, konsolidasyon ve dinamik analiz özellikleri içeren geniş mühendislik alanlarında kullanılabilir. 1996 yılında kurulmuş olan bu analiz programı dünyanın birçok ülkesinde güvenilirliğini kanıtlamıştır ve kullanılmaya devam etmektedir. Bu yazılım ayrıca, karmaşık, çok aşamalı modelleri kolayca oluşturur ve hızlı bir şekilde analiz edebilir (zayıf ya da eklemlili kayada yer alan tünel analizleri, yeraltı santral mağaraları, açık ocak madenleri ve yamaçlar, seddeler, mekanik olarak stabilize edilmiş zemin yapıları vb.). Gelişen çatlaklar, destek etkileşimleri gibi problem çeşitleri de ele alınabilir. Phase²'de birçok destek modelleme seçenekleri de mevcuttur. Kaplama elemanı seçeneği; püskürtme beton, beton, çelik set sistemleri, istinat duvarları, kazık, çok katmanlı kompozit kaplamalar, geotekstil ve daha birçoklarını modellemede kullanılabilir. Modelde anlatılan zemin çivilerini tasarlamak amacıyla kullanılan bir çok bulon çeşidi de bu modül kapsamında sunulmaktadır.

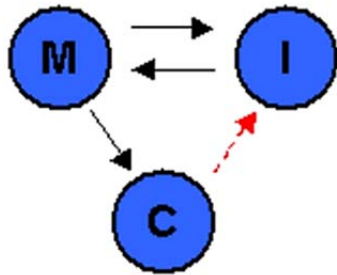
Phase²'nin en önemli özelliklerinden biri de kesme dayanımı azaltma yöntemi kullanılan sonlu elemanlar ile şev stabilitesi analizidir. Bu seçenek ile otomatikleştirilmiş olan Mohr-Coulomb ya da Hoek-Brown dayanım parametreleri kullanılabilir.

Phase² üç temel program modülünü içerir;

- Model (MODEL)
- Hesap (COMPUTE)
- Hesap çıktıları (INTERPRET)

MODEL, model sınırlarını, destekleri, yerinde gerilmeler, sınır koşulları, malzeme özelliklerini girmek ve düzenlemek ve sonlu elemanlar ağını oluşturmak için kullanılan ön-işleme modülüdür. MODEL, COMPUTE ve INTERPRET modüllerinin her biri bağımsız programlar olarak çalışmaktadır. Modüller, aşağıdaki şemada gösterildiği gibi, aynı zamanda birbirleri ile etkileşim içindedirler.

Ek-1. (devam) Phase² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları



Şekil 1.1. Modüller arasında geçişi gösteren etkileşim şeması

COMPUTE ve INTERPRET model içinden başlatılabilir. Sonuçlar INTERPRET üzerinden alınmadan önce, bir dosya üzerinde (COMPUTE) çalıştırılması gereklidir. Bu durum bağımlı olmasından dolayı Şekil 1.1'deki şemada kırmızı ok ile gösterilmiştir. MODEL ise ITERPRET üzerinden başlatılabilir.

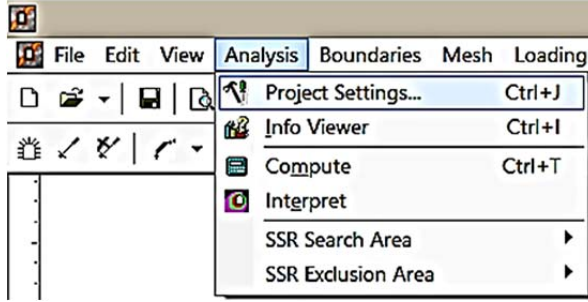
Phase² yazılımının; modelleme, çözümleme ve çıktı aşamaları, çalışmada sunulan vaka modellerinden İstinye Park ve Seattle analizleri üzerinden anlatılmış ve bu analizlerde kullanılan parametreler detaylı bir şekilde aşağıdaki bölümlerde belirtilmiştir.

Ek-1.2. İstinye Park Modelinin Phase² Programındaki Analiz Basamakları

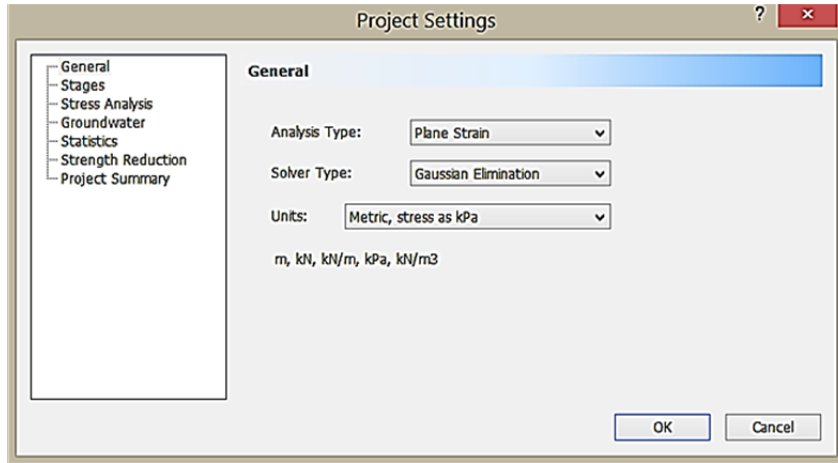
Modeli oluşturmaya başlamadan önce ilk olarak Project Settings seçeneği ile model için ana kurulum parametreleri yapılandırılır. Proje ayarlarından bazıları çeşitli modelleme seçeneklerinin kullanılabilirliği ve işleyişini belirlediği için modelleme başında seçilmelidir. Özellikle analiz tipi, inşaat aşaması sayısı, yer altı yöntemi ve birimler model oluşturulmaya başlamadan önce mutlaka tanımlanmalıdır.

Proje Ayarları iletişim kutusunun solundaki listeden ayarlar ile ilgili alt bölümlere sayfanın adını seçerek erişilebilir. İlk olarak General sekmesi gelir. Bu sekmede; analiz tipi, çözüm tipi ve birimler mevcuttur. Analiz tipi olarak vaka modellerinde düzlem gerilme (Plain Strain) seçilmiştir. Çoğu Phase² modeli düzlem gerilme olarak temsil edilmektedir. Bu model düzlem dışındaki yönde sonsuz uzunlukta kazı yapıldığını varsayar ve bu yöndeki gerilmeleri sıfır olarak kabul eder.

Ek-1. (devam) Phase² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları



Şekil 1.2. Phase² yazılımda proje ayarlarını yönetme



Şekil 1.3. Proje ayarları alt sekmeleri

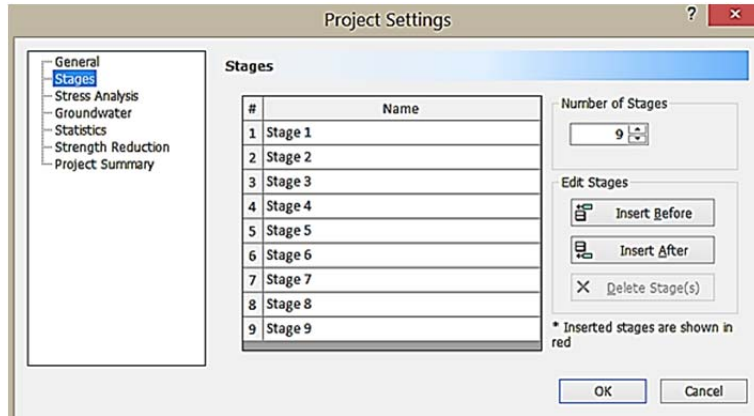
Diğer analiz tipi, eksenel simetrik analizdir (Axisymmetric). Eksenel simetrik analiz, bir eksen etrafında döner şekilde simetrik bir 3-boyutlu model analiz etmeyi sağlar (örneğin, dairesel bir tünelin ucu). Girişi 2 boyutlu olmasına rağmen, analiz sonuçları 3 boyutlu bir problem için de geçerlidir.

İkinci seçilmesi gereken sekme, çözüm tipidir. Çözüm tipi, program model çözümü için denklem sistemini temsil eden matrislerin hangi metotla hesaplanacağını gösterir. Conjugate Gradient ve Pre-Conjugate Gradient seçenekleri tüm elastik materyaller için çözüm süresini kısaltmak ve böylece büyük problemler için daha hızlı sonuç elde edebilmek amacıyla kullanılmaktadır. Vaka analizlerinde çözüm tipi olarak Gaussian Elimination seçilmiştir. Vaka modelleri büyük eleman ağlarında ve karmaşık yapılardan oluşmadığı için diğer yöntemlerin seçilmesine gerek duyulmamıştır.

Ek-1. (devam) Phase² Yazılımı Hakkında Genel Bilgiler ve Modelleme Aşamaları

Diğer sekmede birimler tanımlanmaktadır. Çalışmalarda metrik sistem kullanılmıştır. Uzunluk birimi olarak m, gerilme birimi olarak kPa tanımlanmıştır.

Proje ayarlarındaki bir sonraki sekme, aşamalardır (Stages). İstinye modeli toplam 10 aşamadan oluşmaktadır. İlk aşamada zeminin kendi ağırlığından oluşan deplasmanlar hesaplanarak sıfırlanmıştır. İkinci aşama ilk kazının yapıldığı ve ardından ilk çivinin uygulandığı aşamadır. Bir sonra kazılan kazı ve çiviler bu aşamaları takip eder. Toplam 8 çivi ikinci aşamadan sekizinci aşamaya kadar uygulanır. Son olarak da (10. Aşamada) 10kN/m^2 'lik sürşarj yükü verilerek zemin çivisiyle desteklenen iksa tamamlanmış olur. Yapım tekniği olarak aşama kazısı yapıldıktan sonra yüzeye püskürtme uygulanır ve kazı yüzeyi çivi uygulaması başlayıncaya kadar desteksiz kalır. Bu sebeple, Phase² yazılımında simülasyonu gerçekleştirilen çivilerin, uygulandıkları kazı adımıdan bir sonraki aşamada tanımlanması daha mantıklı olmaktadır. Ancak bu şekilde yapılan analizlerde sonuçların değişmediği görülmektedir. Ayrıca, bu şekilde modellenen bazı örneklerde matris denklemleri çözilemeyerek analiz tamamlanamamıştır.



Şekil 1.4. Proje ayarlarında inşaat adımlarının sayısının oluşturulması

Ek-1. (devam) Phase² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları

Üçüncü sekme gerilme analizi sekmesidir (Stress Analysis). Bu seçenekler Phase² sonlu elemanlar stres analizi kontrol parametrelerini özelleştirmek için kullanılabilir. En üstteki seçenek (Maximum Number of Iterations), her yük adımı için maksimum iterasyon sayısını denetler. Otomatik olarak programın getirdiği değer 500'dür. Bu değer artması daha hassas çözümler sunmaktadır. Ancak vaka analizleri için bu değer arttırıldığında hiçbir değişiklik olmadığı görülmüştür. İterasyon sayısının gereğinden fazla artması sonucu değiştirmemekle birlikte çözüm süresini uzatmaktadır. Bundan dolayı otomatik gelen 500 seçeneği korunmuş ve modellerde programın varsaydığı 500 değeri kullanılmıştır. Tolerance seçeneği sonlu elemanlar çözümünün yakınsadığı noktayı tanımlar. Sistemde izin verilen dengelenmemiş enerjiye tolerans tanıyan boyutsuz bir parametredir. Ayrıca yakınsama kriterlerine uyum sağlar (Absolute Energy yada Square Root Energy gibi). Belirli bir yük adımı için:

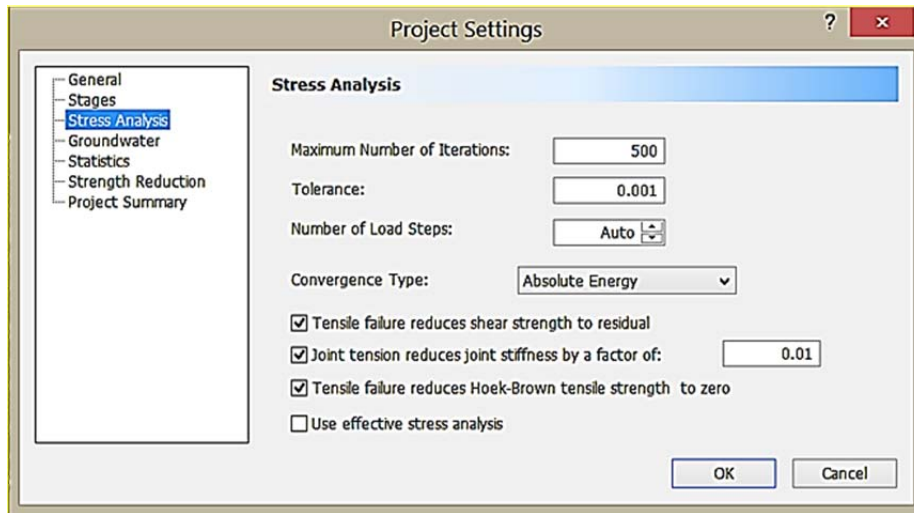
- Geçerli durumda enerji dengesizliği (iterasyon) tolerans değerinden küçük ise, çözümün yakınsadığı kabul edilir ve iterasyon durdurulur.
- Tolerans değeri belirlenen maksimum iterasyon sayısı içinde değilse (yani enerji dengesizliği tolerans değerinden büyük olursa) belirtilen yakınsama parametreleri için çözüm aşaması yakınsamadığını varsayar.

Program tarafından otomatik olarak getirilen (varsayılan) değer 0,001'dir. Değerler için önerilen aralık 0,01-0,001'dir. Model, yakınsama problemlerinden dolayı çözüm veremez ise tolerans değeri arttırılabilir. Ancak modelleme ve malzeme parametreleri yanlış ilişkilendirilmişse bu değeri arttırmak çözüm sunmamaktadır. Bu aşamada girilen parametreler tekrar gözden geçirilmelidir. Büyük Tolerans değerleri (örneğin 0,01) çözümü süresini hızlandırır, ancak çözüm çok hassas sonuçlar vermeyebilir. Daha küçük değerler (örn ,0001) daha hassas bir çözüm sunar. Ancak bu durum probleme bağlı olarak değişmektedir. Yani iki tolerans değeri için birbirine çok yakın ve hassas sonuçlar da elde edilebilir. Aynı iterasyon sayısında olduğu gibi tolerans değeri küçüldükçe, başka bir deyişle hassaslık arttıkça çözüm süresi uzayacaktır. Modeller karmaşık ve büyük modeller olmadığı ve hızlı çözümler elde edilebildiği için vaka modellerinde bu değer 0,001 olarak kullanılmıştır.

Ek-1. (devam) Phase² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları

Program, sonlu elemanlar stres analizi için kullanılan yakınsama kriteri olarak mutlak enerji veya karekök enerjiden birini seçebileceğini söylemektedir. Modeller için program tarafından otomatik olarak getirilen Absolute Energy seçeneği kullanılmıştır.

Şekil 1.5'te görülen en üstteki işaretli seçenek, çekme kopması durumunda malzemede tanımlanan residüel kesme dayanımına kadar kesme dayanımını azaltmaktadır. Bu seçenek program tarafından otomatik olarak seçili gelir. Bu seçenek tam elastik ve mükemmel plastik malzemelerde hiçbir etkiye sahip değildir. Programın V.8 ve V.9 versiyonlarında bu seçenek opsiyonu açılmıştır. Phase2'nin 5.045 ve 5.046 versiyonlarında bu seçenek program tarafından seçili halde olarak kullanıcıya seçenek sunmadan kullanılmaktaydı.



Şekil 1.5. Gerilme analizi tanımlama sekmesi

İkinci seçili seçenek düğüm noktalarındaki gerilmenin düğüm noktalarındaki rijitliği azaltma faktörü olarak verilmiştir. Program tarafından önerilen değer Şekil 1.5'teki gibi vaka analizlerine girilmiştir.

Üçüncü onay kutusu seçilir ise Hoek-Brown ya da Genelleştirilmiş Hoek-Brown yenilme kriterinin kullanıldığı ve rijit elemanlarda çekme kopması olması durumlarda, otomatik olarak çekme gerilmeleri sıfıra inecektir. Vaka analizlerinde Mohr-Coulomb kriteri kullanıldığı için bu seçeneğin seçili olup olmaması vaka modellerini etkilememektedir.

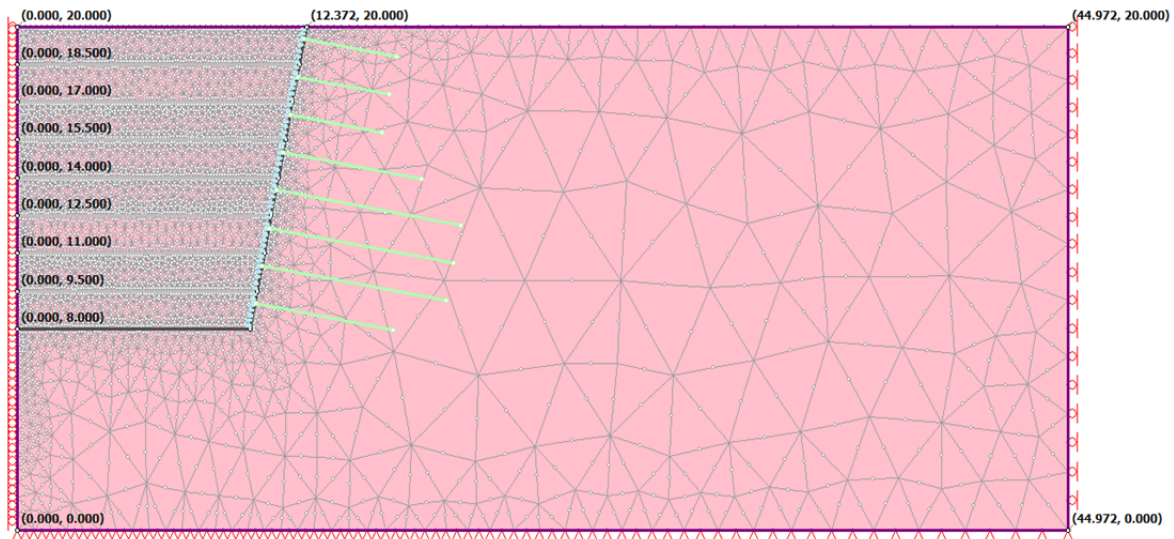
Ek-1. (devam) Phase² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları

En alttaki seçenek ise programın efektif gerilmelere göre analiz yapmasını sağlamaktadır. Eğer zeminde boşluk suyu basıncı varsa, bu seçeneğin işaretli olması durumunda tüm analizler toplam gerilmelere göre değil, efektif gerilmelere bağlı olarak çözülecektir.

Project Settings ayarlarında yer alan Groundwater sekmesi, modellere etkileyen yer altı suyu varsa uygulanır. Vaka analizlerinde yer altı suyu kazı alt kotunda kaldığı için model girdilerine bu sekme ile ilgili bilgiler girilmemiştir. Kazı yüzeyine sızan yüzeysel sular ise yapım aşamasında projede belirtilen şekilde açılan dren sondajları ile derive edilmektedir.

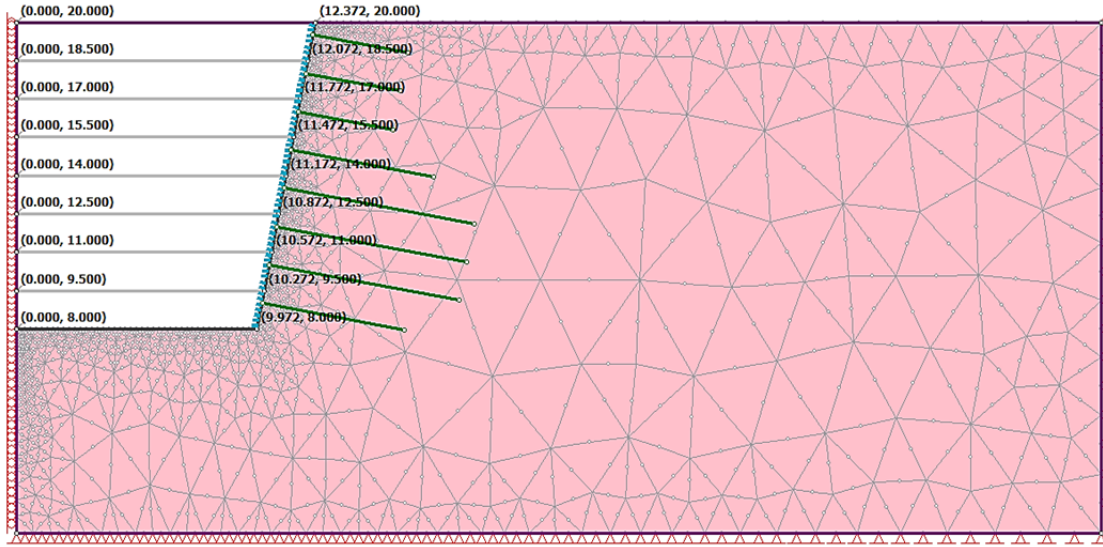
Ayarlarda yer alan diğer sekme Strength Reduction sekmesidir. Bu seçenek güvenlik faktörü katsayısı bulunmak istenildiği zaman işaretlenmiş, deplasman okumalarını hesaplayan analizlerde seçenek işareti kaldırılmıştır.

Proje ayarları tanımlandıktan sonra modelin dış sınırları girilmektedir. Dış sınırlar programın ana araç çubuğunda bulunan Boundaries sekmesinden Add External seçeneğiyle girilmektedir. İstinye modelinde girilen dış sınır koordinatları Şekil 1.6'da sunulmaktadır.



Şekil 1.6. İstinye modeli için Phase² yazılımına tanımlatılan dış sınır koordinatları

Ek-1. (devam) Phase² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları



Şekil 1.7. İstinye Vakasında her bir inşaat basamağını gösteren kazı koordinatları

Dış sınır tanımlandıktan sonra aşama kazıları için aşama sınırları tanımlanmış ve bu sınırlar aşama sırasına göre excavated seçeneği ile kazılmış ve çiviler her kazı aşamasında sırasıyla yerleştirilmiştir. Şekil 1.7’de, aşama kazısı koordinatları verilmektedir. Ayrıca her aşama kazısında çivi üzerine 20 cm kalınlığında püskürtme beton uygulaması yapılmıştır. Bu aşama ile birlikte model fiziksel olarak tamamlanmıştır.

Model fiziksel olarak tamamlandıktan sonra zemin, yük ve çivi parametreleri tanımlanarak program çalıştırılmış ve hesap çıktıları elde edilmiştir.

Yük parametrelerinin tanımlanması

Zeminin kendi ağırlığını tanımlatmak amacıyla ana araç çubuğunda bulunan Loading sekmesine girilir. Field Stress seçeneği seçilerek bu menünün altında bulunan zeminin gerçek ağırlığını kullan seçeneği işaretlenmiştir. Ayrıca Genel stabilite hesaplarında emniyet bakımından ve saha etrafındaki şeritte araç trafiği düşünülerek 10kN/m² sürşarj hesaplarda dikkate alınmıştır. Loading menüsünün altında bulunan Distributed Loads seçeneği ile 10 kN/m²’lik sürşarj yükü 10. aşamada yani model kazı aşamaları bittikten sonra çivili yapıya uygulanmıştır.

Ek-1. (devam) Phase² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları

Şekil 1.8. Zemin ağırlığının programa tanıtılması

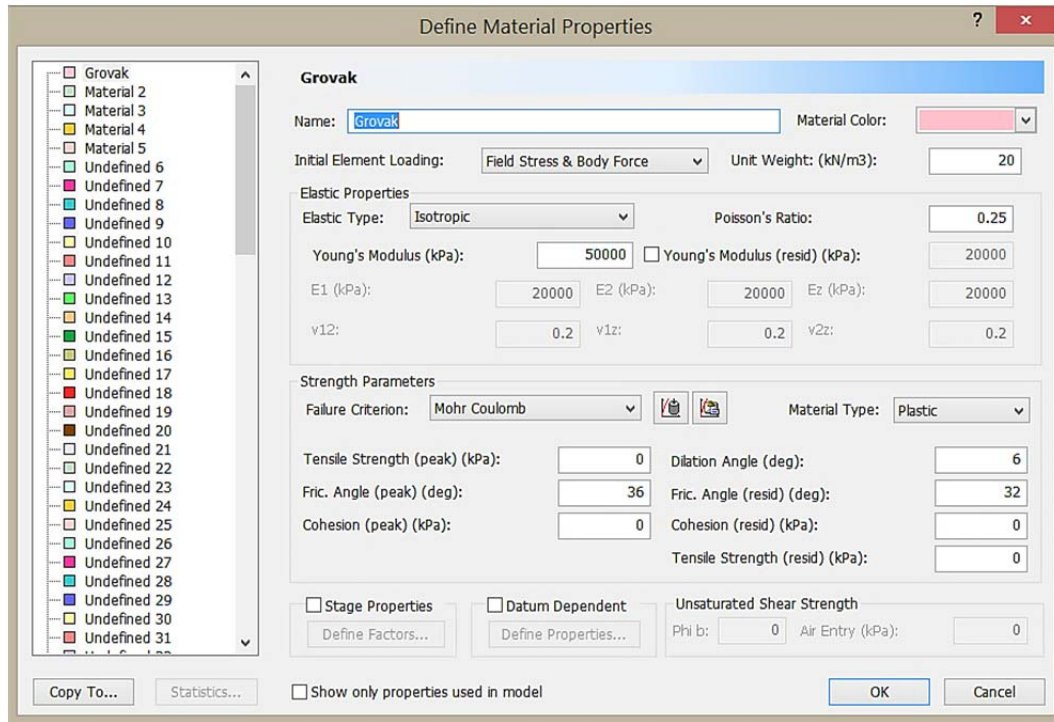
Malzeme parametrelerin girilmesi

İstinye Park kazı iksası için hesaplarda Prof. Dr. Orhan Erol tarafından önerilen zemin parametreleri kullanılmıştır (İçsel sürtünme açısı 36° ve kohezyon 0 kPa). Model biriminde yer alan sert kil zeminin birim hacim ağırlığı $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ 'tür. Şekil 1.9'da Phase² yazılımında programa girilen malzeme parametreleri görülmektedir. Zemin parametreleri ana araç çubuğunda bulunan Properties, Define Materials sekmesi ile tanımlanmıştır.

İlk eleman yükleme olarak Field Stress & Body Force seçeneği modellerde seçilmiştir. Yazılımda da anlatıldığı üzere modellerde ağırlık alan gerilmesi kullandığımız için bu seçeneğin seçilmesi uygun görülmektedir. Göçme kriteri olarak Mohr-Coulomb ve malzeme tipi olarak plastik malzeme seçilmiştir.

