İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YÜKSEK SÜRŞARJ YÜKLERİ ALTINDA TOPRAKARME DUVARLARIN LİMİT DENGE VE SONLU ELEMANLAR ANALİZ YÖNTEMLERİNE GÖRE DEĞERLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Sercan ŞAT

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Dr. Öğr. Üyesi Berrak TEYMUR

ARALIK 2019

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YÜKSEK SÜRŞARJ YÜKLERİ ALTINDA TOPRAKARME DUVARLARIN LİMİT DENGE VE SONLU ELEMANLAR ANALİZ YÖNTEMLERİNE GÖRE DEĞERLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Sercan ŞAT
(501121334)

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Dr. Öğr. Üyesi Berrak TEYMUR

ARALIK 2019

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501121334 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Sercan ŞAT, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı "YÜKSEK SÜRŞARJ YÜKLERİ ALTINDA TOPRAKARME DUVARLARIN LİMİT DENGE VE SONLU ELEMANLAR ANALİZ YÖNTEMLERİNE GÖRE DEĞERLENDİRİLMESİ" başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Dr. Öğr. Üyesi Berrak TEYMÜR** .....
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Aykut ŞENOL** .....
İstanbul Teknik Üniversitesi

Dr. Öğr. Üyesi İrem Zeynep YILDIRIM .....
Boğaziçi Üniversitesi

Teslim Tarihi : 15 Kasım 2019
Savunma Tarihi : 04 Aralık 2019

Koca yürekli KADIN'a,

ÖNSÖZ

İstinat yapıları yapılan/yapılacak olan bir kazının veya mevcut bir şev alanın desteklenmesinde, zeminin tutulmasında yada farklı kotta yapıların uygulanmasına müsade eden mühendislik yapılarıdır. Kendi içerisinde esnek ve rijit yapılar olarak iki başlıkta toplanmakta olup, bu çalışma kapsamında esnek istinat yapılarına örnek olarak gösterilen donatılı zemin/toprakarme istinat yapıları ele alınmıştır.

Aşırı yüklere maruz kalan büyük ölçekteki istinat yapılarının, özellikle sismik aktiviteler balta olmak üzere tüm sismik yükleme durumlarında göstermiş olduğu yüksek performansın yanı sıra konvansiyonel istinat duvarlarına göre çok daha ekonomik olarak imal edilebilmeleri, sistemin geoteknik mühendisliğinde geniş örneklerde uygulanabilir bir yöntem olmasına izin vermektedir.

Bu araştırma çalışmasının kapsamı içerisinde, 2013 yılında imalatı gerçekleştirilmiş olan bir toprakarme duvar projesinin yüksek sürşarj yüklemeleri altında gösterdiği davranışlar, limit denge ve sonlu elemanlar programları yardımı ile analiz edilmiş ve sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Yüksek lisans eğitimim ve tez çalışmalarım boyunca göstermiş olduğu yardım,sabır ve destekten dolayı değerli danışman hocam Dr. Öğr. Üyesi Berrak TEYMUR'a minnet ve saygılarımı sunar, sonsuz teşekkür ederim.

Tez çalışmalarım başlangıcından itibaren gerek zaman ve imkan açısından gerekse tez konumun belirlenmesinde ve tüm aşamalarında, gerekli tüm bilgi ve tecrübesi ile yardımlarını benden esirgemeyen hala çalışanı olduğum Reinforced Earth İnşaat Proje ve Tasarım A.Ş'ye minnet ve teşekkürlerimi bildiririm.

Yüksek lisans eğitimim ve tez sürecimin tamamında her anlamda desteğini benden esirgemeyen, bu zorlu süreçte pes etmeden sonuca ulaşmamdaki en önemli kişi olan eşim Tuğçe PERVEROĞLU ŞAT'a en içten duygularımla sonsuz minnet ve teşekkür ederim.