Malzeme tipi plastik seçildiği zaman akma anında programa girilen malzeme parametreleri kullanılabilir. Elastik malzemenin aksine, plastik malzeme seçeneği altında yer alan kuvvet parametreleri sadece kuvvet faktörü değerleri elde etmek için kullanılır. Gerilmeler ve deplasmanlar gibi analiz sonuçlarını etkilemez.

Ek-1. (devam) Phase² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları

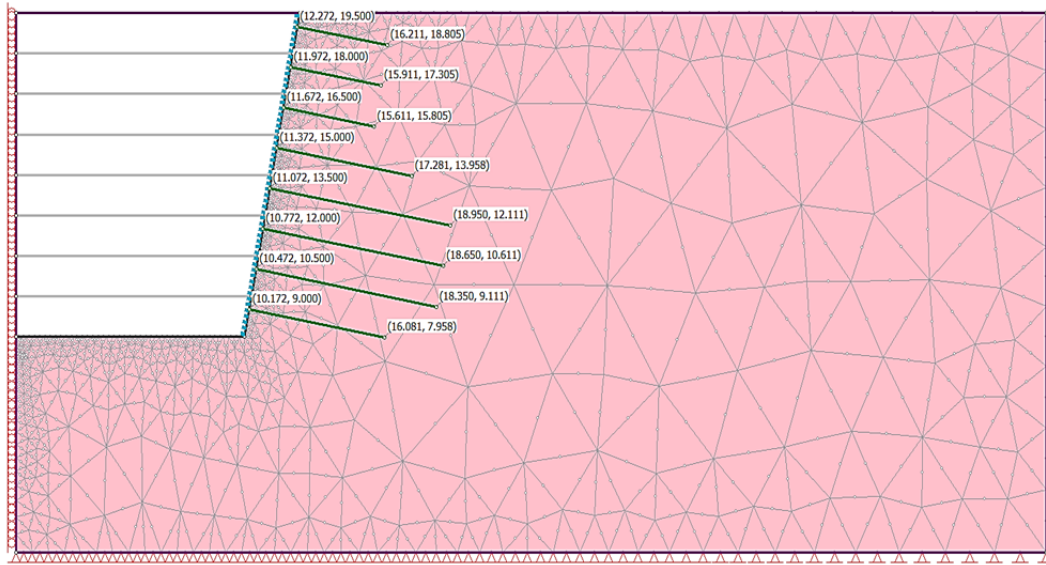


Şekil 1.9. Phase² yazılımında malzeme özelliklerinin tanımlanmasını gösteren girdi kutucuğu

Çivi parametrelerin girilmesi

8 adet zemin çivisi düşey aralığı $S_v=1,5$ m, yatay aralığı $S_h=2,0$ m olacak şekilde zemine yerleştirilmiştir. Her biri 32 mm çapında olan çiviler 105 mm çapındaki deliğe enjekte (delik çivi arası enjeksiyon betonu ile doldurulmuştur) edilmiştir. Çivilerin yatayla yaptığı açı 10° 'dir. Çivilerin yerleştirilme sırasına göre, ilk iki çivi uzunluğu 4 m, 3. Sıradaki çivi 6 m, 4., 5. ve 6. sıradaki çiviler 8 m, 7. Sıradaki çivi 6 m ve en alttaki çivi uzunluğu 4 m'dir. Zemine yatayla 10° 'lik eğim yapacak şekilde yerleştirilen çivi koordinatları Şekil 1.10'da model üzerinden gösterilmektedir.

Ek-1. (devam) Phase² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları



Şekil 1.10. İstinye Park Modelinde yatayla 10° açı yapacak şekilde yerleştirilen zemin çivilerinin modeldeki koordinatları

Çivi tipi için Phase² programında birçok seçenek mevcuttur. Zemin çivilerini tanımlayabilmek amacıyla Fully Bonded tipi seçilmiştir. Çivilerin düşey aralığı model kesitinde görüldüğü üzere 1,5 m olarak yerleştirilmiştir. Yatay aralık seçeneği ise çivi parametreleri özelliği girilen başlık sekmesi altında 2,0 m olacak şekilde tanımlanmaktadır. 32 mm çapındaki zemin çivilerinin çekme kapasitesi $f_y \cdot A$ (akma dayanımı x alan) olacak şekilde $420 \text{ N/mm}^2 \cdot 804 \text{ mm}^2 = 337 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır.

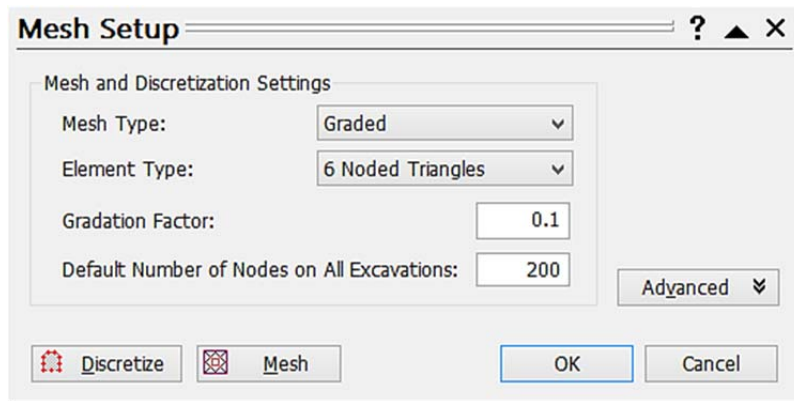
Model ağının oluşturulması

Sonlu elemanlar metodu; karmaşık olan problemlerin daha basit alt problemlere ayrılarak her birinin kendi içinde çözülmesiyle bölgenin tamamı için sonuçların elde edildiği sayısal bir analiz tekniğidir. Problemin karmaşıklığı sebebiyle genelde problemin tam çözümü yerine kabul edilebilir bir seviyede yaklaşık bir çözüm üretilir. Model bu basit çözümün üretildiği çözüm ağlarına bölünür. Eğer sürekli bir ortamın belirli bir bölgesinin de aynı özellikleri gösterdiği kabulü yapılırsa, bu alt bölgede (mesh) alan değişkenlerinin değişimi sonlu sayıda bilinmeyen olan bir fonksiyon olarak tanımlanabilir. Bu eleman ağlarında değişken sayısına bağlı olarak tanımlanan (bilinmeyen sayısının az ya da çok olması) fonksiyonlar lineer ya da yüksek mertebeden olabilir.

Ek-1. (devam) Phase² Yazılımı Hakkında Genel Bilgiler ve Modelleme Aşamaları

Eleman ağları, aynı karakteristik özellikleri gösteren bölgeler olduğundan, bu bölgelere ait denklem takımları birleştirilerek bütün sistemi ifade eden bir denklem elde edilmiş olur. Elemanlar arasında kurulan düğüm noktaları eşitlikleri ile oluşturulan matrislerle tüm sistem yaklaşık olarak çözülmüş olur.

Phase² yazılımında hesap yapılmadan önce programda bu eleman ağlarının (mesh) tanımlanması gerekmektedir. Şekil 8.11., çalışma kapsamında araştırılan iki vaka analizinde tanımlanan model ağı ayarlarını göstermektedir. Ağ tipi olarak graded seçilmiştir. Çünkü graded tipi kazı ve güçlendirici elemanların olduğu bölgelerde daha hassas çözümler yapabilmek amacıyla sistem ağlarını yani mesh'leri bu çözüm bölgelerinde sıklaştırmıştır. Diğer ağ tipi seçenekleri üniform yani düzenli mesh ve tüneller gibi dairesel kesitlerde kullanılan radyal tiptir. Üniform seçtiğimiz graded tipinin aksine tüm modelde aynı düzen yani boyutlarda bir eleman ağı oluşturur. Yani modelin tüm kesit alanında aynı hassasiyetle çözüm yapar. Eleman tipi olarak 6 Noded Triangles ayarı seçilir. Bu seçenek ile deplasman sonuçları daha hassas hesaplanabilir.

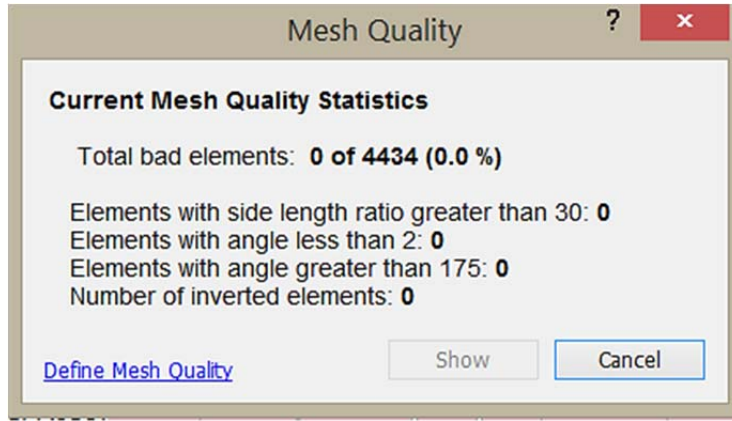


Şekil 1.11. Phase² yazılımında eleman ağı özelliklerinin belirlenmesi

Düğüm noktalarının sayısı 200 olarak seçilmiştir. Bu sayıyı daha fazla arttırmak vaka analizleri için sonucu değiştirmemiştir. Analizler kompleks ve büyük yapılar olmadığı için seçilen değer çözüm için yeterli hassasiyeti sağlamıştır. Gereksiz yere iterasyon sayısını arttırmak çözüm sonucunda önemli bir etki yaratmayacağı gibi süreyi de uzatacaktır. Phase² modülünün sunduğu ağ kalitesi kontrol mekanizması da mevcuttur. İstinye

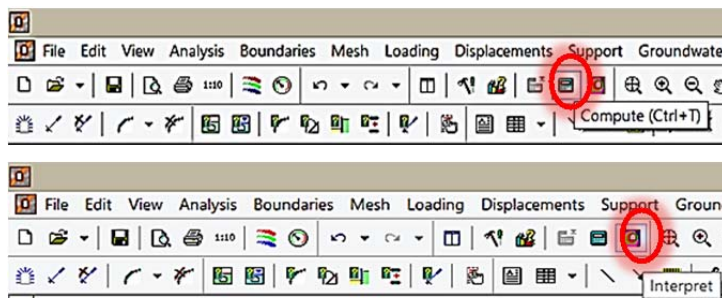
Ek-1. (devam) Phase² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları

Vakasının analizinde ağ kontrolü yapılmış ve sonuçları Şekil 1.12’de gösterilmiştir (hiçbir olumsuz durum yaratacak eleman bulunmamaktadır).



Şekil 1.12. İstinye modeli için ağ kalitesini gösteren sonuç kutucuğu

Model ağı da oluşturulduktan sonra çözüm aşamasına geçilmiş ve çıkan sonuçlar hesap çıktısından alınarak değerlendirilmiştir. Compute seçeneği model ağlarında kurulan denklemlerden modeli hesaplar ve tüm sistem için yaklaşık sonuçları elde eder. İnterpret seçeneği ise sonuç değer ve grafiklerini elde etmemizi sağlamaktadır.

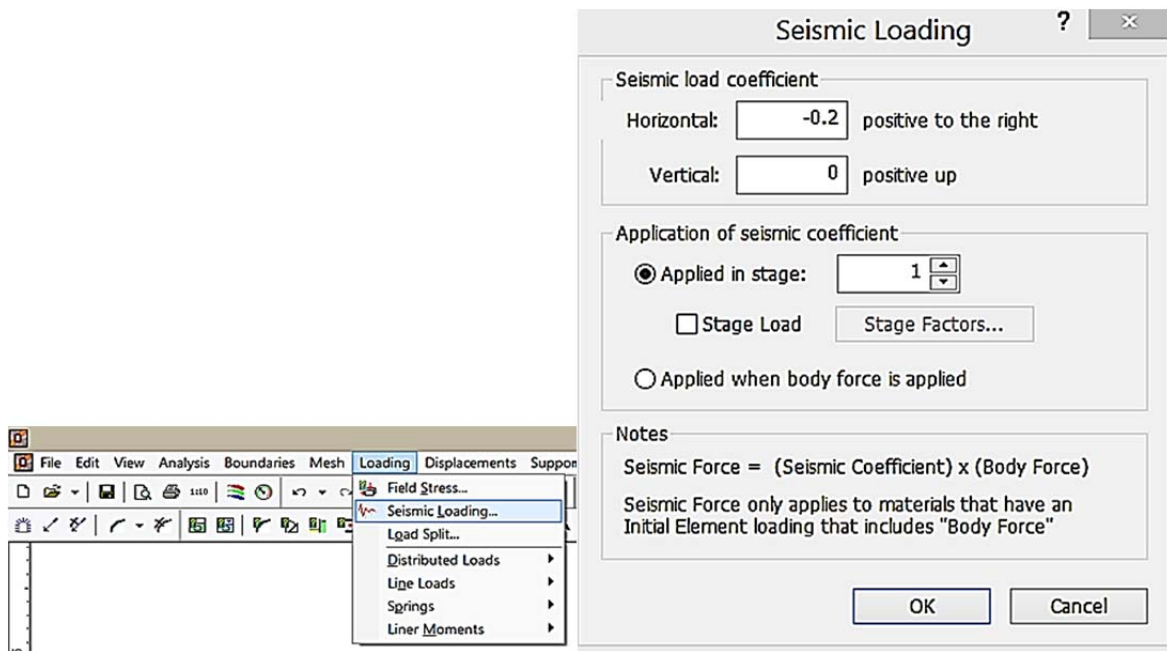


Şekil 1.13. Phase² yazılımında hesap ve çıktı işlemlerinin yapılması

Ayrıca İstinye Park modelinde deprem analizi de yapılmıştır. Veriler doğrultusuna deprem ivmesinin $a=0,2g$ ($0,4/2$) değeri programa girilmiştir. Yazılımın ana araç çubuğunda yer alan Loading (Yükleme) seçeneğinde, deprem yüklerinin verildiği Seismic Loading sekmesi bulunmaktadır. Bu kısma en kritik durum yaratan yatay ivme değeri girilmiş ve çıkan sonuçlar sunulmuştur.

Ek-1. (devam) Phase² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları

Yatay yönde uygulanan sismik yük katsayısı -0,2 olarak alınmıştır. Çünkü, programın otomatik ayarı olarak etkiyen yük yönü sağ tarafa doğrudur. İstinye modelinde sistemin hareket etmeye çalıştığı yani pasif bölgenin hareket etmeye çalıştığı yön sol taraftır. Bundan dolayı deprem ivmesinin sol tarafa doğru uygulanması sistem duraylılığını olumsuz yönde etkilemektedir.

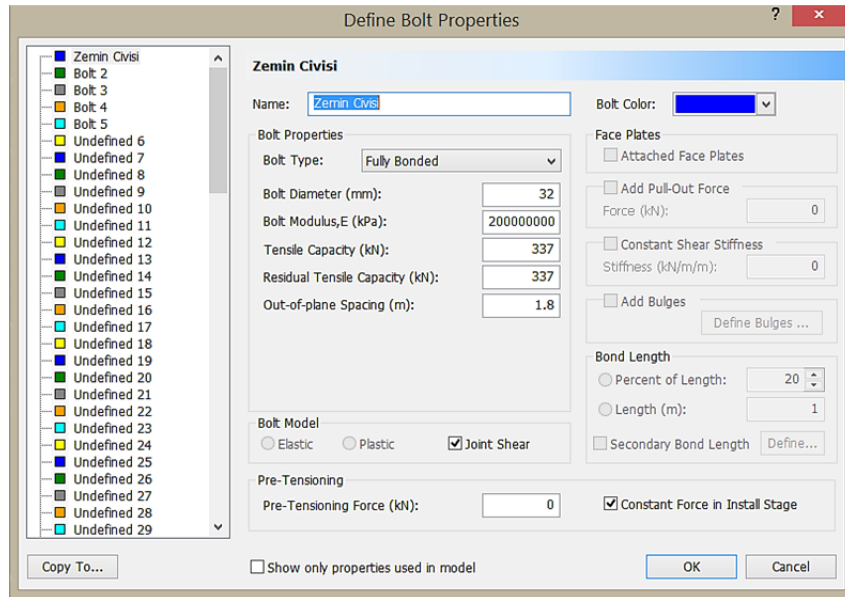


Şekil 1.14. Phase² yazılımda sisteme etkiyen deprem yükünün tanıtılması

Ek-1.3. Seattle Vakasının Phase² Programındaki Analiz Basamakları

Seattle modelindeki proje ayarları İstinye modeli ile oluşturulan ayarlar ile aynıdır. Seattle modelinde de İstinye Park modelinde olduğu gibi toplam 10 yapım aşaması mevcuttur. Bu vaka, sürşarj yükleri etkisi altında bulunmadığı için servis aşamasında yük tanımı bulunmamaktadır. Yalnızca zeminin kendi yanal itkisi sistem duraylılığını etkilemektedir. Modele girilen dış sınır, kazı ve sistemde kullanılan elemanların koordinatları Şekil 1.15'te görülmektedir

Ek-1. (devam) Phase² yazılımı hakkında genel bilgiler ve modelleme aşamaları



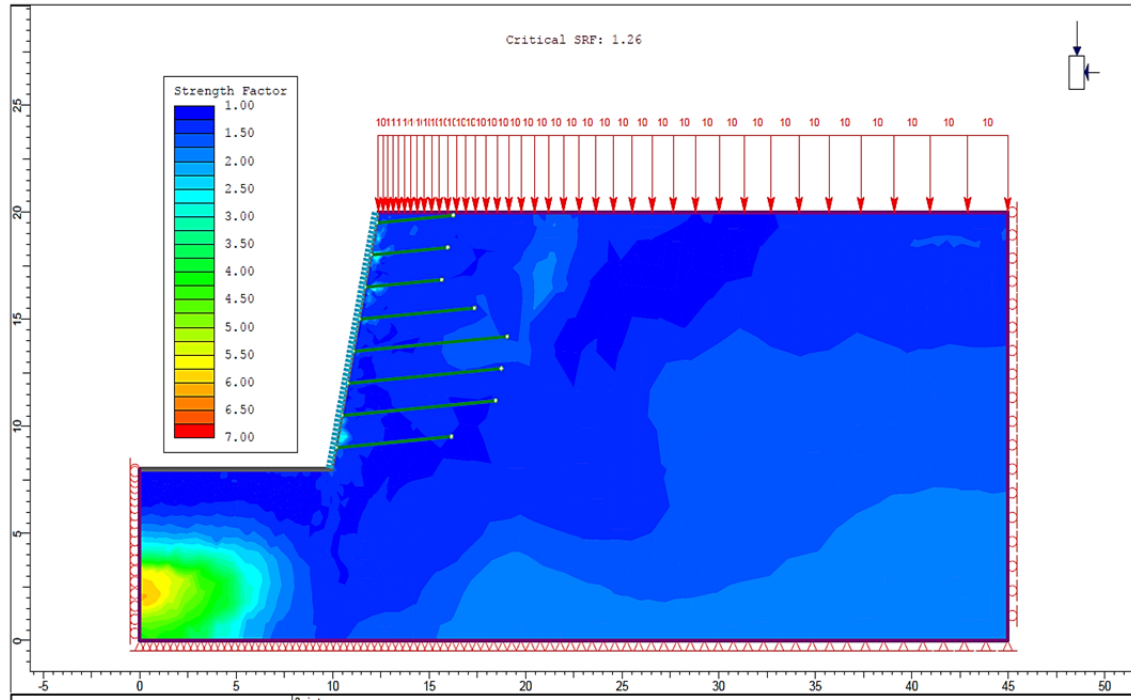
Şekil 1.16 Phase² modelinde tanımlanan çivilerin özellikleri

Material Name	Color	Initial Element Loading	Unit Weight (kN/m ³)	Elastic Type	Young's Modulus (kPa)	Poisson's Ratio	Failure Criterion	Material Type	Tensile Strength (kPa)	Tensile Strength (residual) (kPa)	Dilation Angle (deg)	Friction Angle (peak) (deg)	Friction Angle (residual) (deg)	Cohesion (peak) (kPa)	Cohesion (residual) (kPa)	Piezo Line	Ru
Tabaka-1		Field Stress and Body Force	21.6	Isotropic	40700	0.34	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	10	40	35	9.6	5	None	0
Tabaka-2		Field Stress and Body Force	21.6	Isotropic	95700	0.32	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	10	40	35	9.6	5	None	0
Tabaka-3		Field Stress and Body Force	21.6	Isotropic	143500	0.29	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	10	40	35	9.6	5	None	0
Tabaka-4		Field Stress and Body Force	21.6	Isotropic	358800	0.234	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	10	40	35	9.6	5	None	0
Tabaka-5		Field Stress and Body Force	21.6	Isotropic	923400	0.2	Mohr Coulomb	Plastic	0	0	10	40	35	9.6	5	None	0

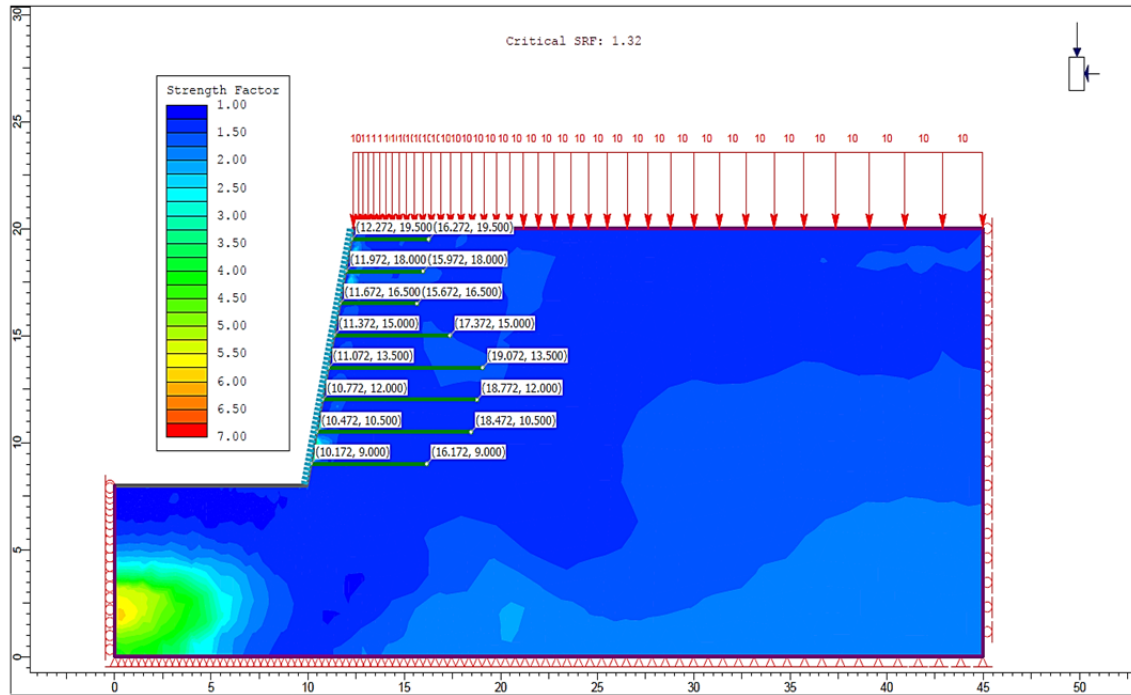
Şekil 1.17. Seattle Poliklinik Duvar sisteminde tanımlanan zemin parametreleri

Bu modeldeki ağ düzeneği (mesh) tipi İstinye modelindeki seçilen özellikler ile aynıdır. Ancak elaman sayısı olarak 200 yerine 150 seçilmiştir. Çünkü model 150 ve 200 ile modellendiğinde sonuçların aynı olduğu görülmüştür. Yani kullanılan değer Seattle modeli için yeterli büyüklükte bir değerdir. Kullanılan nokta sayısının belli bir değerden sonra daha fazla artırılması sonucu değiştirmeyeceği gibi çözüm süresini uzatacaktır. Program deplasman analizlerini kısa sürede hesaplar. Ancak, analizlerde sistem stabilitesini belirlemek amacıyla programdan elde edilen güvenlik katsayısı proje ayarlarında bulunan SRF onayı ile gerçekleşir. Bu seçenek çözüm süresini deplasman analizlerine göre bir hayli uzatmaktadır. Bu analizlerde yapılacak ve sonucu değiştirmeyecek çok hassas seçimler analiz sürelerini arttırmaktadır.