Aralık 2019

Sercan ŞAT
İnşaat Mühendisi
Jeoloji Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ…… ..... **vii**
İÇİNDEKİLER ..... **ix**
KISALTMALAR ..... **xi**
SEMBOLLER ..... **xiii**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xv**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xvii**
ÖZET…… ..... **xxi**
SUMMARY ..... **xxiii**
1. GİRİŞ….. ..... **1**
2. TOPRAKARME İSTİNAT YAPI SİSTEMİ **3**
2.1 Toprakarme İstinat Yapılarının Çalışma Mekanizması 3
2.2 Toprakarme İstinat Yapılarının Uygfulama Alanları ve Uygulama Üstünlükleri 7
2.2.1 Toprakarme istinat yapılarının uygulama alanaları 7
2.2.2 Toprakarme istinat yapılarının uygulama üstünlükleri 7
2.3 Toprakarme İstinat Yapı Sisteminin Tarifi 12
2.3.1 Çelik donatı şeritleri 12
2.3.2 Bağlantı elemanları 14
2.3.3 Yüzey panelleri 14
2.3.4 Toprakarme dolgu malzemesi 15
3. ÇELİK DONATI ŞERİTLİ TOPRAKARME İSTİNAT YAPISI TASARIMI KRİTERLERİ **19**
3.1 Tasarım Yöntemleri 19
3.2 Donatıların Çalışma Prensibi ve Göçme Durumları 20
3.2.1 Dış stabilite analizleri 21
3.2.1.1 Taban kayma kontrolünün değerlendirilmesi 23
3.2.1.2 Eksantriste limiti kontrolünün değerlendirilmesi 28
3.2.1.3 Eksantriklik kontrol kriterleri 29
3.2.1.4 Temeldeki taşıma gücünün değerlendirilmesi 31
3.2.1.5 Oturma tahmini 36
3.2.2 İç stabilite analizleri 37
3.2.2.1 Kritik kayma yüzeyinin belirlenmesi 38
3.2.2.2 Zemin donatısının düşey dizilimini oluşturma 42
3.2.2.3 Donatı seviyelerindeki maksimum çekme kuvverlerinin hesabı 43
3.2.2.4 Donatıda maksimum gerginlik hesaplama 47
3.2.2.5 Dolgu ile donatı arasındaki aderans kuvvetinin hesaplanması 49
3.2.2.6 Her seviyede zemin donatı elemanı sınıfı seçimi 50
3.2.2.7 Çekme kapasitesine karşı (sıyrılma) iç stabilite kontrolü 51
3.2.2.8 Bağlantı elemanlarının dayanıklılık kontrolü 53
3.2.2.9 Yüzeydeki yanal deformasyon hareketleri 54