EK-2. Çivi eğiminin sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

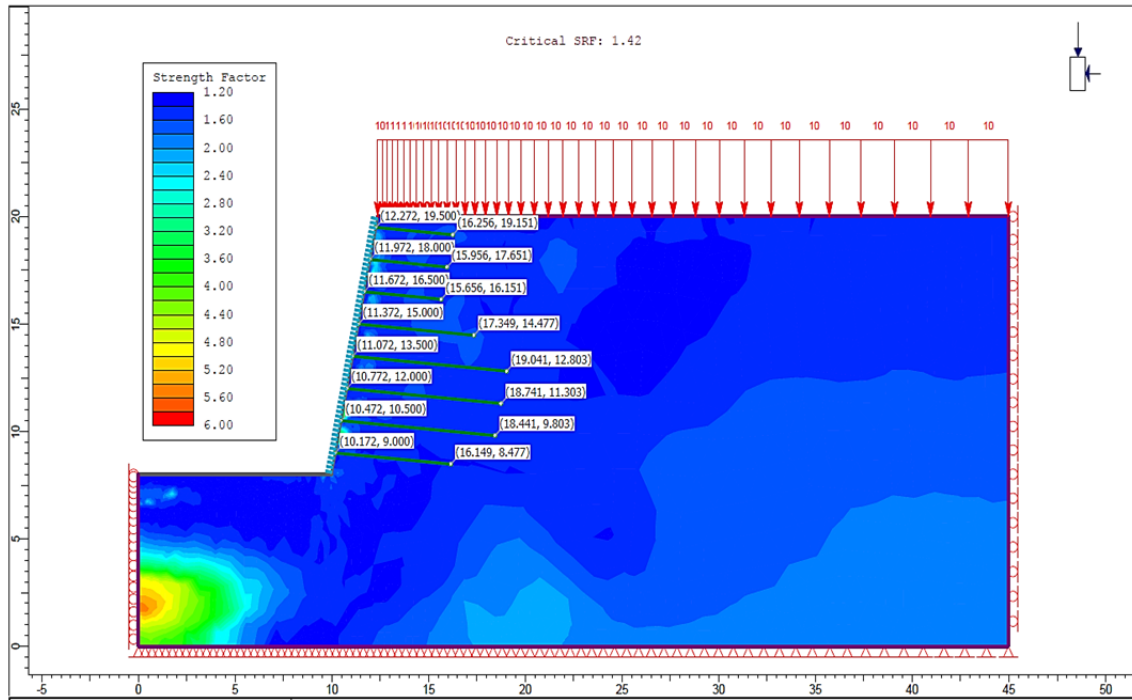


Şekil 2.1. Yatayla $(-5)^\circ$ açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=-5^\circ$ G.F.=1,26)

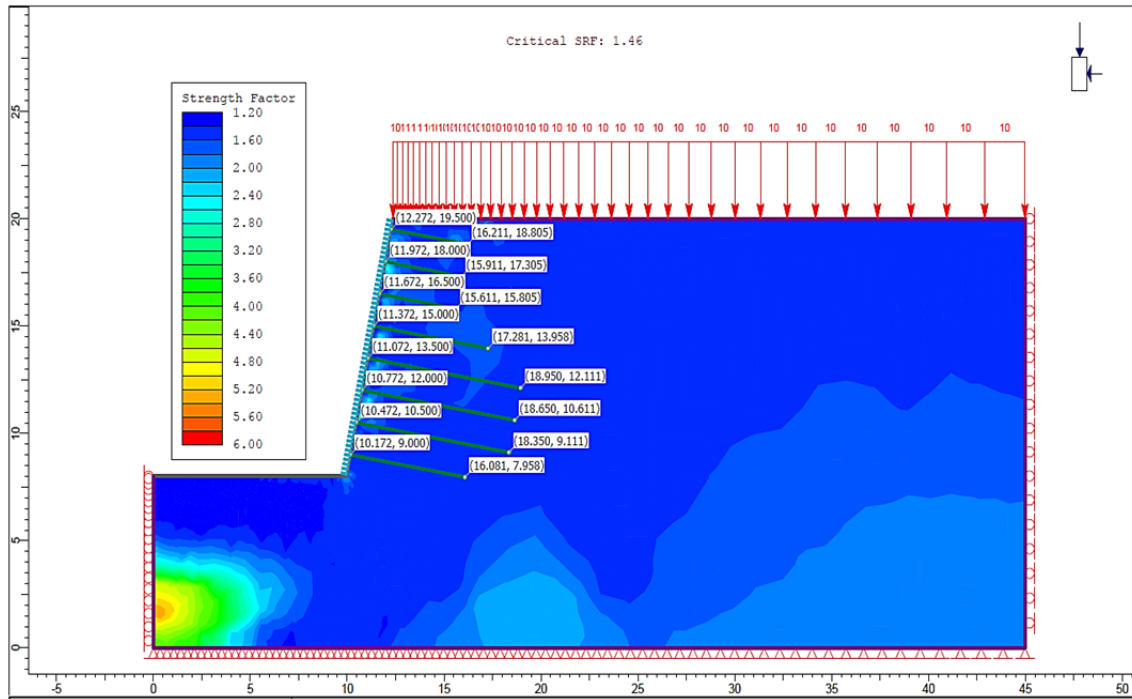


Şekil 2.2. Yatayla 0° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=0^\circ$ G.F.=1,32)

EK-2. (devam) Çivi eğiminin sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

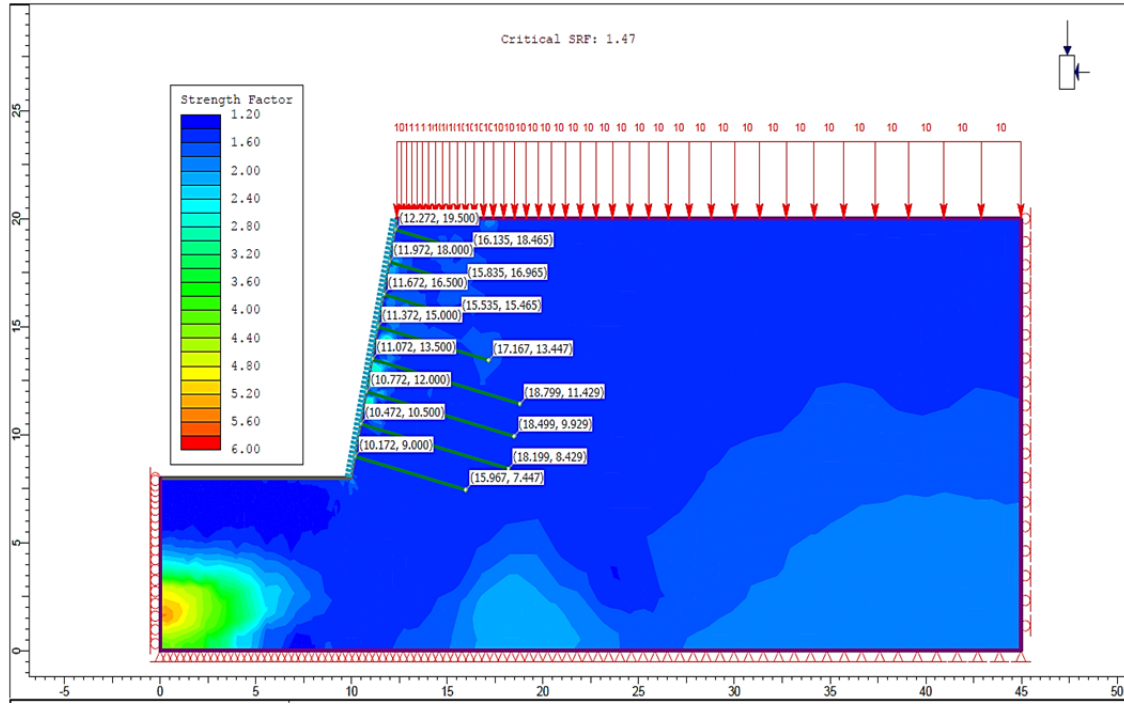


Şekil 2.3. Yatayla 5° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=5^\circ$ G.F.=1,42)

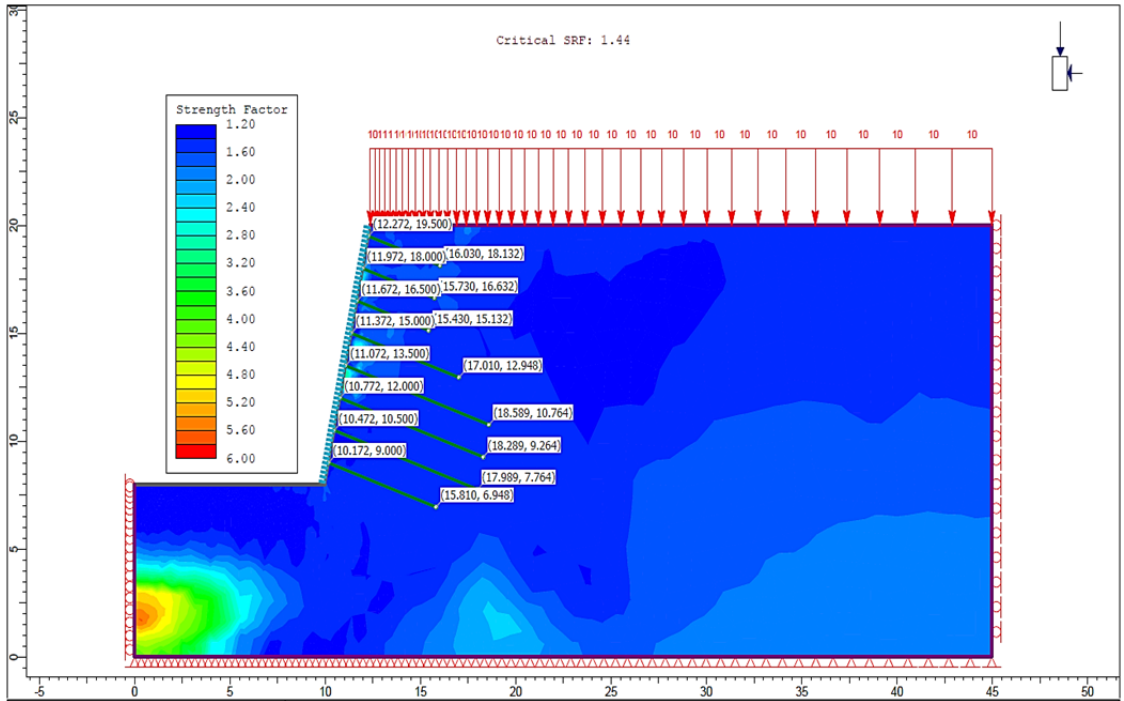


Şekil 2.4. Yatayla 10° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu (Vaka Modeli $\alpha=10^\circ$ G.F.=1,46)

EK-2. (devam) Çivi eğiminin sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

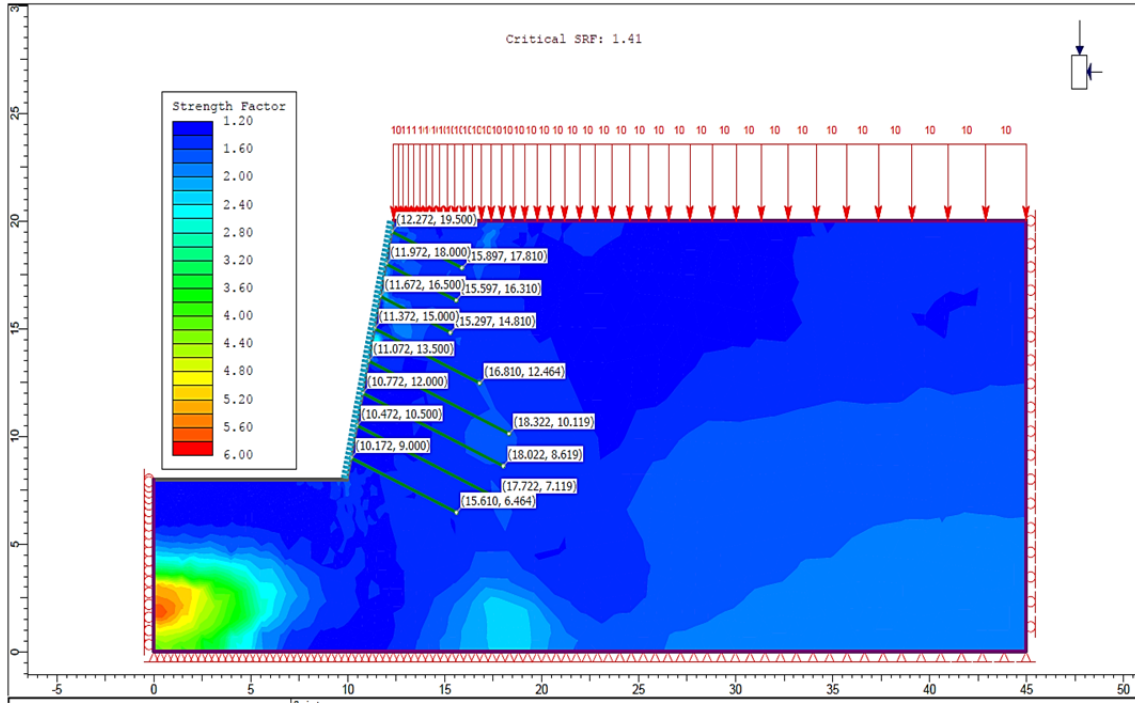


Şekil 2.5. Yatayla 15° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=15^\circ$ G.F.=1,47)

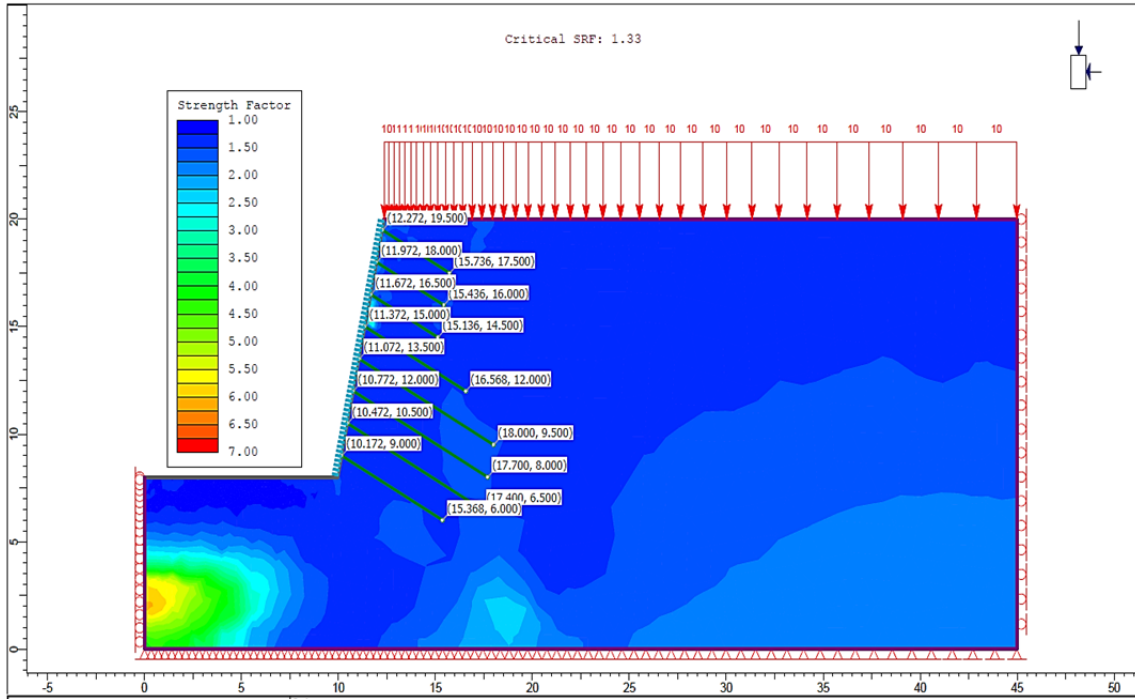


Şekil 2.6. Yatayla 20° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=20^\circ$ G.F.=1,44)

EK-2. (devam) Çivi eğiminin sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

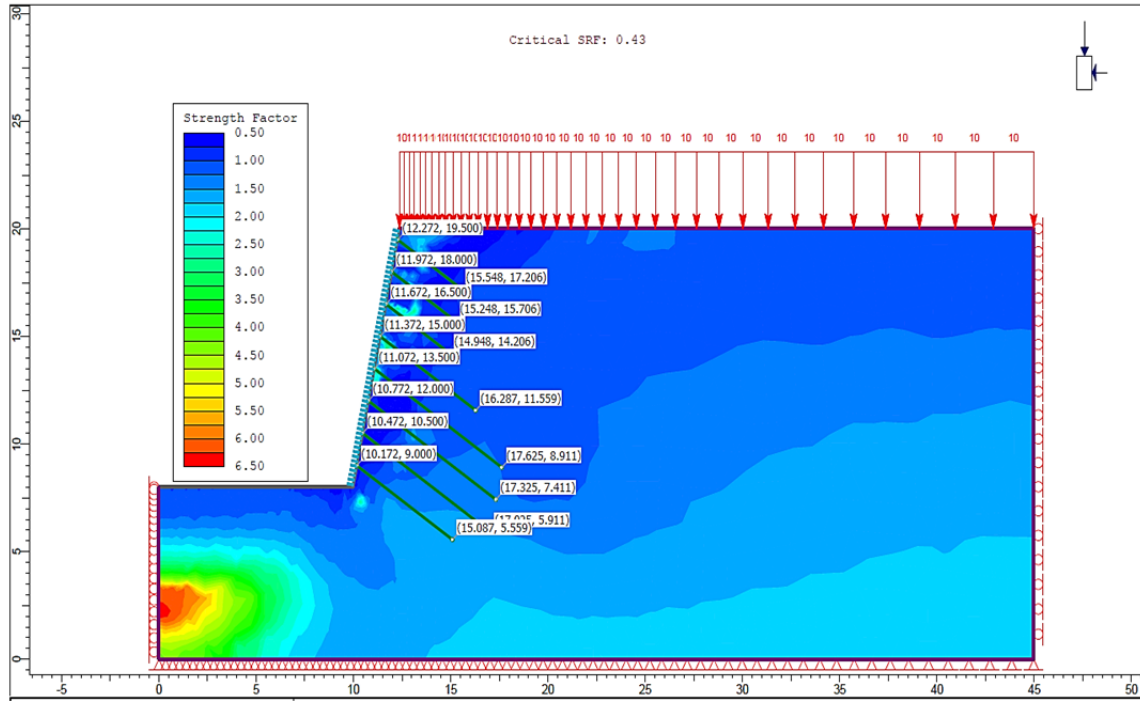


Şekil 2.7. Yatayla 25° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=25^\circ$ G.F.=1,41)

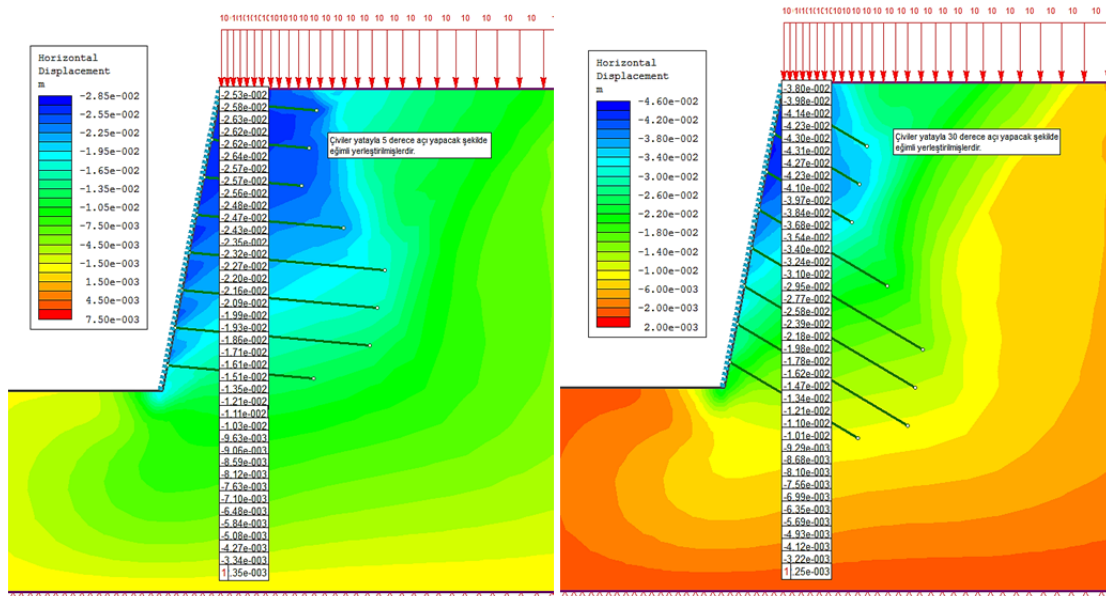


Şekil 2.8. Yatayla 30° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=30^\circ$ G.F.=1,33)

EK-2. (devam) Çivi eğiminin sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

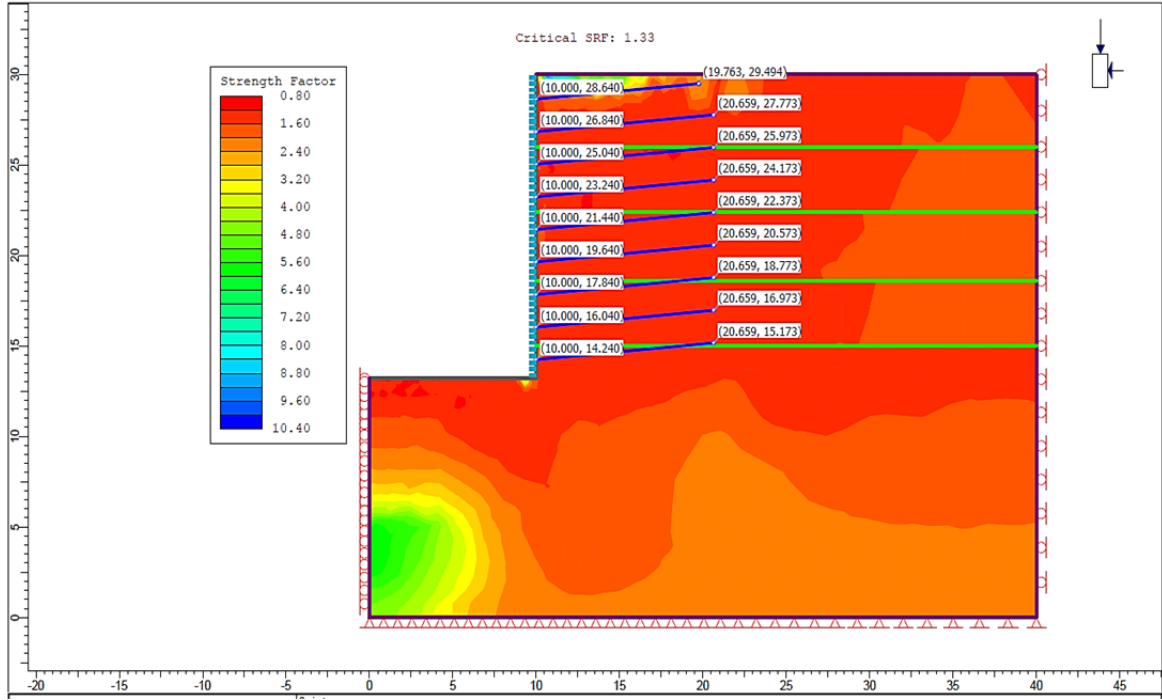


Şekil 2.9. Yatayla 35° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=35^\circ$ G.F.=0,43 yenilme durumu)

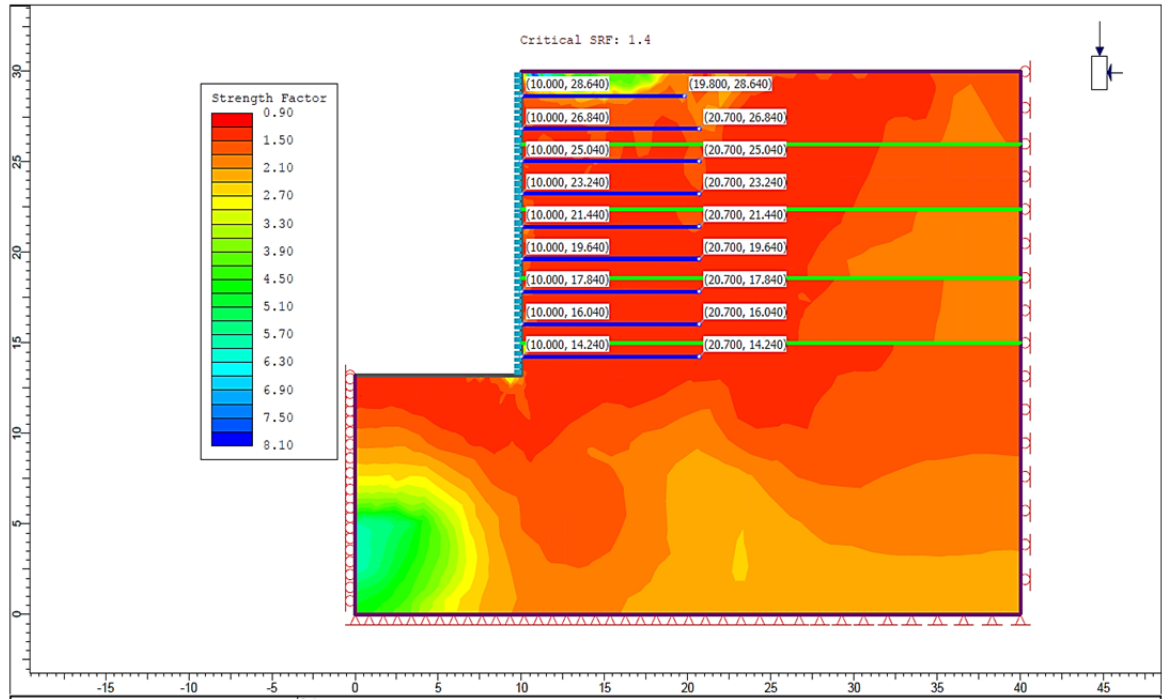


Şekil 2.10. Sistemin stabil olduğu durumda, servis yükleri altında çivi eğimine bağlı olarak gelişen minimum ve maksimum deplasman değerleri ($\alpha=5^\circ$ minimum, $\alpha= 30^\circ$ maksimum)

EK-3. Çivi eğiminin sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

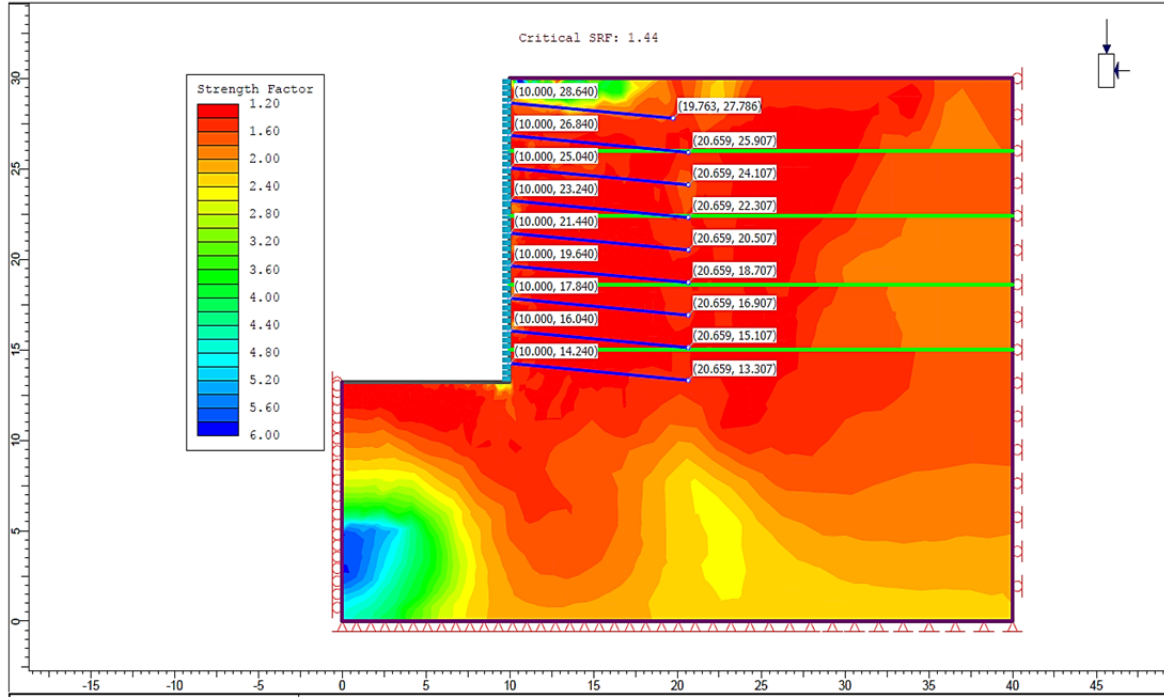


Şekil 3.1. Yatayla (-5)° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=-5^\circ$ G.F.=1,33)

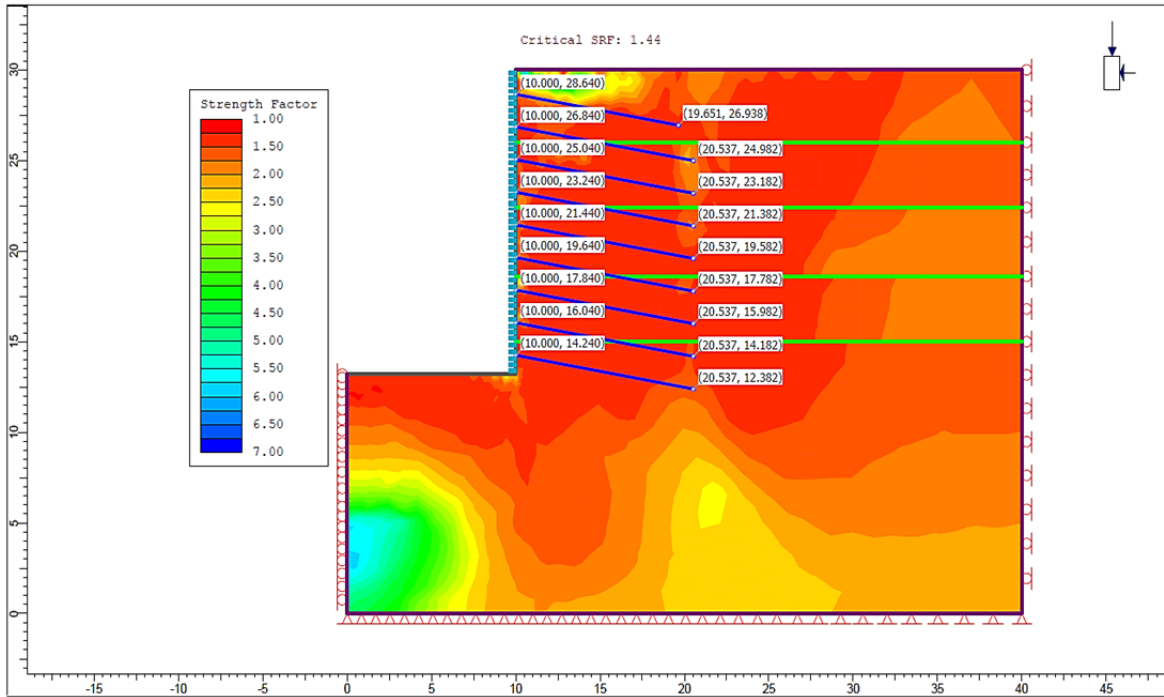


Şekil 3.2. Yatayla 0° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=0^\circ$ G.F.=1,40)

EK-3. (devam) Çivi eğiminin sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

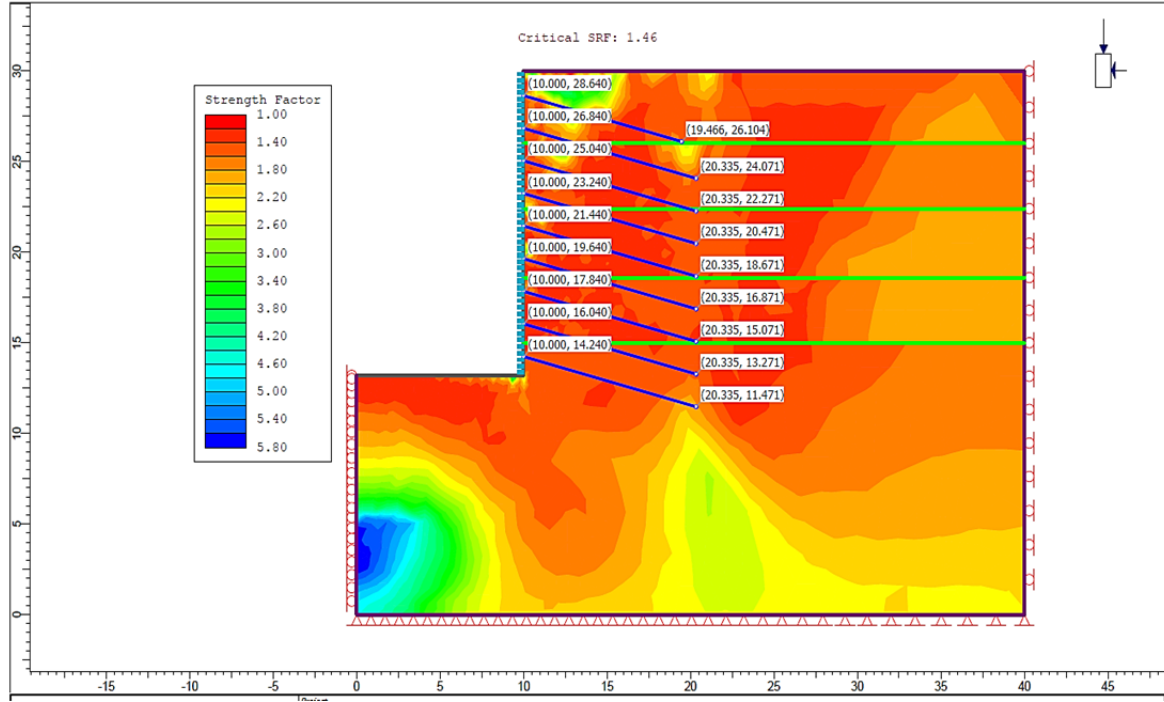


Şekil 3.3. Yatayla 5° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=5^\circ$ G.F.=1,44)

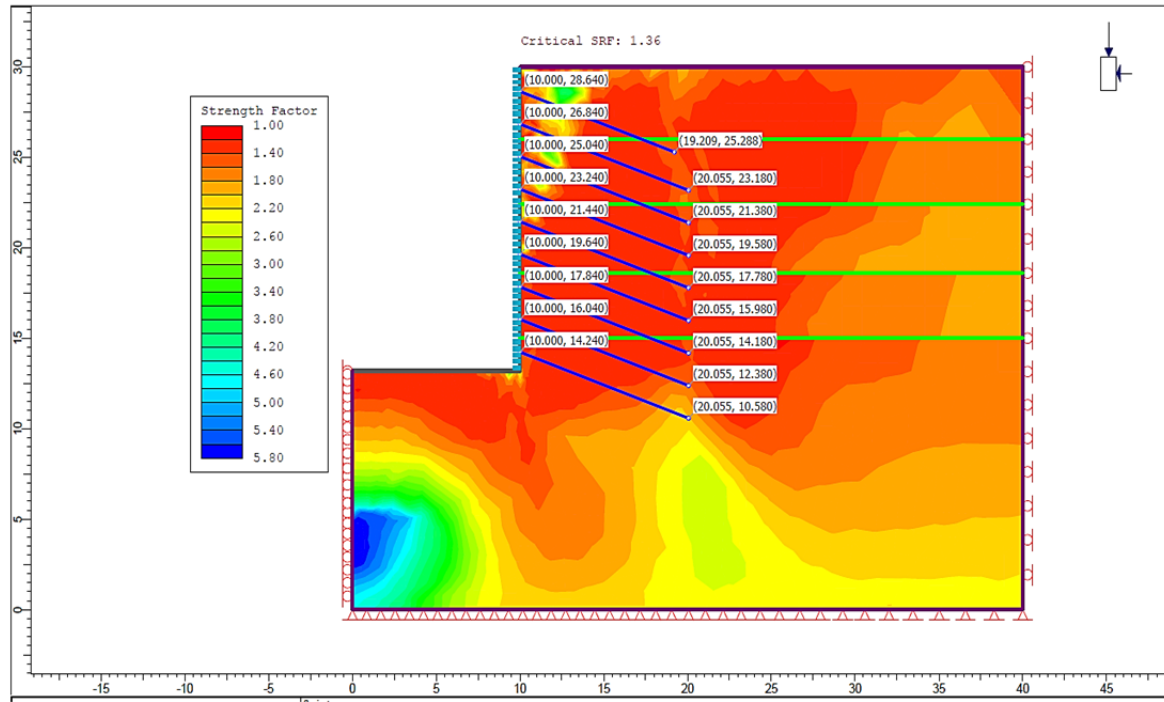


Şekil 3.4. Yatayla 10° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=10^\circ$ G.F.=1,44)

EK-3. (devam) Çivi eğiminin sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

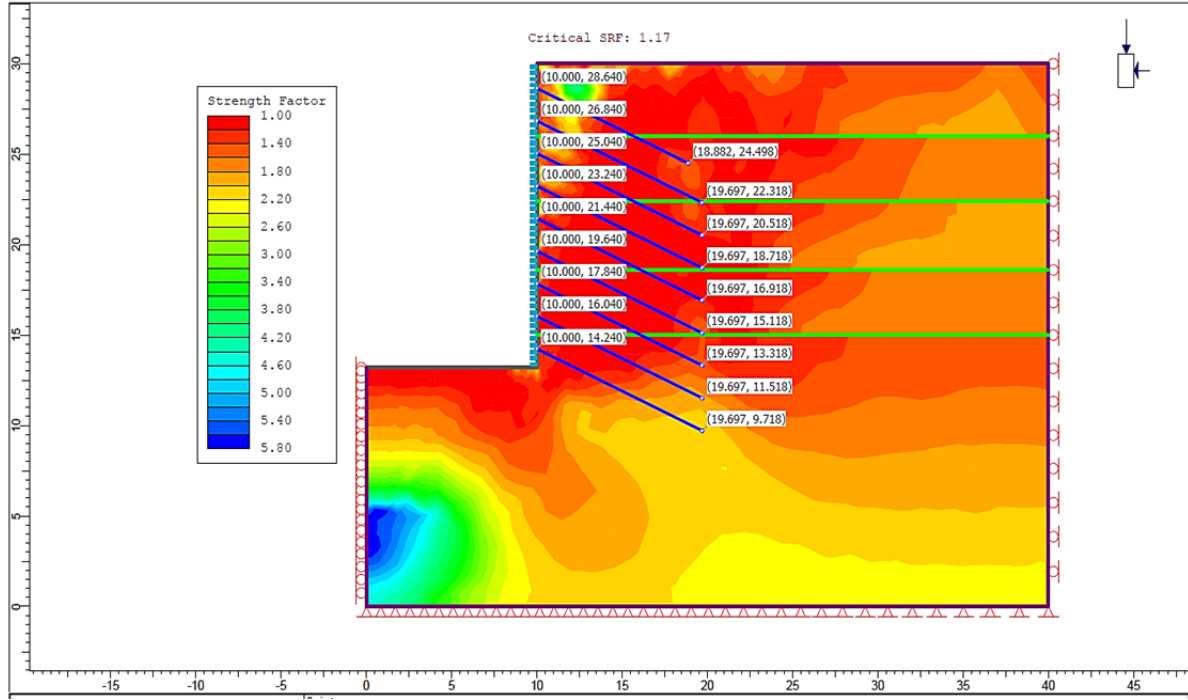


Şekil 3.5. Yatayla 15° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=15^\circ$ G.F.=1,46)

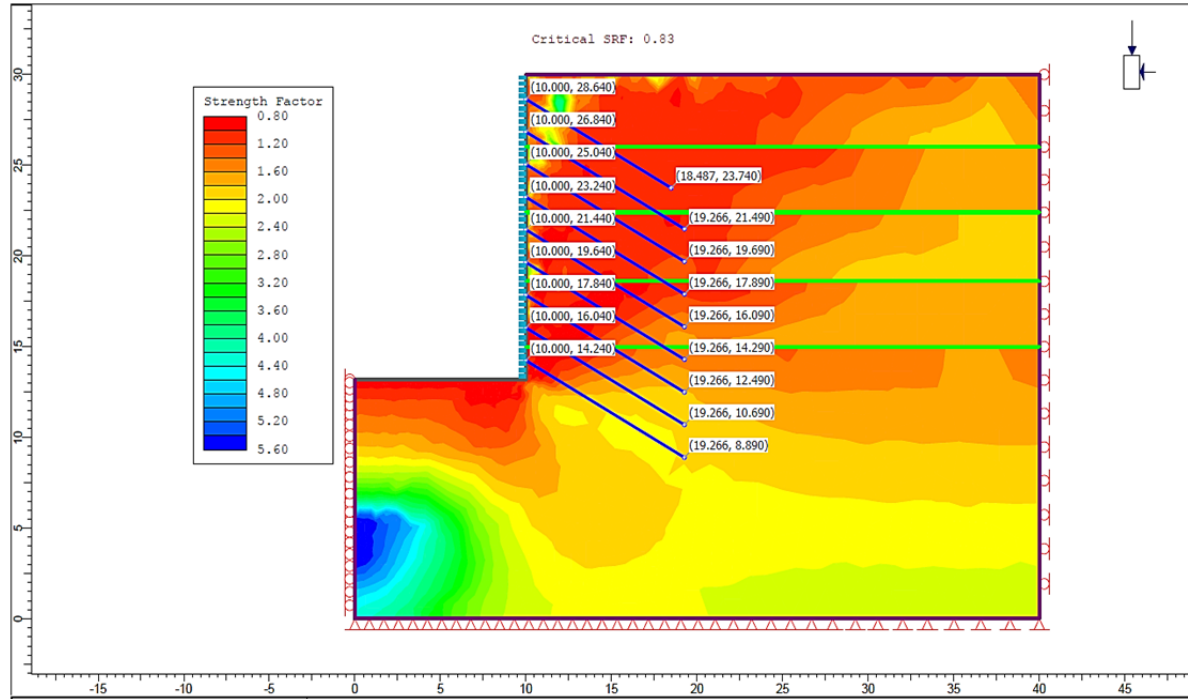


Şekil 3.6. Yatayla 20° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=20^\circ$ G.F.=1,36)

EK-3. (devam) Çivi eğiminin sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

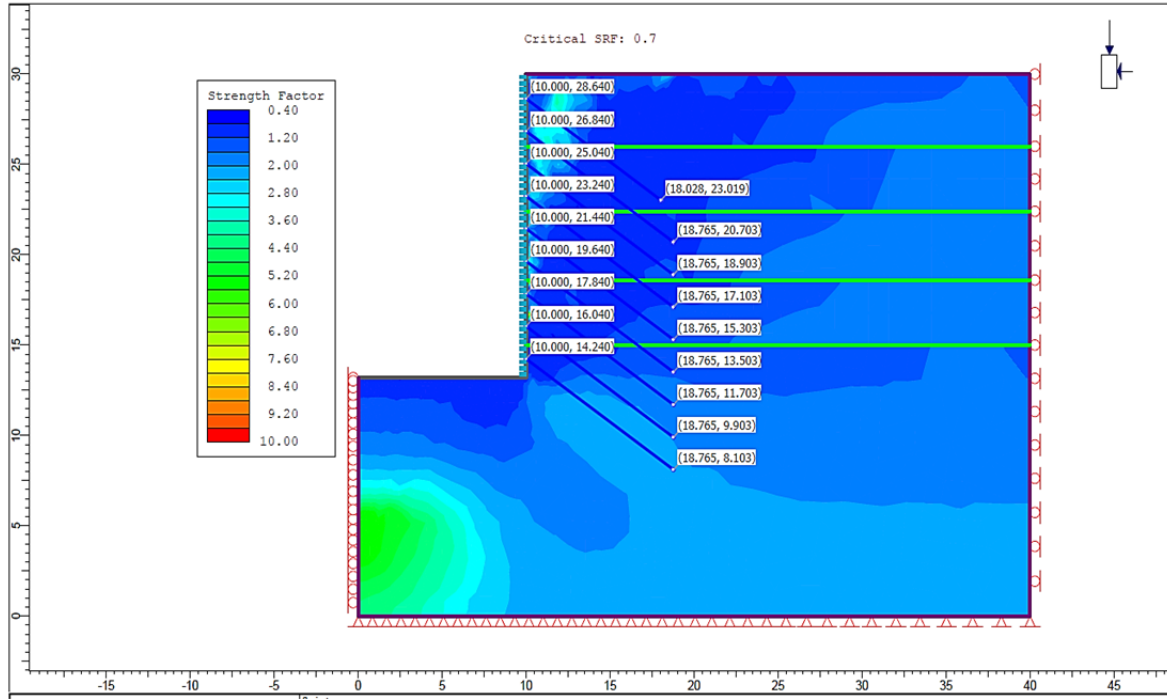


Şekil 3.7. Yatayla 25° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=25^\circ$ G.F.=1,17)

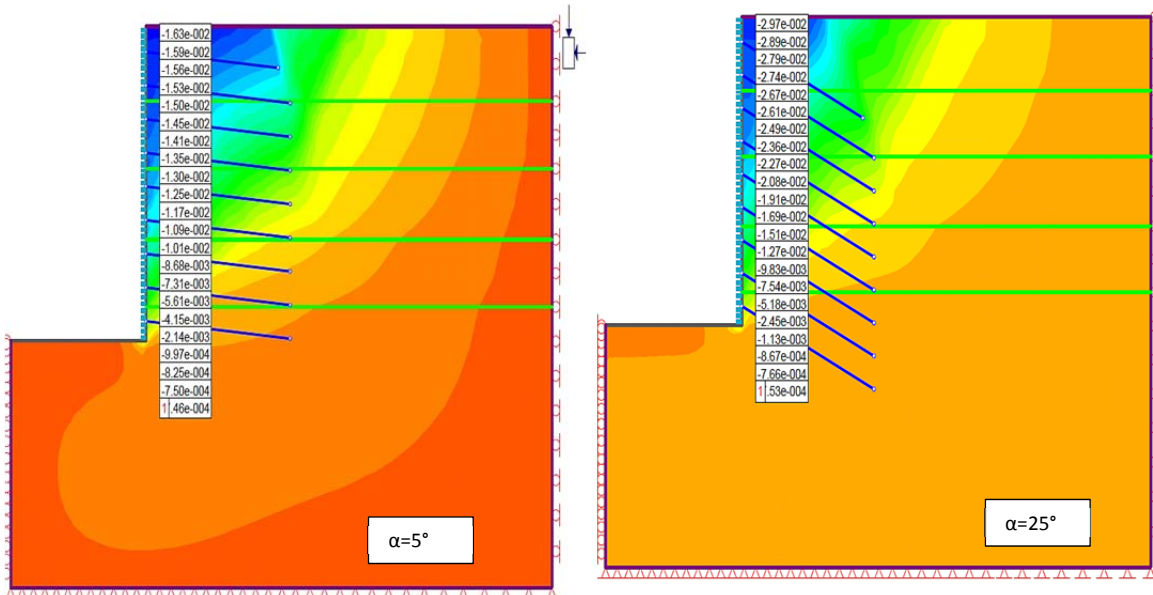


Şekil 3.8. Yatayla 30° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=30^\circ$ G.F.=0,83 Yenilme Durumu)

EK-3. (devam) Çivi eğiminin sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

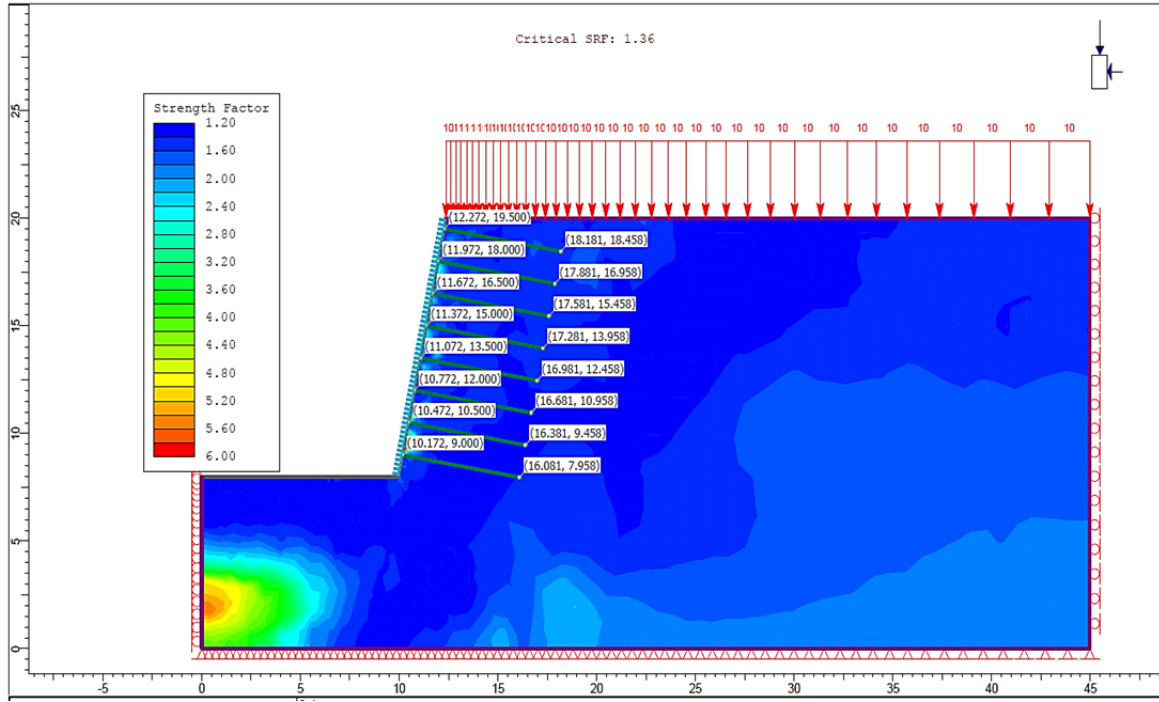


Şekil 3.9. Yatayla 35° açı yapacak şekilde zemine yerleştirilen çivilerin koordinatları ve güvenlik faktörü sonucu ($\alpha=35^\circ$ G.F.=0,70 Yenilme Durumu)

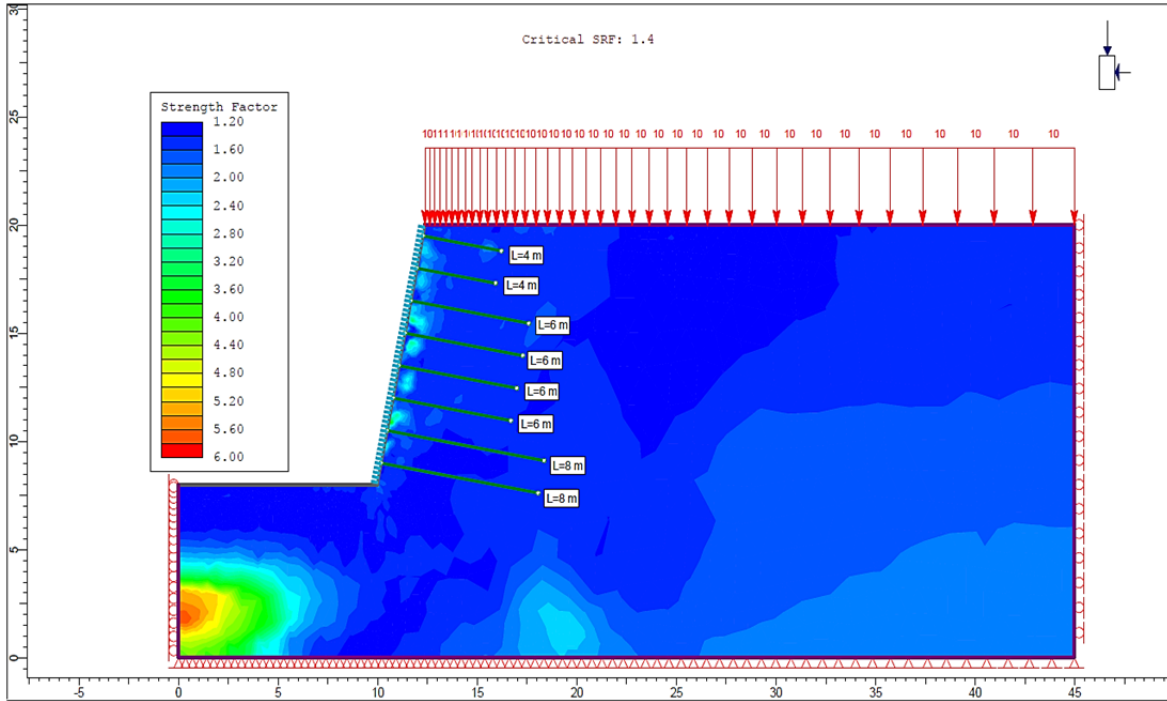


Şekil 3.10. Sistemin stabil olduğu durumda, inşaat tamamlandıktan sonra çivi eğimine bağlı olarak gelişen minimum ve maksimum deplasman değerleri ($\alpha=5^\circ$ minimum, $\alpha=25^\circ$ maksimum)

EK-4. Çivi uzunluk paterninin sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

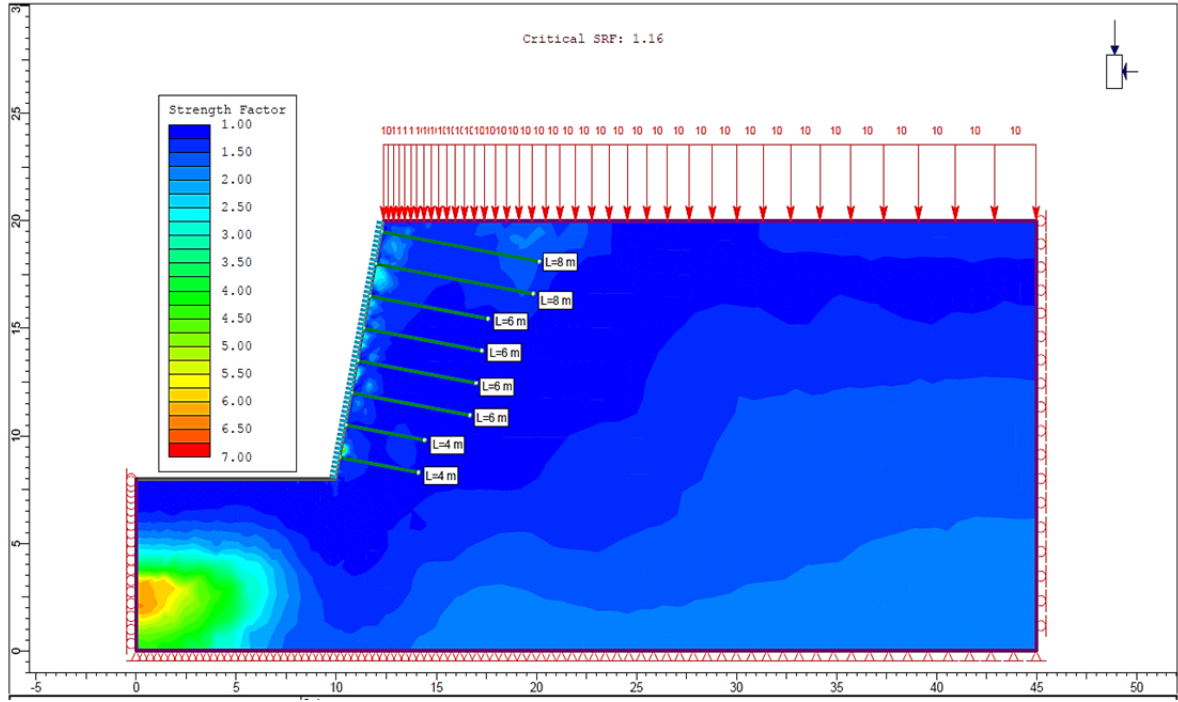


Şekil 4.1. 6 m sabit uzunlukta çivilerle oluşturulan sistemin güvenlik katsayısını veren analiz sonuçları (G.K.=1,36)