4. TOPRAKARME İSTİNAT DUVARI ANALİZ YÖNTEMLERİ 57
4.1 Limit Denge Yöntemi ile Tasarım 57
4.1.1 Limit durum hesaplamalarındaki varsayımlar 57
4.1.2 Nümerik analiz programları 58
4.1.2.1 Valdez yazılımı 58
4.1.2.2 Slide yazılımı 59
4.2 Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Tasarım 60
4.2.1 Plaxis yazılımı 61
4.2.1.1 Pekleşen zemin modeli (hardening soil model) tanımı 62
4.2.1.2 Mohr-Coulomb zemin modeli tanımı 63
4.2.2 Mukavemet parametrelerinin ampirik hesaplar yardımı ile belirlenmesi . 64
4.2.2.1 Roclab yazılımı ile kaya birimlerinin mukavemet parametrelerinin belirlenmesi 64
5. VAKA ANALİZİ: KAZAKİSTAN-BOZSHAKOL BAKIR MADENİ TESİSİ TOPRAKARME DUVAR YAPILARININ LİMİT DENGE VE SONLU ELEMANLAR ANALİZ YÖNTEMLERİNE GÖRE DEĞERLENDİRİLMESİ 71
5.1 Giriş 71
5.2 Proje Sahası 72
5.3 Proje Genel Bilgileri 73
5.4 Proje Tasarımı için Zemin Araştırmaları ve Geoteknik Kabuller 74
5.4.1 Sondaj çalışmaları 74
5.4.2 Toprakarme duvar parametre seçimleri 78
5.4.2.1 Dolgu malzemesi 78
5.4.2.2 Geri dolgu malzeme analizleri 78
5.4.2.3 Geoteknik koşullar 79
5.4.2.4 Yükleme koşulları 80
5.5 Tasarım ve Analiz Değerlendirmeleri 80
5.5.1 İç ve dış stabilite analizlerinin limit denge yöntemiyle hesabı 80
5.5.1.1 RocLab yazılımı taban kaya parametrelerinin berlirlenmesi 81
5.5.1.2 Valdez yazılımı stabilite analizleri 82
5.5.1.3 Slide yazılımı ile stabilite analizleri 83
5.5.2 İç ve dış stabilite analizlerinin sonlu elemanlar yöntemiyle hesabı 86
5.5.2.1 Plaxis yazılımında kullnılacak şerit parametrelerinin belirlenmesi ... 86
5.5.2.2 Plaxis yazılımı ile stabilite analizleri 87
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER 101
KAYNAKLAR 107
EKLER…… 111
ÖZGEÇMİŞ 125

KISALTMALAR

AASTHO : Amerikan Karayolları ve Ulaştırma İdaresi
EPDM **:** Etilen Propilen Dien Monomeri
FHWA **:** Birleşik Devletler Karayolu İdaresi
GSI **:** Jeolojik Dayanım Endeksi
HS **:** Pekleşen Zemin
KTŞ : Karayolları Teknik Şartnamesi
LRFD : Yük Gerilme Faktörü Tasarımı
LSD : Limit Durum Tasarımı
MSE **:** Donatılı Esnek İstinat Yapıları
MC **:** Mohr-Coulomb
PI : Plastisite İndeksi
RE **:** Toprakarme Duvar
REAŞ **:** Reinforced Earth Anonim Şirketi
RMR **:** Kaya Kütle Değerlendirmesi
RQD : Kaya Kalitesi Tanımlaması
TS **:** Türk Standardı
UCS : Serbest Basınç Dayanımı

SEMBOLLER

c_u	: Drenajsız kayma mukavemeti
$\sum v$	: Düşey kuvvetlerin toplamı
γ_b	: Toprakarme dolgunun suya doygun birim hacim ağırlığı
φ_τ	: Dolgu ve temel arasındaki kesme mukavemeti için gerilme faktörü
$\Delta\sigma_h$	: Yatay basınç değeri
cf	: Temel zemininin kohezyon değeri
eB	: Taşıma gücü hesaplaması için eksantriste
F*	: Derinliğe bağlı çekme direnci faktörü
H	: Toprakarme duvarın toplam yüksekliği
K_a	: Rankine aktif toprak basıncı
K_{ab}	: Toprakarme dolgu için aktif toprak basıncı katsayısı
K_r	: Donatılı zemin bölgesindeki yanal toprak basıncı katsayısı
L	: Temel genişliği veya donatı uzunluğu
L'	: Efektif temel genişliği
L_a	: Donatının aktif bölgede kalan kısmının boyu
L_e	: Donatının gerilme bölgesindeki gömülme boyu
N_p	: Panel genişliği başına aralıklı donatı sayısı
P_d	: Arttırılmış itici güç
PT_{MAX-D}	: Aralıklı donatı elemanında yükü
q	: Sabit hareketli yayılı yük
R_c	: Donatı dolgu yüzey kaplama oranı
R_r	: Arttırılmış kayma direnci
RR	**:** Kayma değeri
RT	: Güçlendirilmiş dolgu ve temel zemini arasındaki temel kayma direnci
T_{MAX}	: Bir donatıdaki azami gerilme değeri
T_r	: Azami yük kombinasyonlu donatı çekme dayanımı
Wp	: Beton panel genişliği
σ_h	: Yatay gerilme
σ_v	: Düşey gerilme