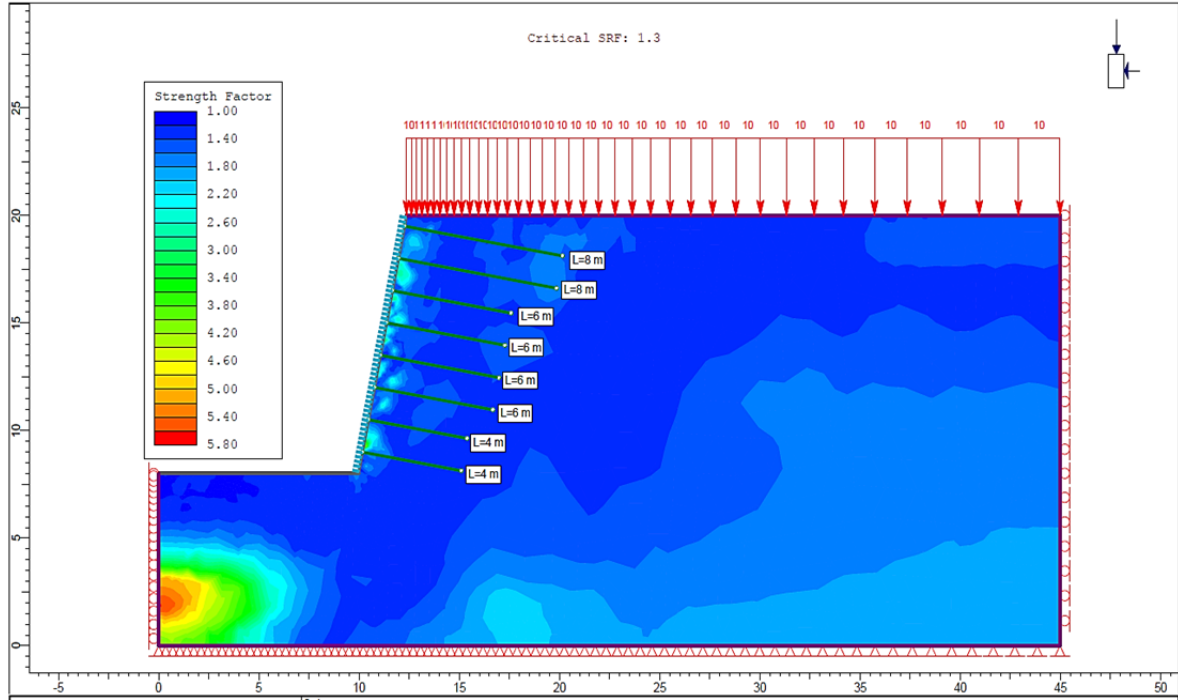


Şekil 4.2. Artan çivi uzunlukları ile oluşturulan sistemin güvenlik katsayısını veren analiz sonuçları (G.K.=1,40)

EK-4. (devam) Çivi uzunluk paterninin sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

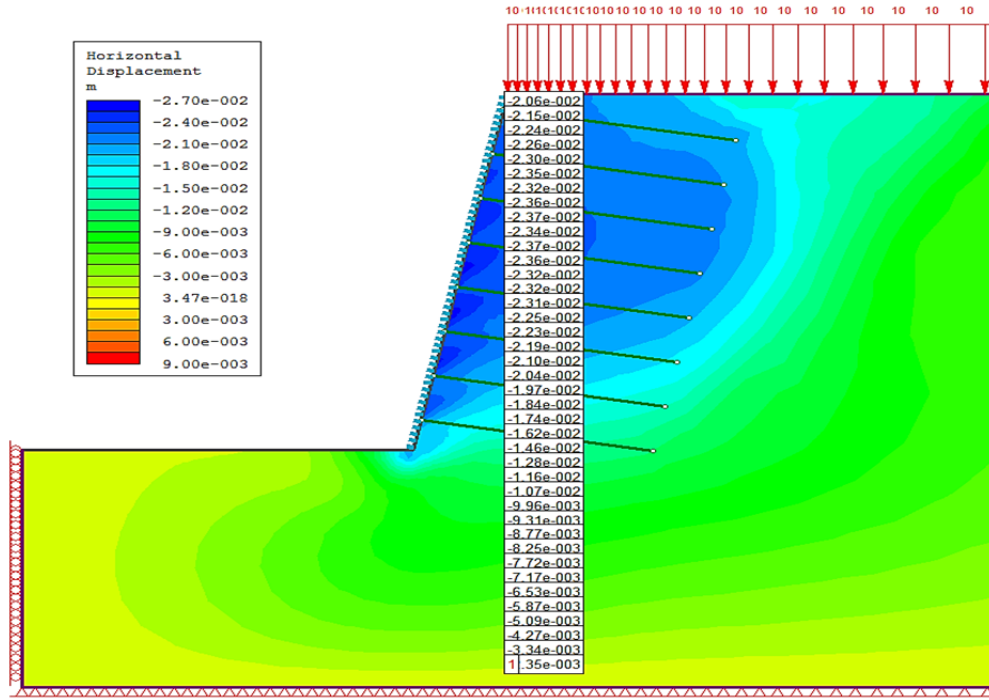


Şekil 4.3. Azalan çivi uzunlukları ile (1.Durum) oluşturulan sistemin güvenlik katsayısını veren analiz sonuçları (G.K.=1,16)

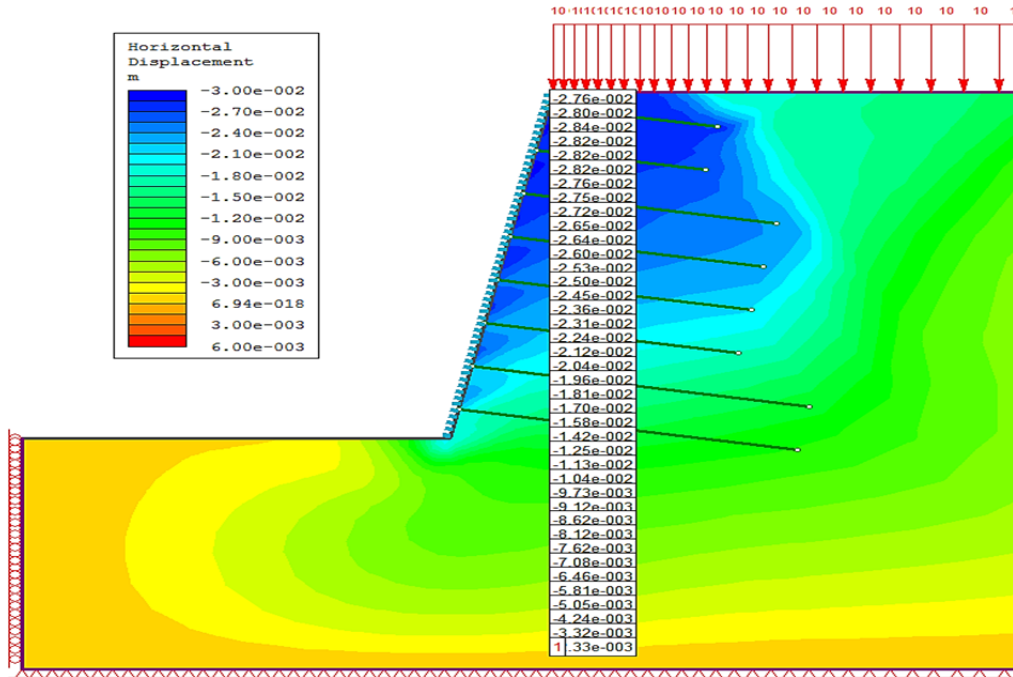


Şekil 4.4. Azalan çivi uzunlukları ile (2.Durum) oluşturulan sistemin güvenlik katsayısını veren analiz sonuçları (G.K.=1,30)

EK-4. (devam) Çivi uzunluk paterninin sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

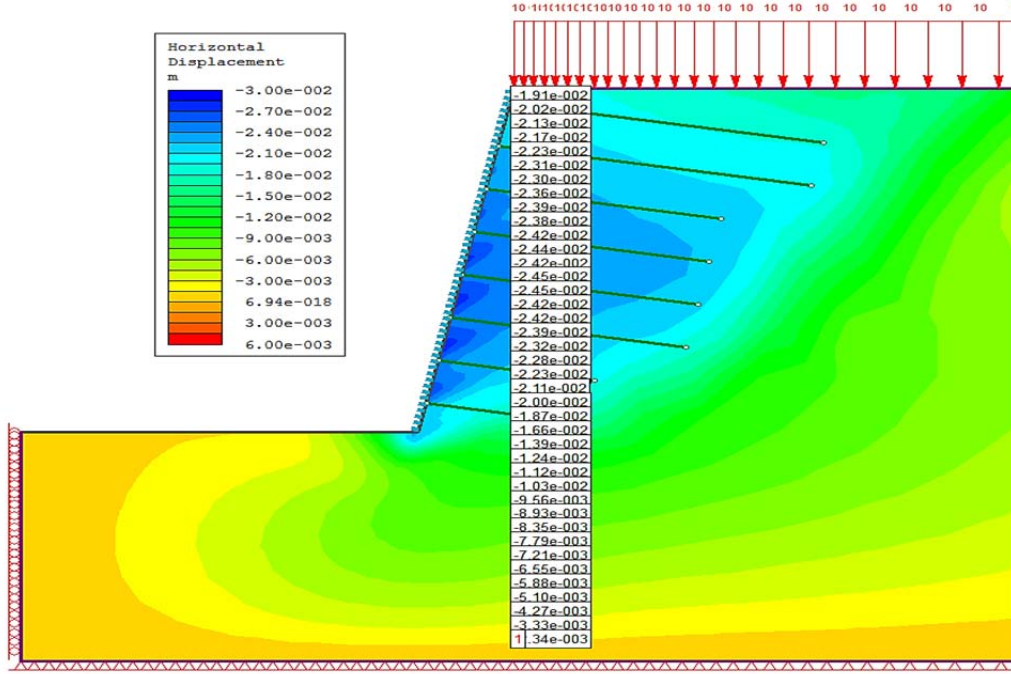


Şekil 4.5. 6 m sabit uzunlukta çivilerle oluşturulan sistemin servis yükleri altında gelişen yanal deplasman değerlerinin derinliğe bağlı değişimi

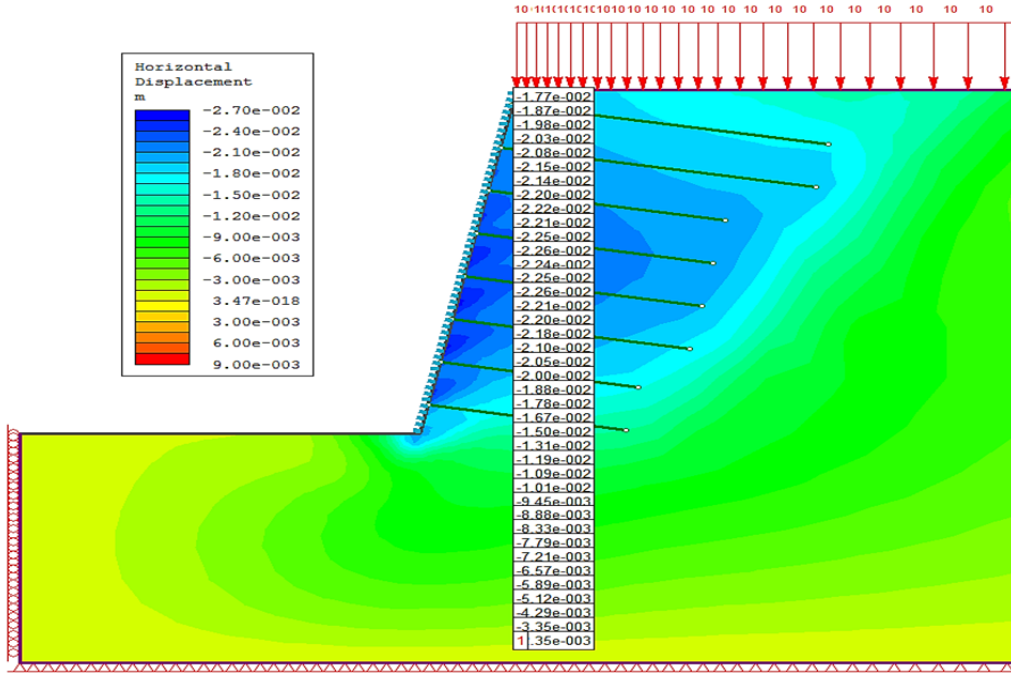


Şekil 4.6. Artan çivi uzunlukları ile oluşturulan sistemin servis yükleri altında gelişen yanal deplasman değerlerinin derinliğe bağlı değişimi

EK-4. (devam) Çivi uzunluk paterninin sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

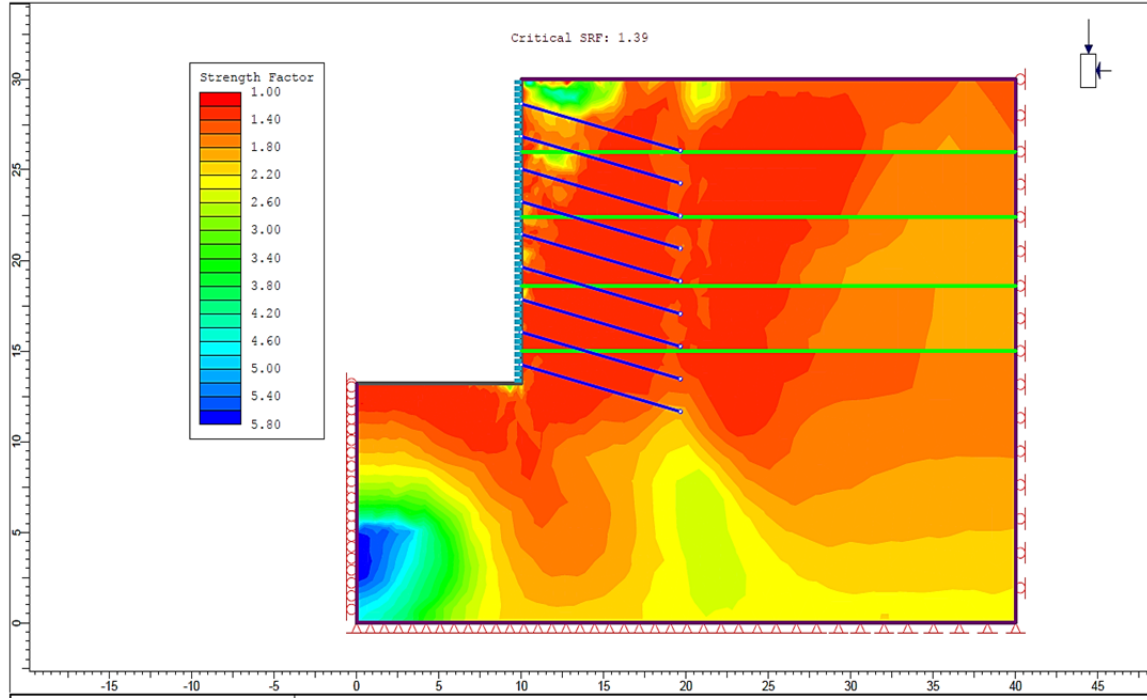


Şekil 4.7. Azalan çivi uzunlukları ile (1.Durum) oluşturulan sistemin servis yükleri altında gelişen yanal deplasman değerlerinin derinliğe bağlı değişimi

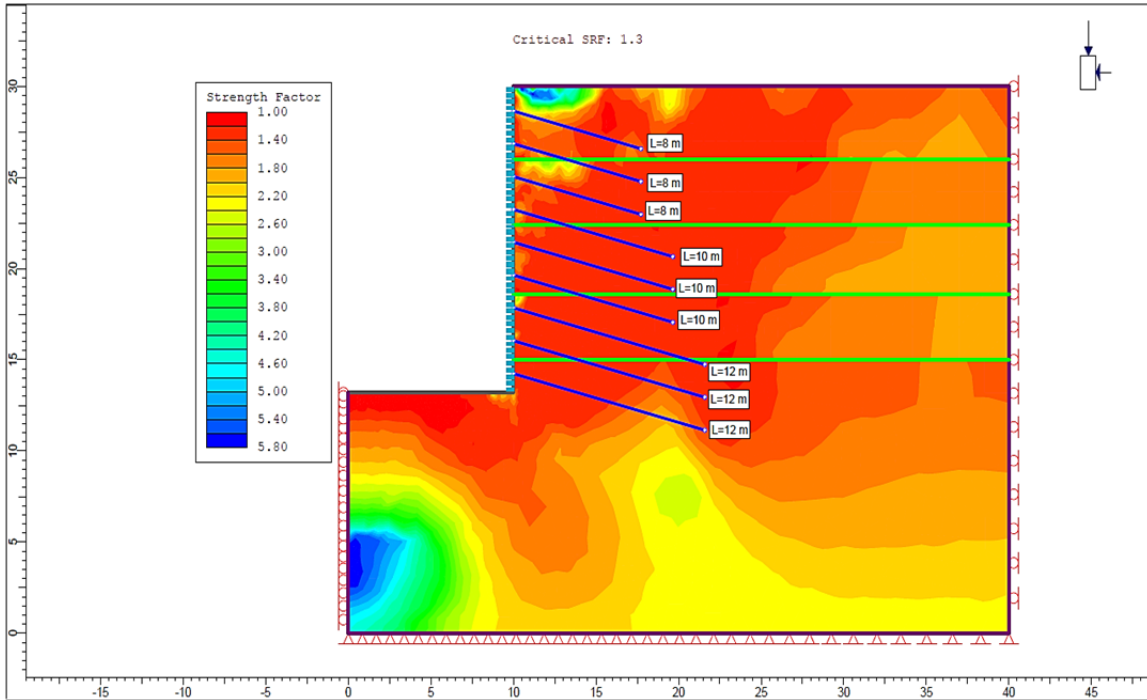


Şekil 4.8. Azalan çivi uzunlukları ile (2.Durum) oluşturulan sistemin servis yükleri altında gelişen yanal deplasman değerlerinin derinliğe bağlı değişimi

EK-5. Çivi uzunluk paterninin sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

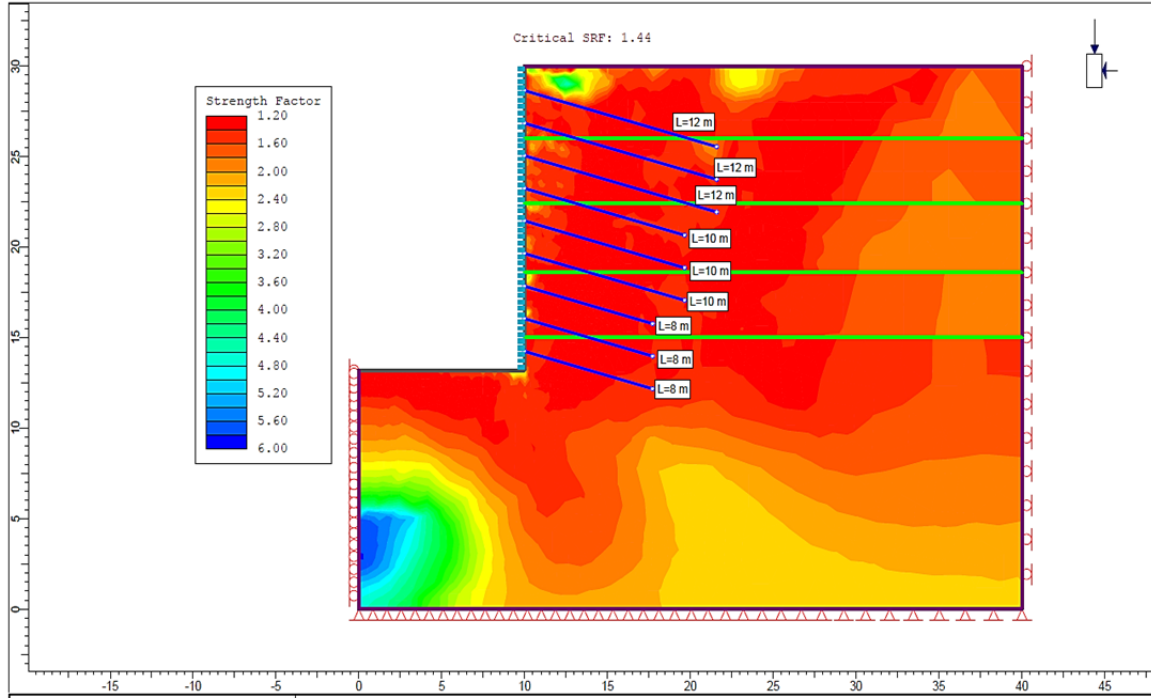


Şekil 5.1. 10 m sabit uzunlukta çivilerle oluşturulan sistemin güvenlik katsayısını veren analiz sonuçları (G.K.=1,39)

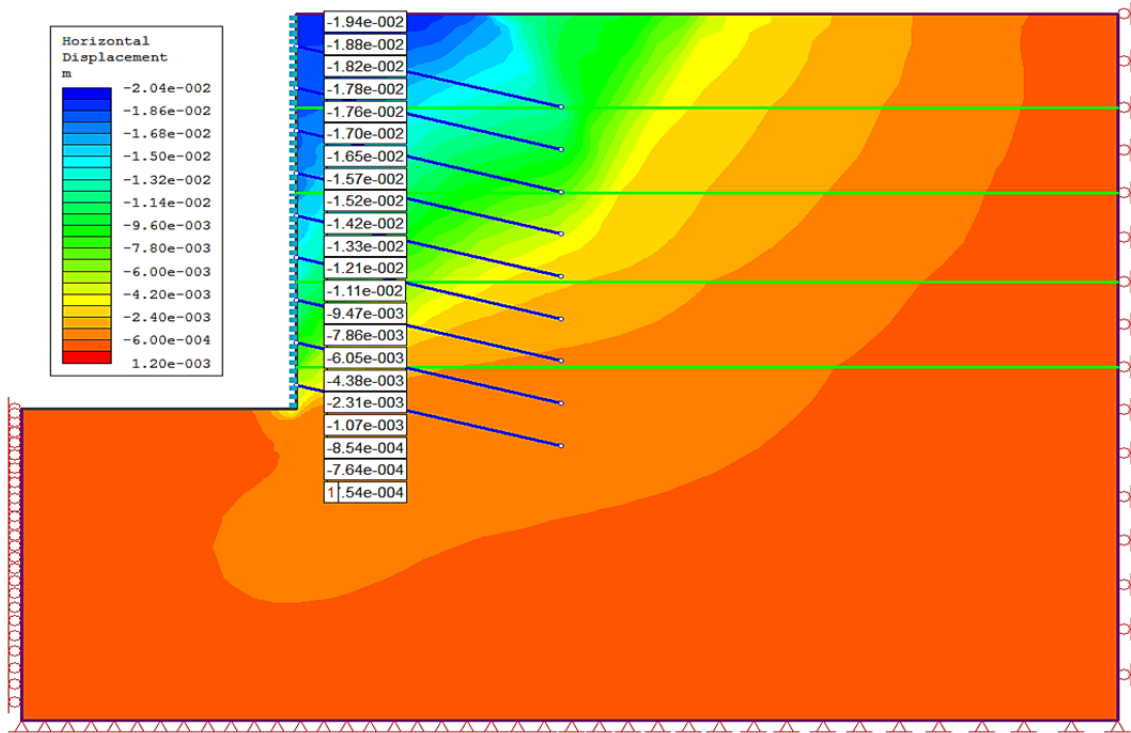


Şekil 5.2. Artan çivi uzunlukları ile oluşturulan sistemin güvenlik katsayısını veren analiz sonuçları (G.K.=1,30)

EK-5. (devam) Çivi uzunluk paterninin sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

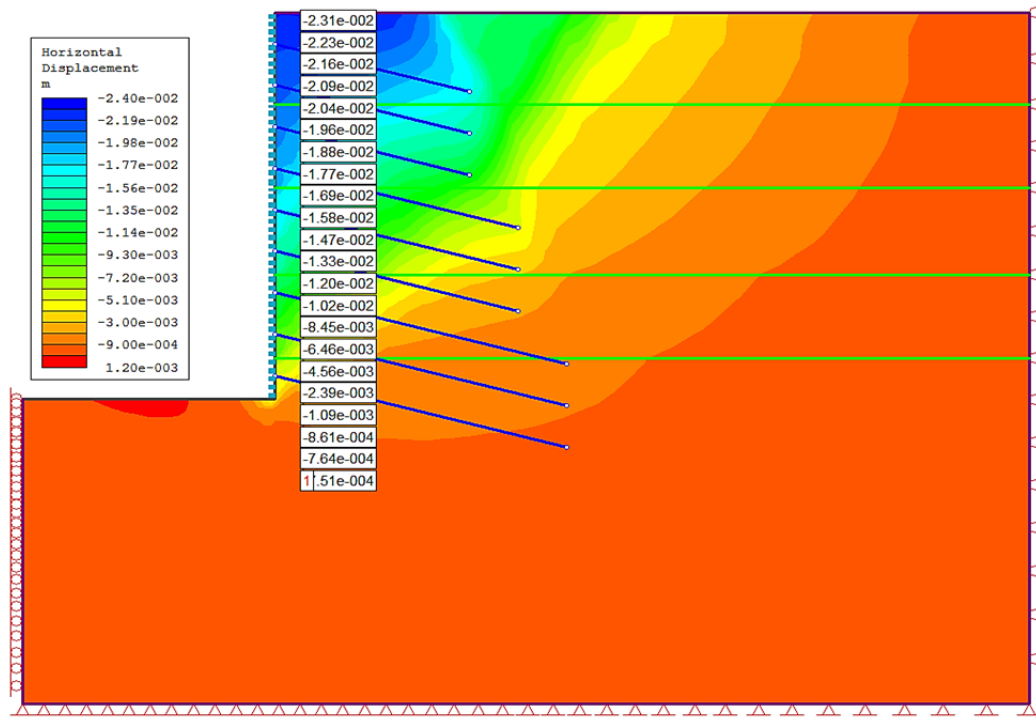


Şekil 5.3. Azalan çivi uzunlukları ile oluşturulan sistemin güvenlik katsayısını veren analiz sonuçları (G.K.=1,44)

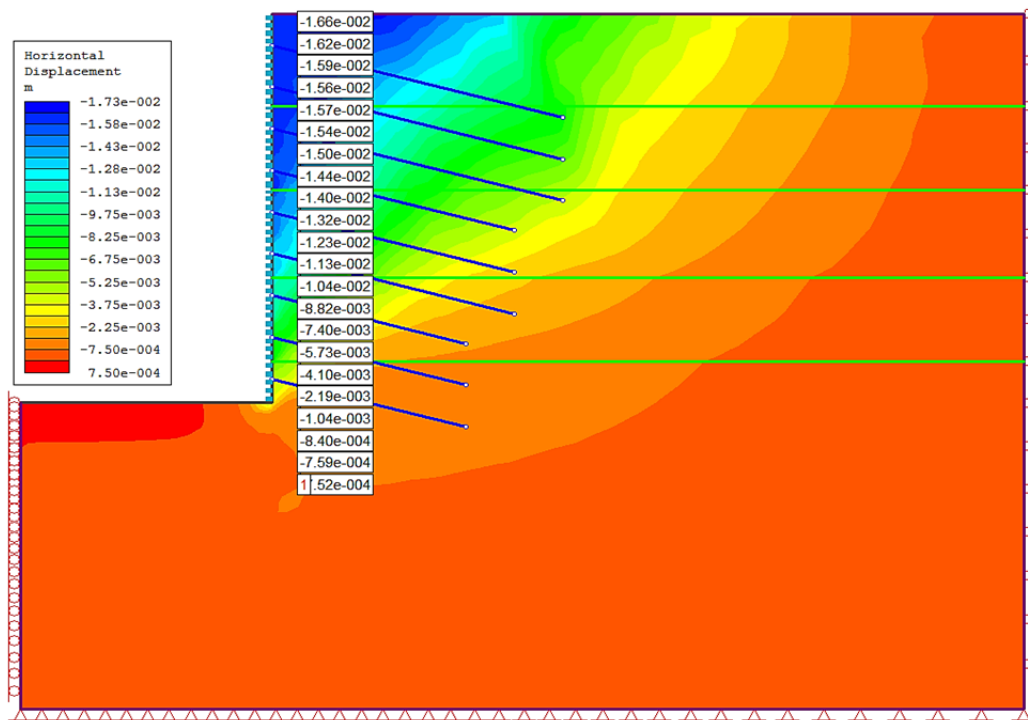


Şekil 5.4. 10 m sabit uzunlukta çivilerle oluşturulan sistemde inşaat sonrası gelişen yanal deplasman değerlerinin derinliğe bağlı değişimi

EK-5. (devam) Çivi uzunluk paterninin sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

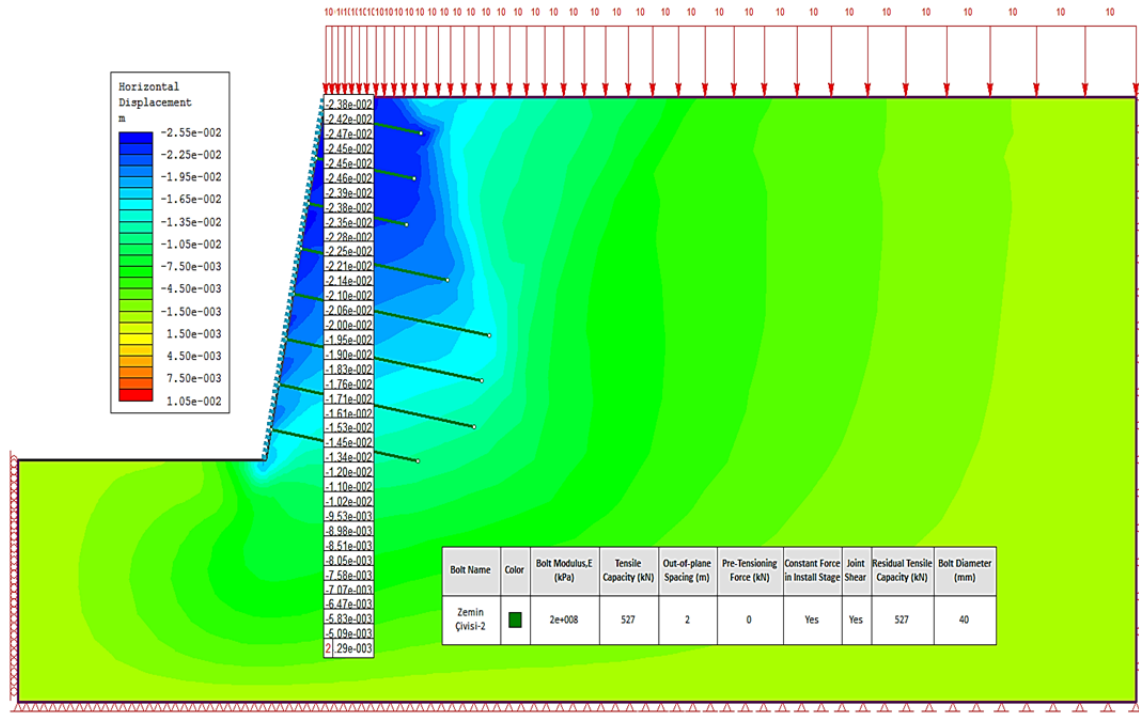


Şekil 5.5. Artan çivi uzunlukları ile oluşturulan sistemde inşaat sonrası gelişen yanal deplasman değerlerinin derinliğe bağlı değişimi

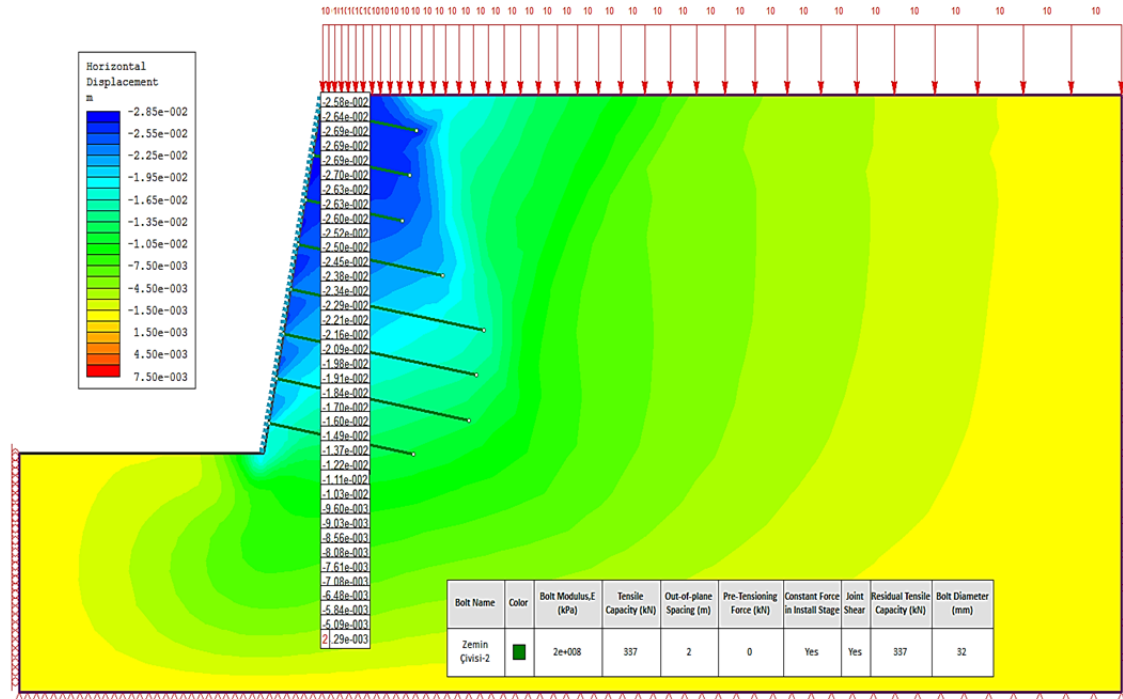


Şekil 5.6. Azalan çivi uzunlukları ile oluşturulan sistemde inşaat sonrası gelişen yanal deplasman değerlerinin derinliğe bağlı değişimi

EK-6. Çivi çapının sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

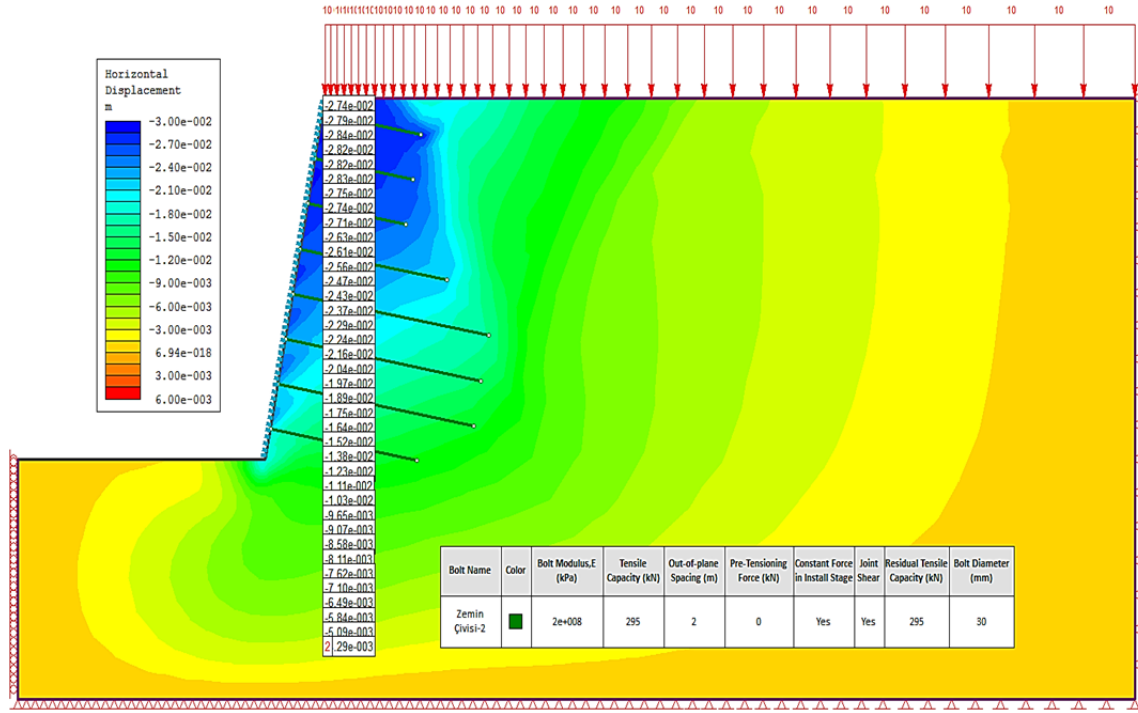


Şekil 6.1. Çapları 40 mm olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar

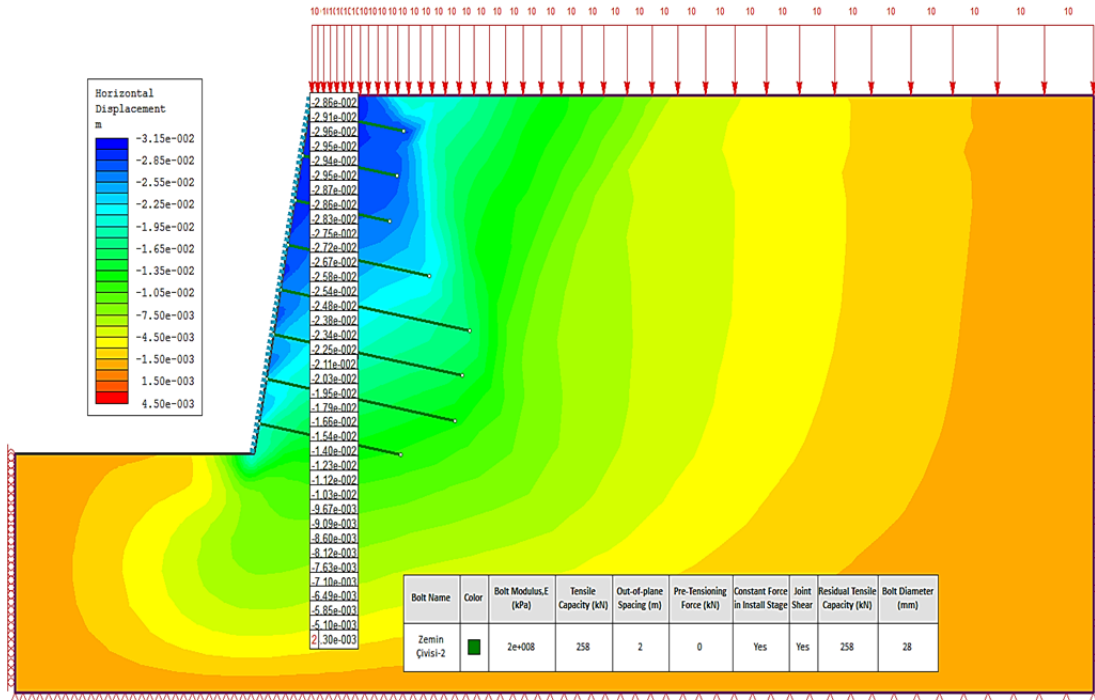


Şekil 6.2. Çapları 32 mm olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde (vaka modeli) servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar

EK-6. (devam) Çivi çapının sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

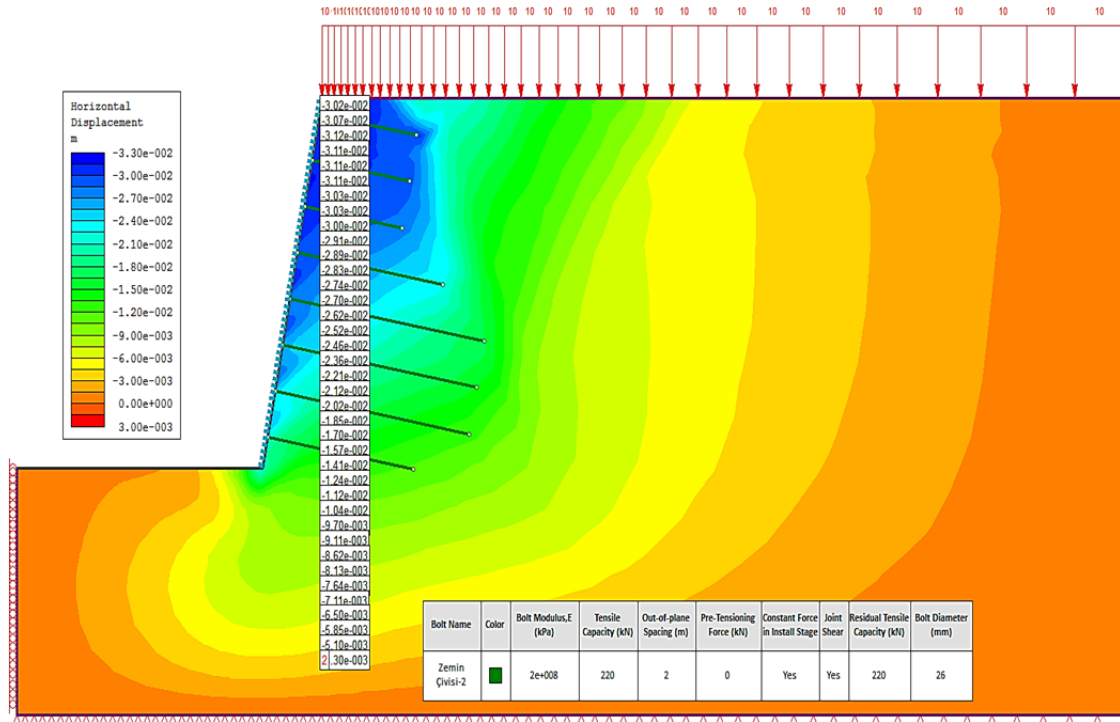


Şekil 6.3. Çapları 30 mm olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar

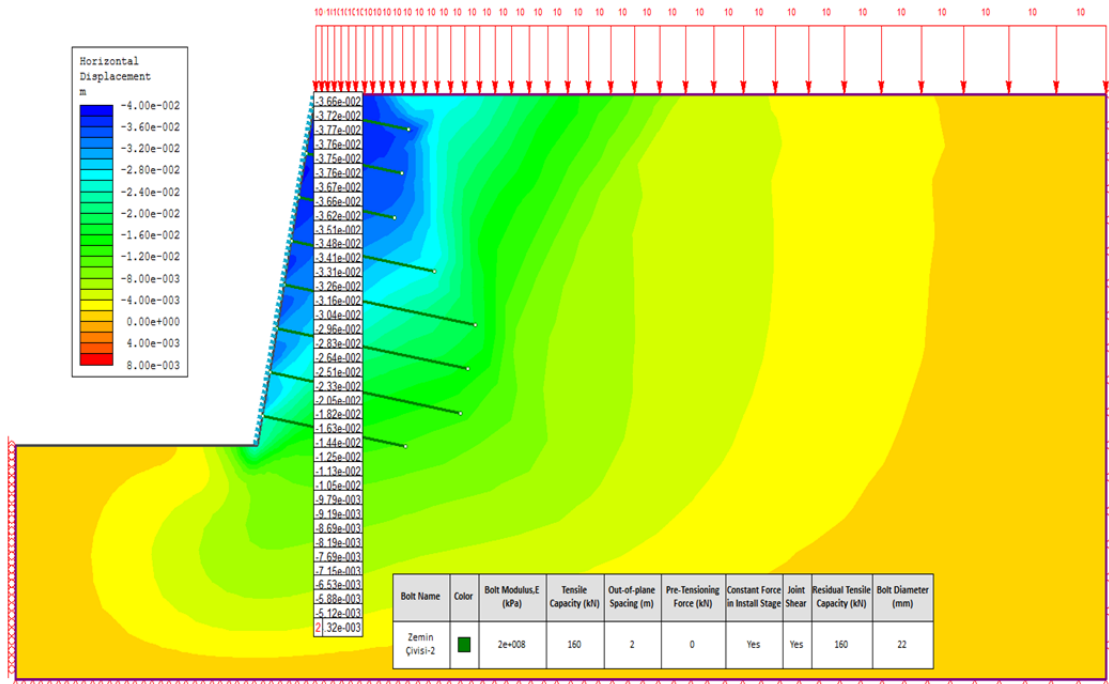


Şekil 6.4. Çapları 28 mm olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar

EK-6. (devam) Çivi çapının sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

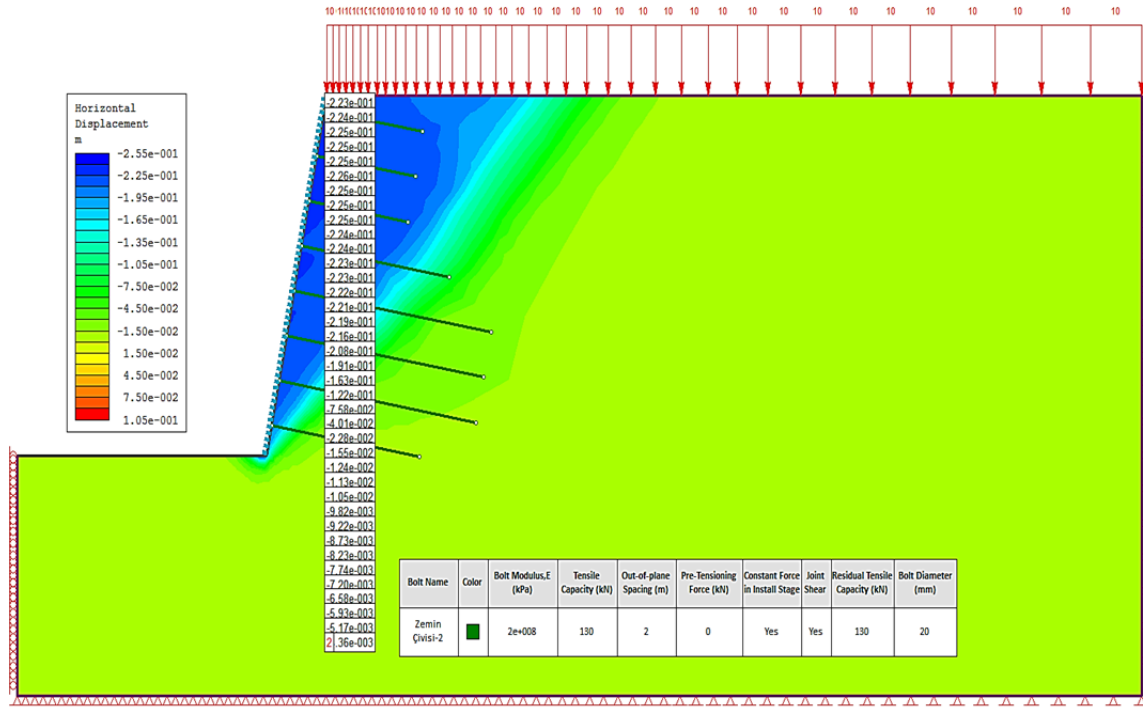


Şekil 6.5. Çapları 26 mm olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar



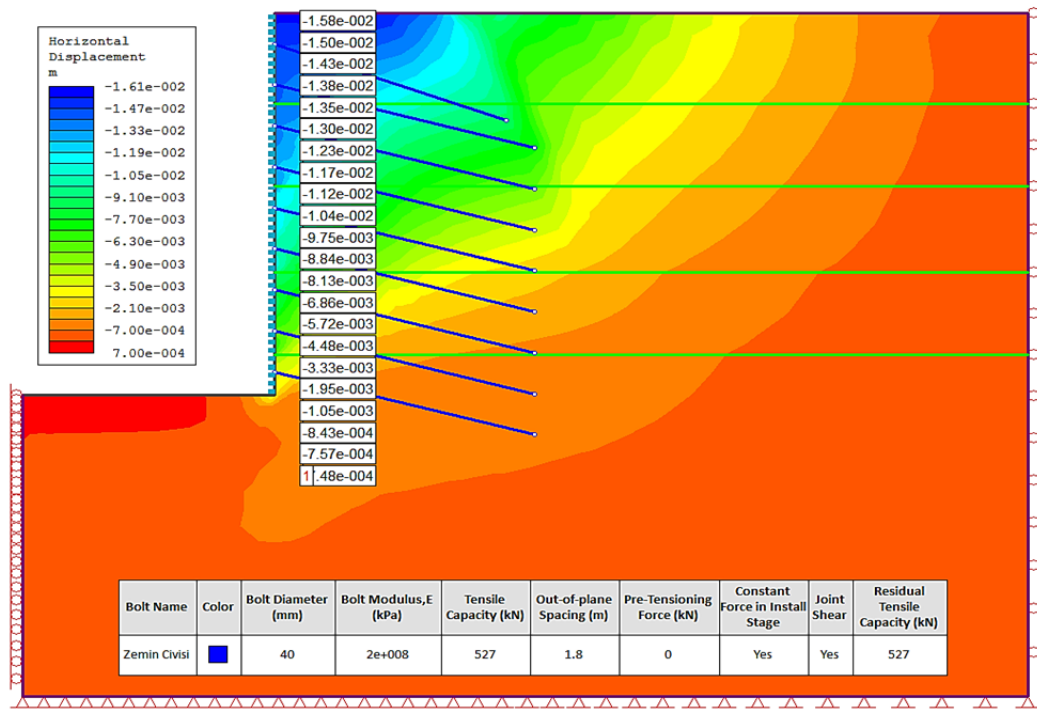
Şekil 6.6. Çapları 22 mm olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar

EK-6. (devam) Çivi çapının sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

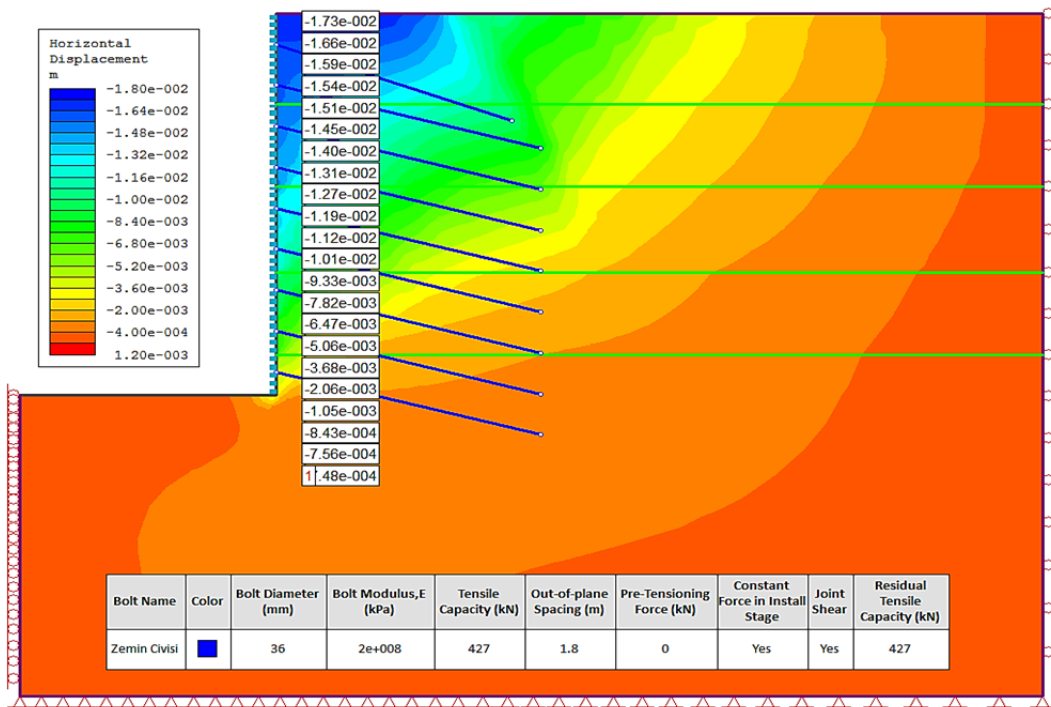


Şekil 6.7. Çapları 20 mm olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar

EK-7. Çivi çapının sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

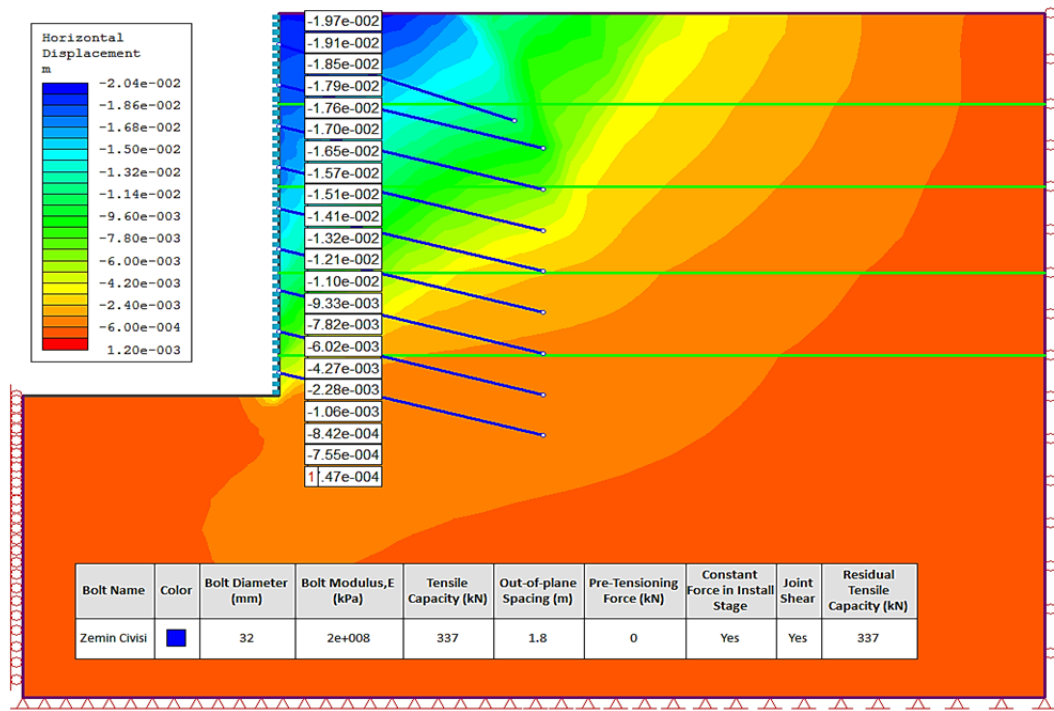


Şekil 7.1. Çapları 40 mm olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde inşaat tamamlandıktan sonra gelişen yanal deplasmanlar

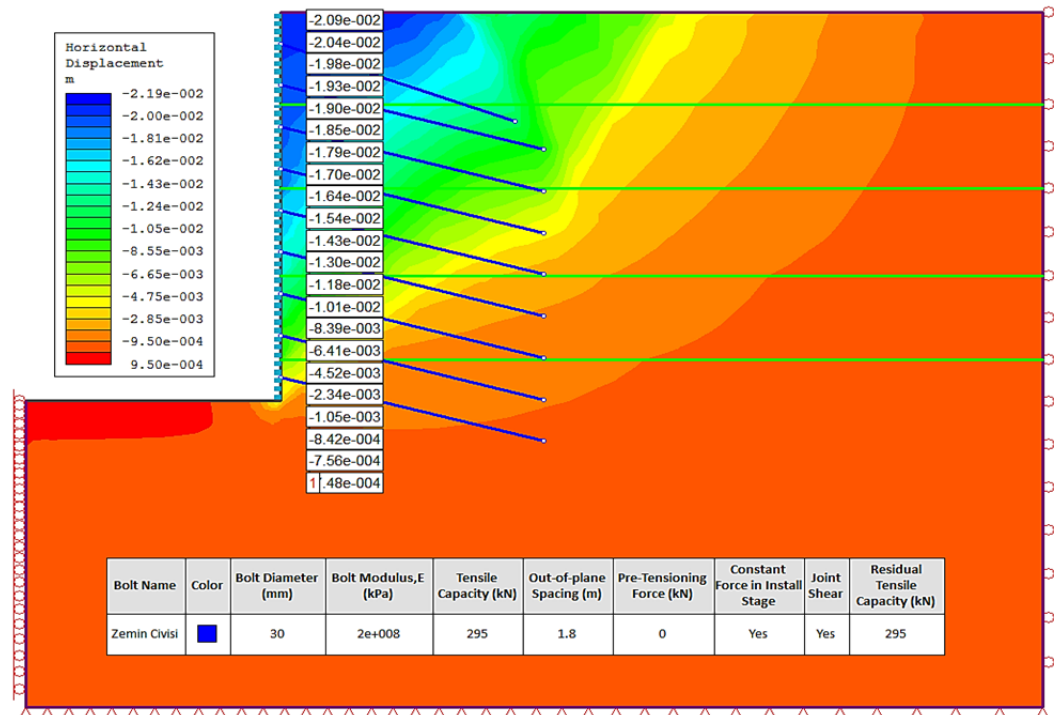


Şekil 7.2. Çapları 36 mm olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde inşaat tamamlandıktan sonra gelişen yanal deplasmanlar

EK-7. (devam) Çivi çapının sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

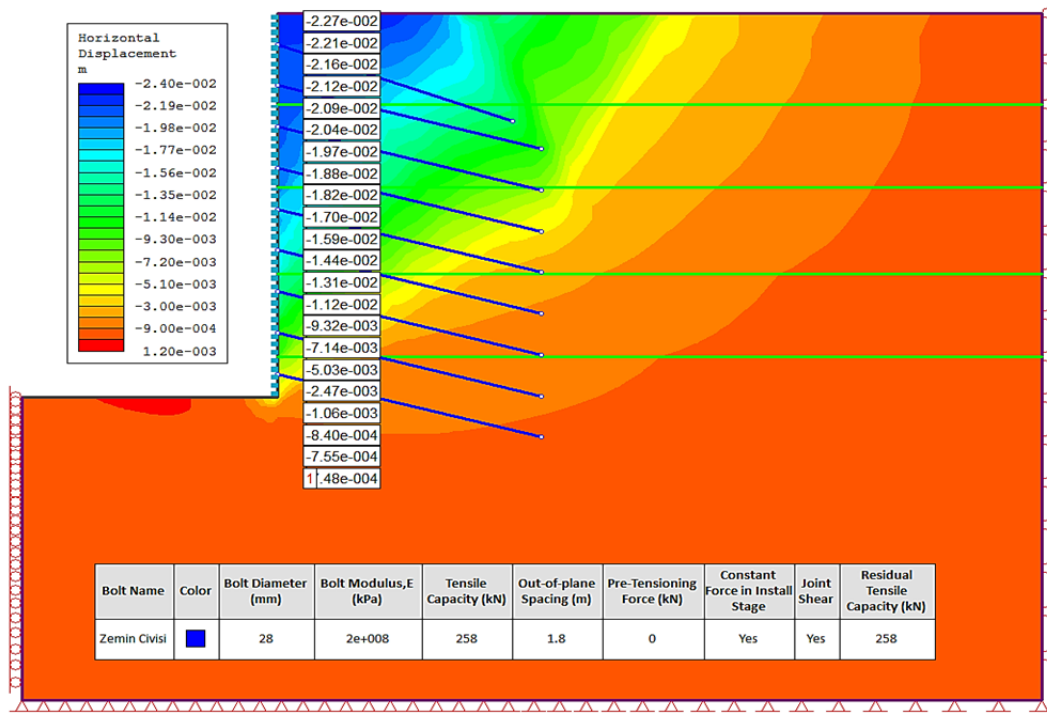


Şekil 7.3. Çapları 32 mm olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde (vaka modeli) inşaat tamamlandıktan sonra gelişen yanal deplasmanlar

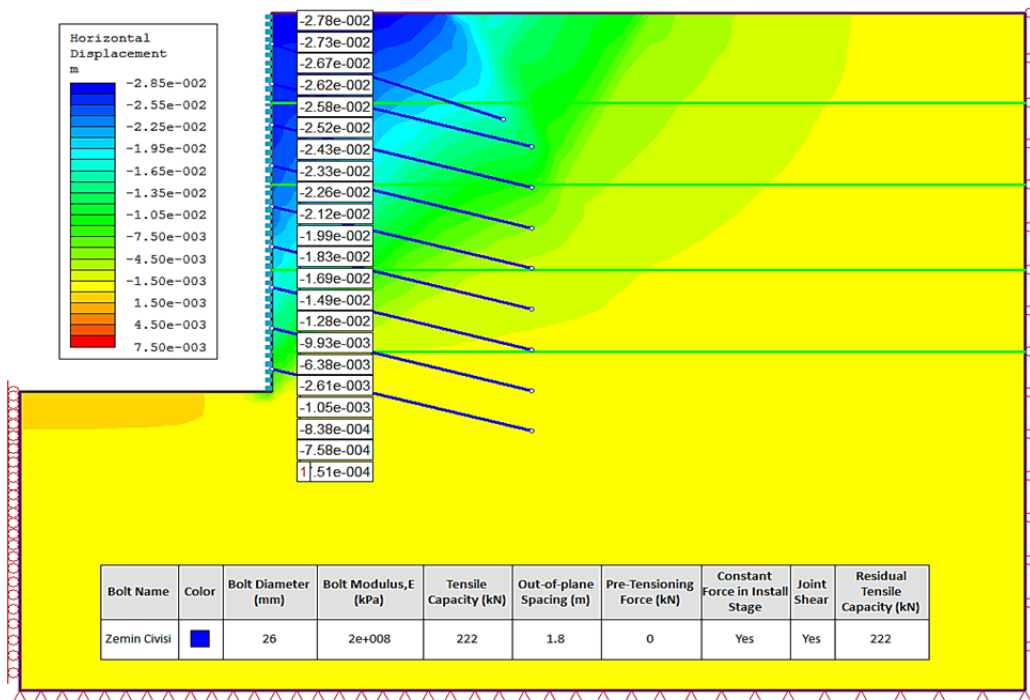


Şekil 7.4. Çapları 30 mm olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde inşaat tamamlandıktan sonra gelişen yanal deplasmanlar

EK-7. (devam) Çivi çapının sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

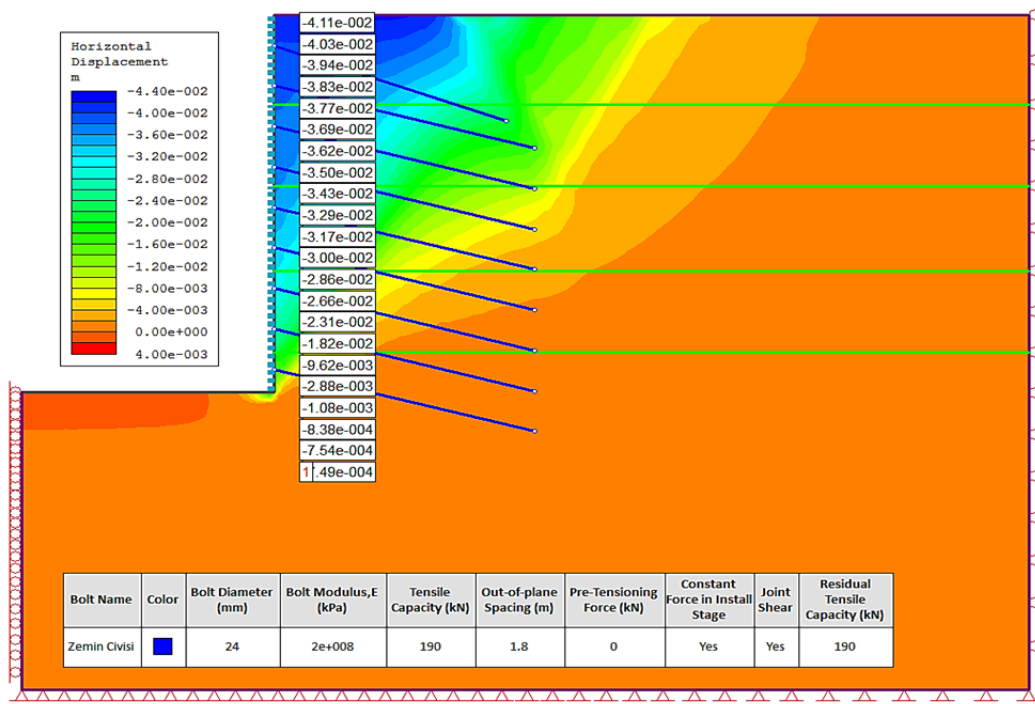


Şekil 7.5. Çapları 28 mm olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde inşaat tamamlandıktan sonra gelişen yanal deplasmanlar

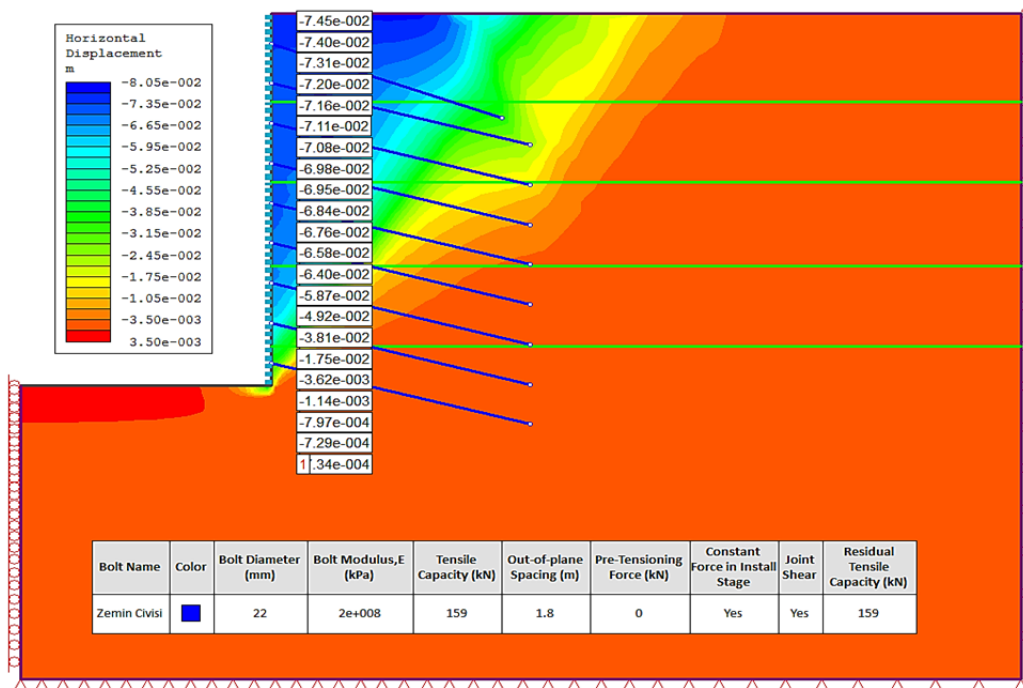


Şekil 7.6. Çapları 26 mm olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde inşaat tamamlandıktan sonra gelişen yanal deplasmanlar

EK-7. (devam) Çivi çapının sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

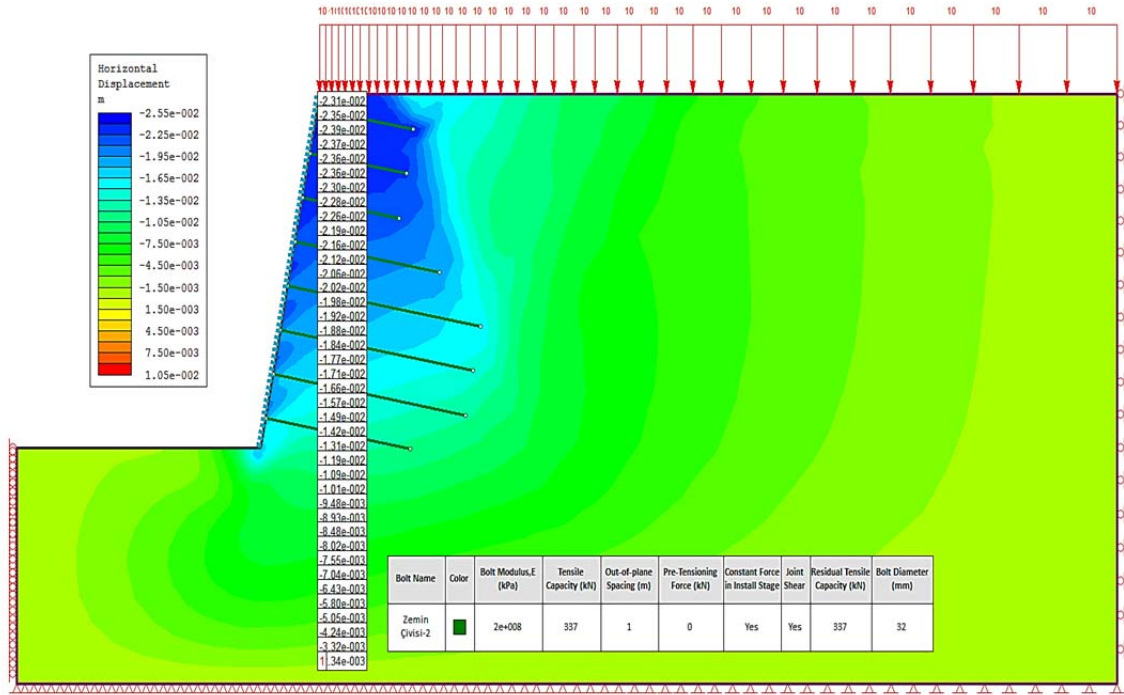


Şekil 7.7. Çapları 24 mm (yenilme durumu) olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde inşaat tamamlandıktan sonra gelişen yanal deplasmanlar

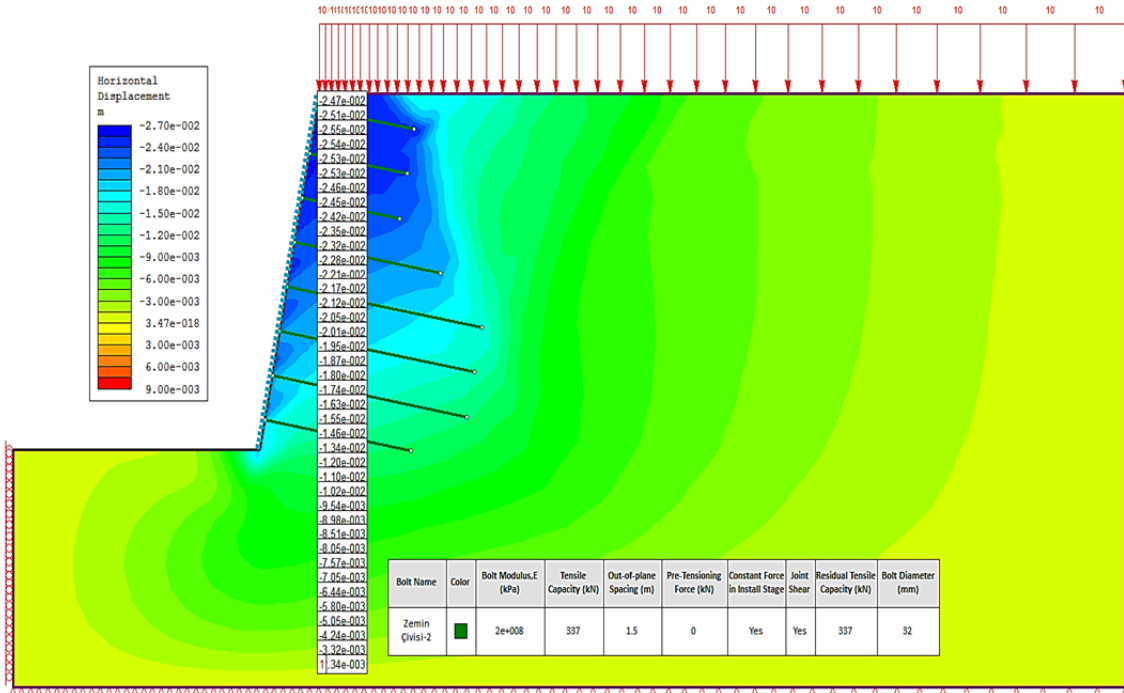


Şekil 7.8. Çapları 22 mm (yenilme durumu) olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde inşaat tamamlandıktan sonra gelişen yanal deplasmanlar

Ek-8. Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

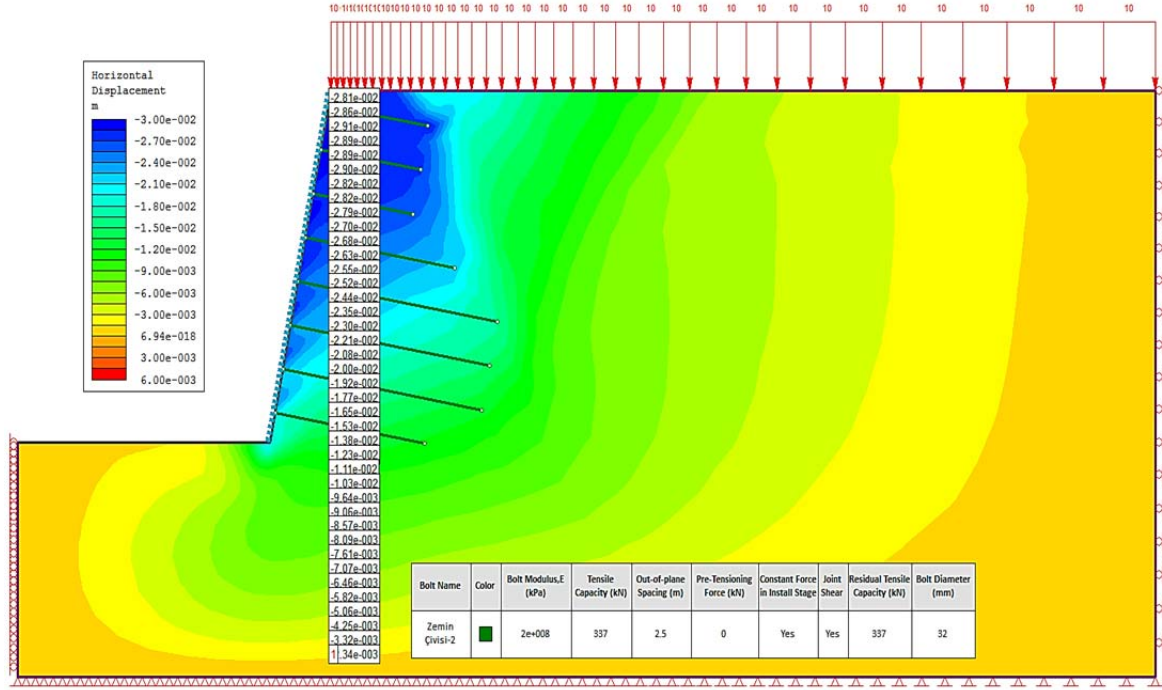


Şekil 8.1. Yatay aralıkları $s_h=1$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar

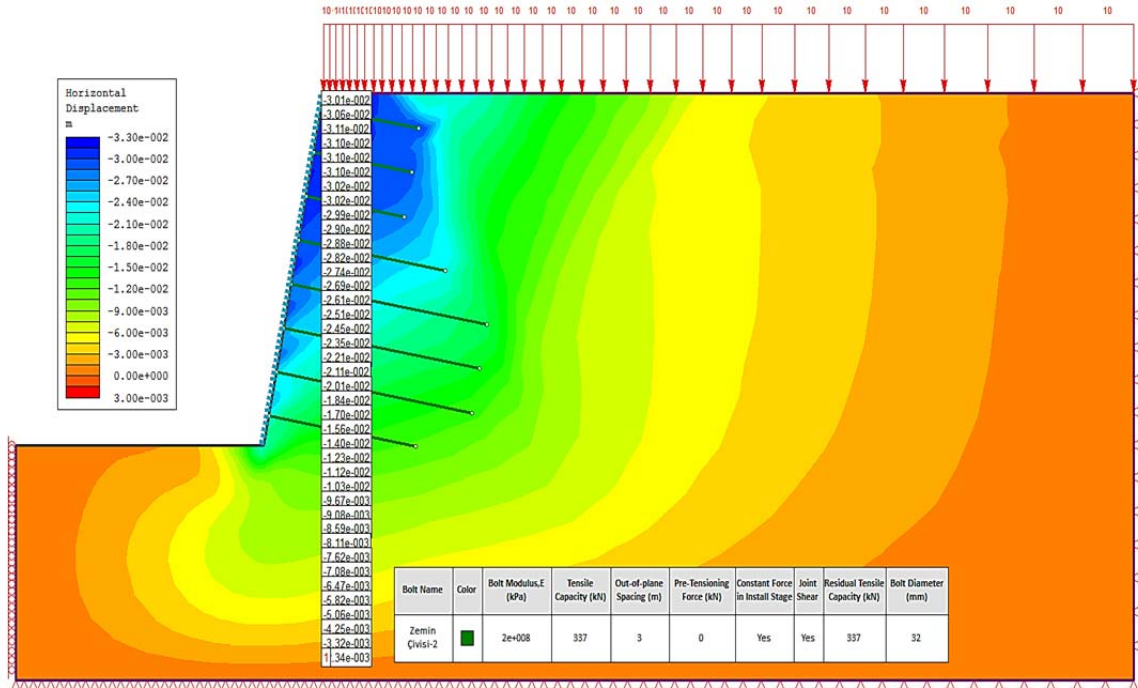


Şekil 8.2. Yatay aralıkları $s_h=1,5$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar

Ek-8. (devam) Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

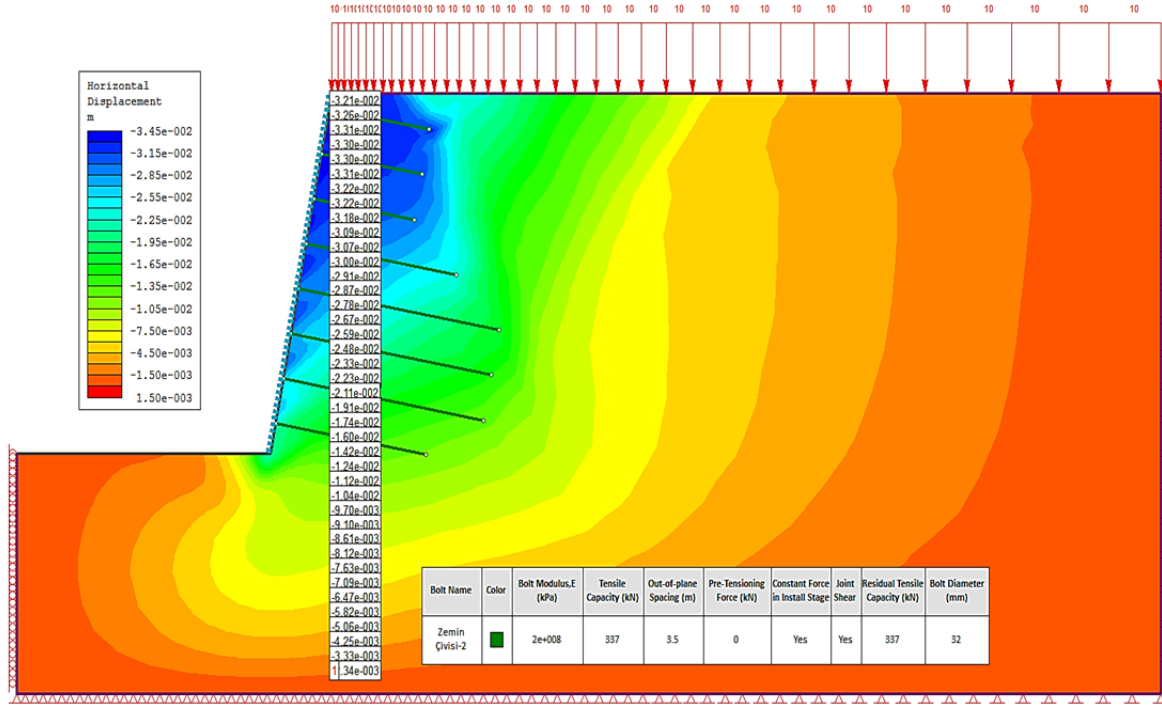


Şekil 8.3. Yatay aralıkları $sh=2,5$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar

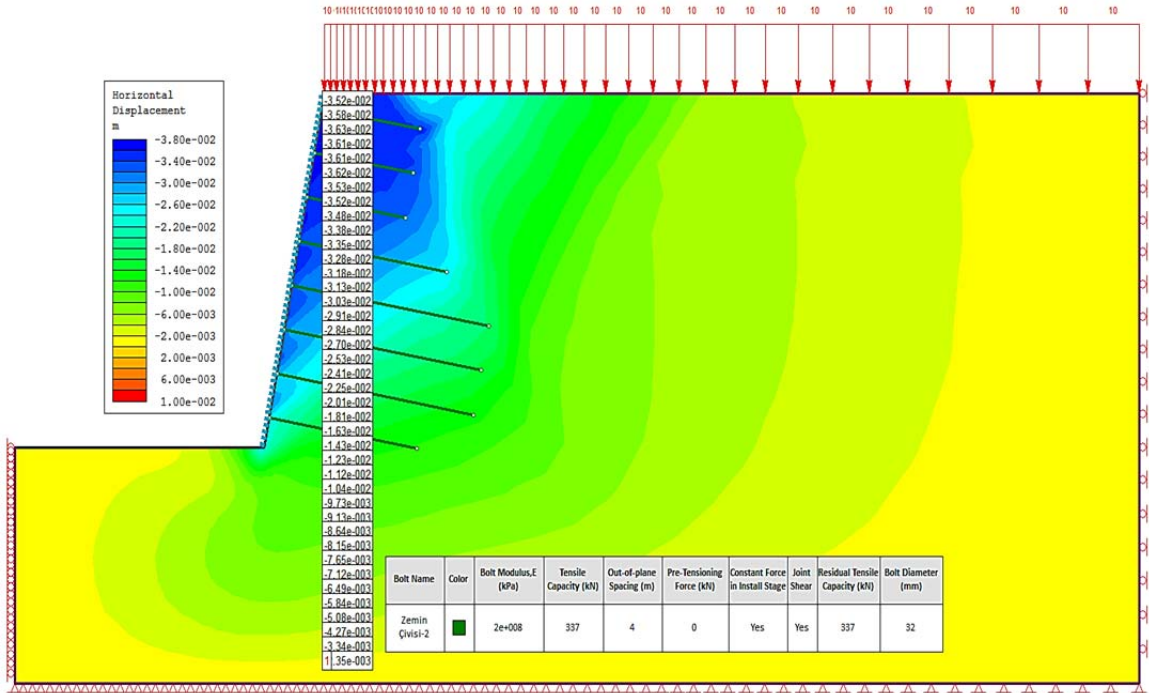


Şekil 8.4. Yatay aralıkları $sh=3$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar

Ek-8. (devam) Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

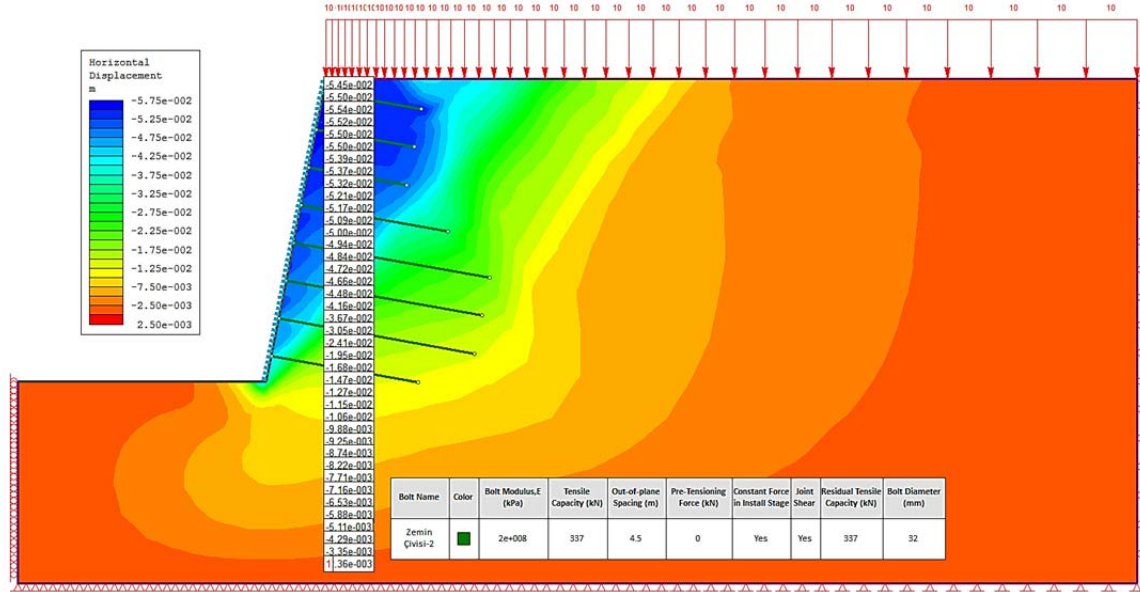


Şekil 8.5. Yatay aralıkları $sh=3,5$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar



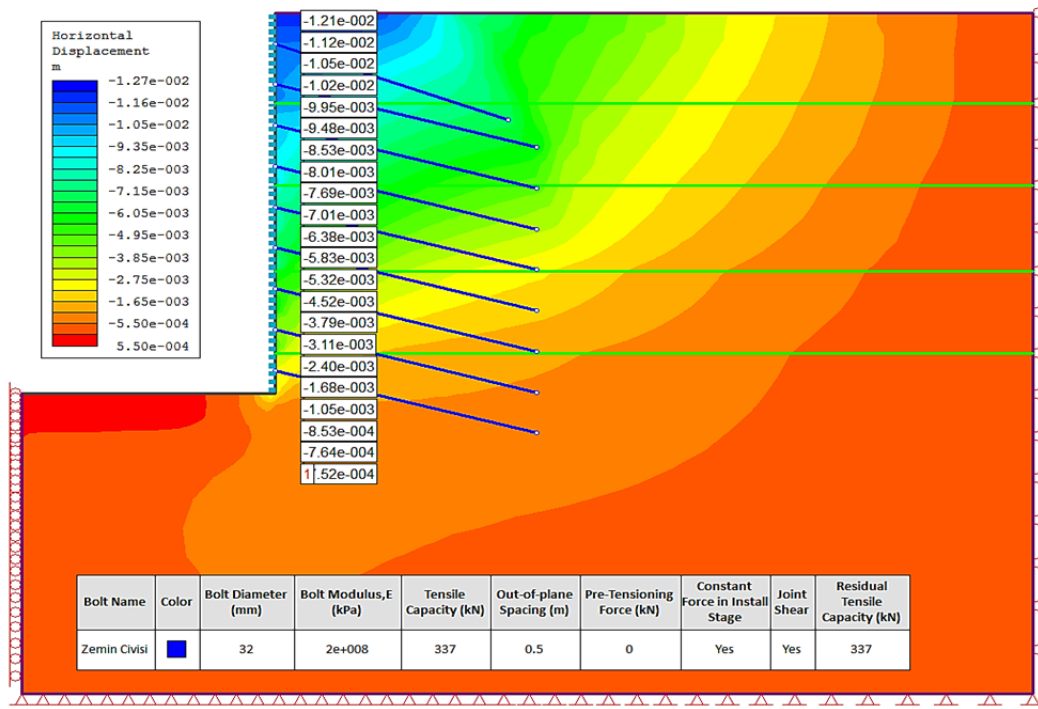
Şekil 8.6. Yatay aralıkları $sh=4$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar

Ek-8. (devam) Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin araştırılması, İstinye Park Vakasının analiz sonuçları

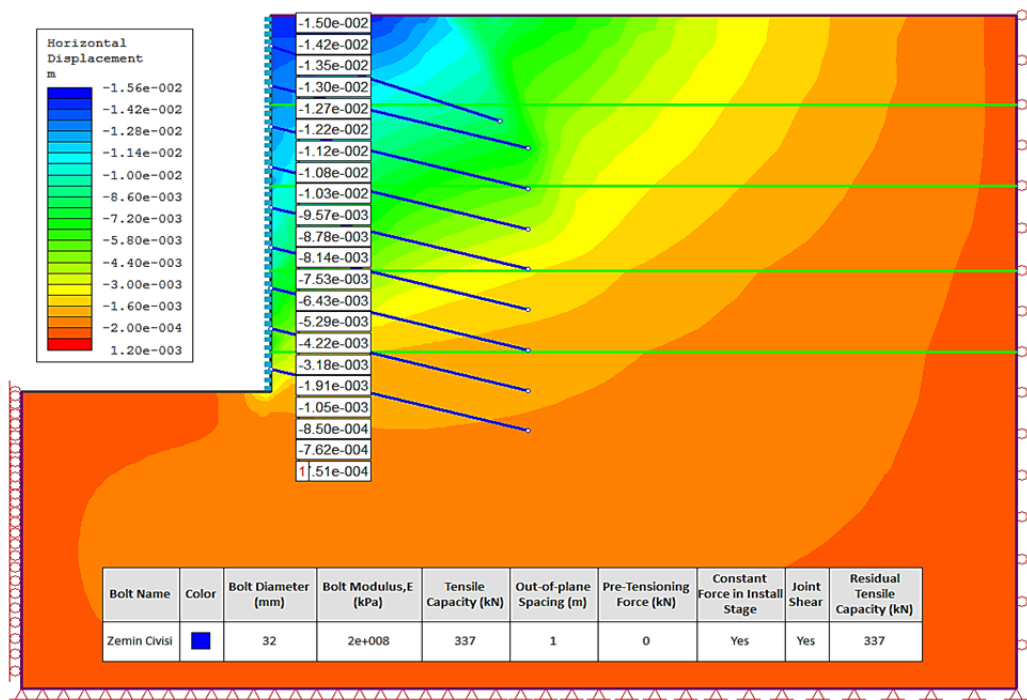


Şekil 8.7. Yatay aralıkları $sh=4,5$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis yükleri altında gelişen yanal deplasmanlar

Ek-9. Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

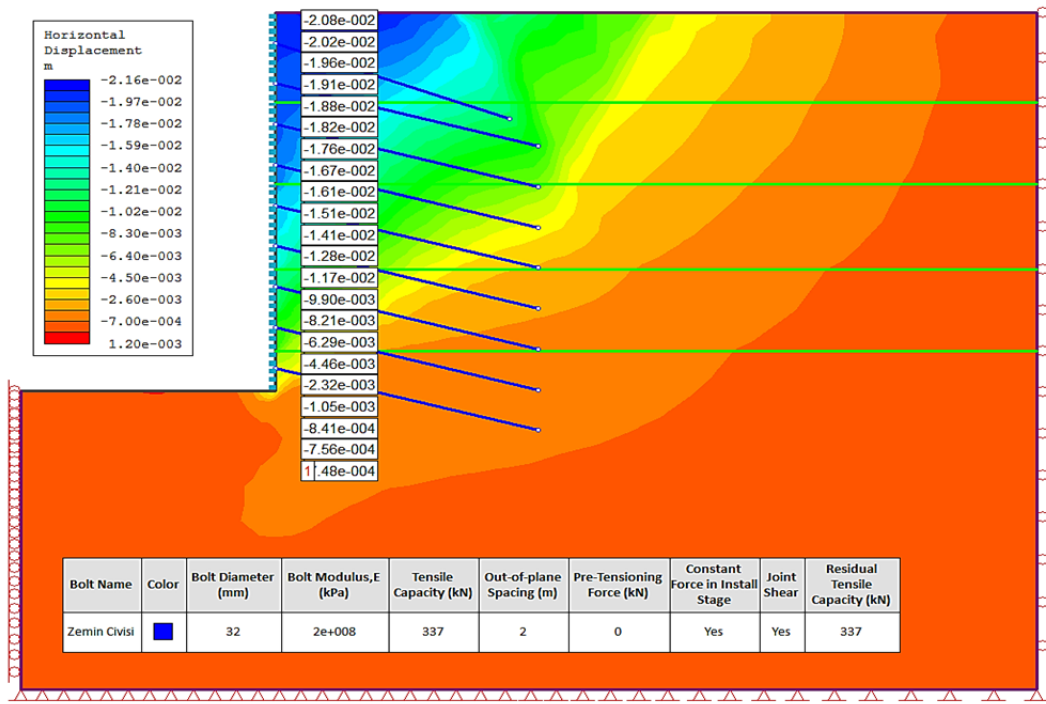


Şekil 9.1. Yatay aralıkları $sh=0,5$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis aşamasında gelişen yanal deplasmanlar

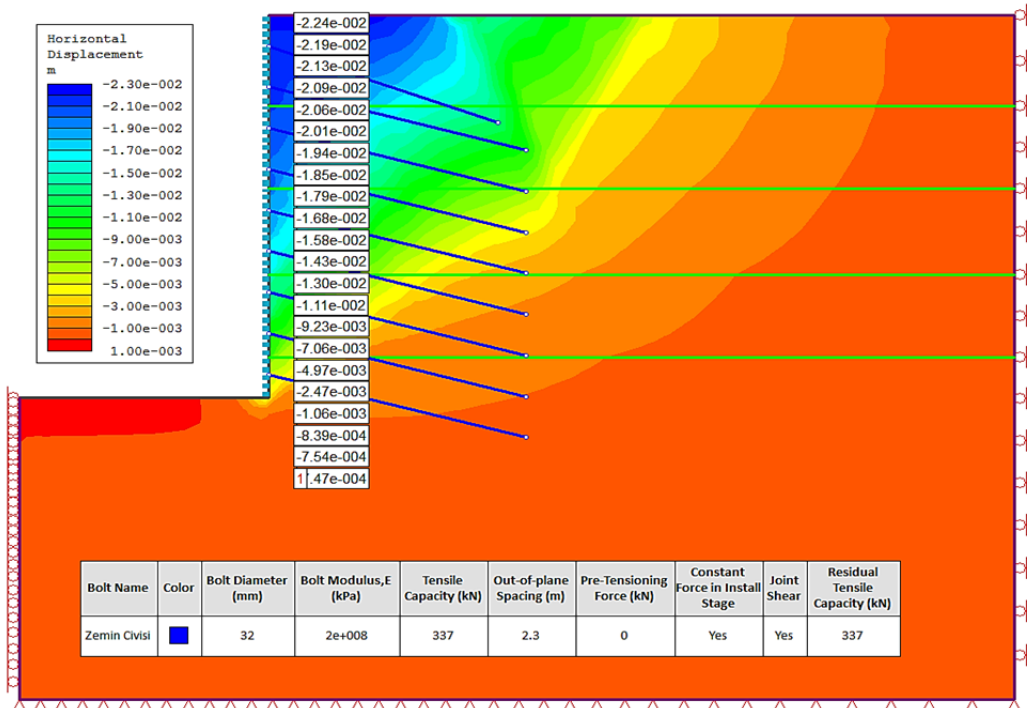


Şekil 9.2. Yatay aralıkları $sh=1$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis aşamasında gelişen yanal deplasmanlar

Ek-9. (devam) Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

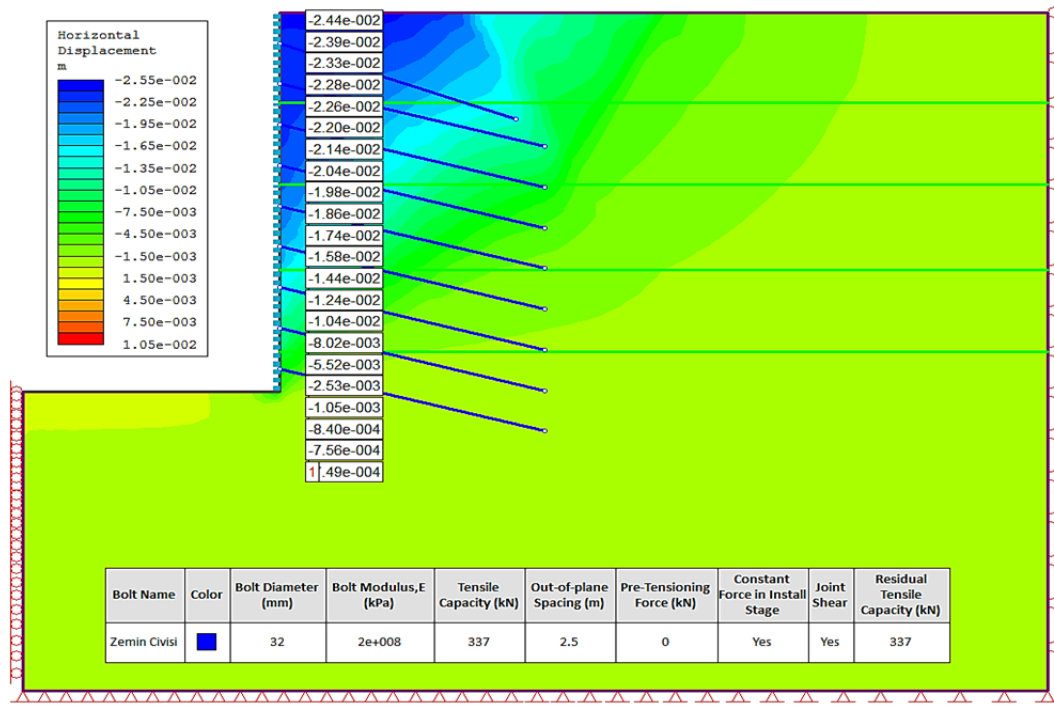


Şekil 9.3. Yatay aralıkları $sh=2$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis aşamasında gelişen yanal deplasmanlar

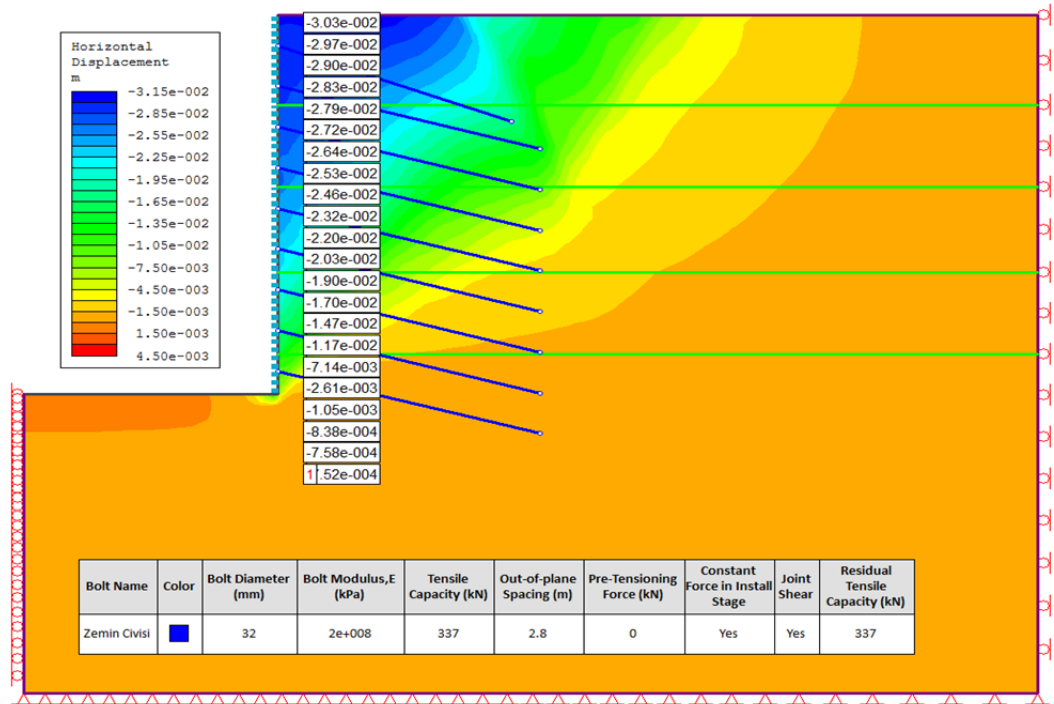


Şekil 9.4. Yatay aralıkları $sh=2,3$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis aşamasında gelişen yanal deplasmanlar

Ek-9. (devam) Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları

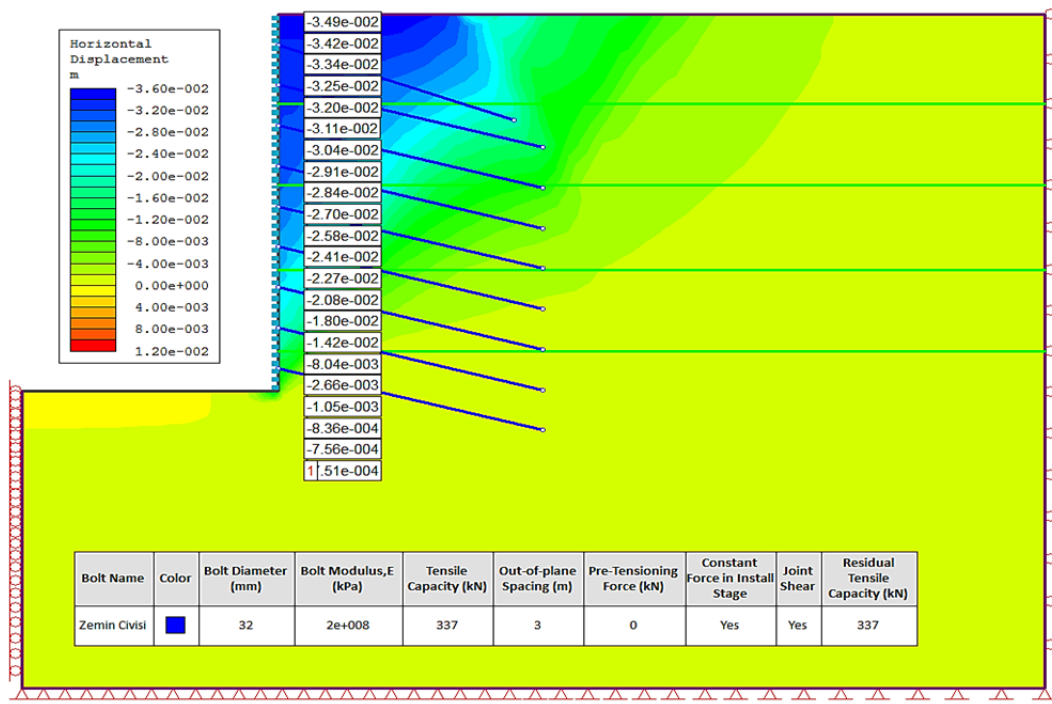


Şekil 9.5. Yatay aralıkları $sh=2,5$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis aşamasında gelişen yanal deplasmanlar



Şekil 9.6. Yatay aralıkları $sh=2,8$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis aşamasında gelişen yanal deplasmanlar

Ek-9. (devam) Çivi yatay aralıklarının sistem performansına etkisinin araştırılması, Seattle Vakasının analiz sonuçları



Şekil 9.7. Yatay aralıkları $s_h=3$ m olan zemin çivileri ile tasarlanan sistemde servis aşamasında gelişen yanal deplasmanlar

ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler

Soyadı, adı : KESERLİ, Ayşe Selin
 Uyruğu : T.C.
 Doğum tarihi ve yeri : 29.08.1987, Kastamonu
 Medeni hali : Evli
 Telefon : 0 (543) 605 62 31
 Faks : 0 (312) 418 10 66
 e-mail : ayse_selin_yildiz@hotmail.com



Eğitim

Derece	Eğitim Birimi	Mezuniyet tarihi
Yüksek lisans	Gazi Üniversitesi / İnş. Müh. A.B.D	Devam Ediyor
Lisans	Gazi Üniversitesi/ İnş. Müh. A.B.D	2010
Lise	Mustafa Kaya Anadolu Lisesi	2005

İş Deneyimi

Yıl	Yer	Görev
2011-Halen	Dolsar Mühendislik A.Ş.	İnşaat Mühendisi
2010-2011	İnpro Mühendislik-Müşavirlik	İnşaat Mühendisi

Yabancı Dil

İngilizce

Yayınlar

-

Hobiler

Dans, Tarih, Film, Belgesel

DİZİN

A

Abak 22, 23, 29, 30,31, 32, 33,
34, 35
Abstract v

B

Başarısızlık olasılığı · 169

Ç

Çivi akma dayanımının sistem
performansına etkisi 133,
136, 137
Çivi çapının sistem
performansına etkisi 125,
128
Çivi eğimi etkisi 87, 92, 96,
100, 103
Çivi uzunluğunun sistem
performansına etkisi 111,
114
Çivi yatay aralıklarının sistem
performansına etkisi 131,
133
Çizelgelerin listesi xiii

D

Dizin · 229

E

Ekler · 179

G

G.K. 76, 82, 96, 105, 140, 153,
154, 155, 160, 161, 162
Giriş 1
Güvenilirlik endeksi 144, 148,
157, 169

İ

İçindekiler · viii
İstinye Park Modeli 46, 84, 107,
116, 123, 129, 133, 151, 160

K

Kaynaklar · 175
Key words vi

L

LRFD 5, 26

Ö

Ön tasarım 29, 40, 42
Özet iv
Özgeçmiş 228

P

Phase² yazılımı 180
psödo-statik 37

Püskürtme kalınlığının sistem
performansına etkisi 140

S

Seattle Modeli 57, 90, 11, 120,
126, 131, 137
Simgeler ve kısaltmalar xxii
SNAP 5, 24, 68
Sonuç ve öneriler 171

Ş

Şekillerin listesi xvi

T

Tai Poi Vakası 74,98
Teşekkür vii
Tmax. 19, 21, 22, 23, 24

Ü

Üç-Sigma kuralı 146

Y

Yukarı dönük eğimli 97



GAZİ GELECEKTİR...