EV	: Düşey toprak basıncı
Nc, Nγ	: Boyutsuz taşıma gücü katsayıları
α	: Ölçek düzeltme faktörü
γf	: Temel zeminin birim hacim ağırlığı
γr	: Seçilmiş donatılı dolgunun birim hacim ağırlığı
φ	: Zemin donatısı çekme değeri için gerilme faktörü

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : AASHTO'ya göre dolgu malzemesi gradasyonu (AASHTO T-27-11, 2012). **17**
Çizelge 2.2 : KTŞ'ye göre dolgu malzemesinin gradasyonu (KTŞ, 2013). **17**
Çizelge 3.1 : Statik ve sismik durum için güvenlik sayıları (Peng & Yang, 2000)... **22**
Çizelge 3.2 : Donatılı zemin yapısı dış stabilite hesaplamaları (Elias vd., 2001). **22**
Çizelge 3.3 : Taşıma gücü katsayıları (Tablo 10.6.3.1.2a-1, (AASHTO, 2007)). **34**
Çizelge 3.4 : Dış stabilite güvenlik sayıları (Elias vd., 2001). **36**
Çizelge 3.5 : Donatılı zemin yapılarının iç stabilite hesaplamaları (Elias vd., 2001).**37**
Çizelge 3.6 : Toprakarme duvarları için çekme ve kopma direnci için gerilme faktörleri Tablo 11.5.6-1, (AASHTO, 2007). **50**
Çizelge 4.1 : Pekleşen zemin modeli rijitlik parametreleri..... **63**
Çizelge 4.2 : RMR Sınıflama parametreleri ve puanları. **66**
Çizelge 4.3 : Ampirik hesaplar sonucu ortaya çıkan Mohr-Coulomb yenilme ölçütü parametreleri. **67**
Çizelge 4.4 : RocLab kaya parametre girdileri. **67**
Çizelge 4.5 : Ampirik hesaplar sonucu ortaya çıkan Hoek-Brown yenilme ölçütü parametreleri. **69**
Çizelge 5.1 : AASHTO'ya göre dolgu malzemesinin gradasyonu için kriterler (AASHTO T-27-11, 2012). **78**
Çizelge 5.2 : Dolgu malzemesinin gradasyonu için (KTŞ, 2013). **78**
Çizelge 5.3 : AASHTO'ya göre geri dolgu seçimi için elektrokimyasal kriterler. ... **79**
Çizelge 5.4 : RocLab yazılımı ile belirlenmiş kaya parametreleri. **82**
Çizelge 5.5 : Donatı bağlantı sayısına bağlı eşdeğer tabaka rijitlikleri. **87**
Çizelge 5.6 : Zemin parametreleri için kullanılan değerler. **88**
Çizelge 5.7 : Statik ve sismik durumda kazı kademelerinde şeritlere gelen yükler. . **98**
Çizelge 6.1 : Toptan göçme güvenlik kat sayıları sonuçları..... **102**
Çizelge 6.2 : Statik ve sismik durumda panel yüzeyinde oluşan yatay deplasman değerleri **103**
Çizelge 6.3 : Statik ve sismik durumda donatılarda maksimum gerilme değerleri. **104**

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Tipik donatılı zemin duvar kesiti. **2**
Şekil 2.1 : Donatılı istinat yapısı şematik gösterimi (American Society of Civil Engineers, 1994)..... **4**
Şekil 2.2 : Donatılı ve donatısız zeminlere eksenel yükleme durumu (Durgunoğlu & Özbatır, 2007)..... **4**
Şekil 2.3 : Zeminin gerilme durumu..... **5**
Şekil 2.4 : Zemin donatı etkileşimi (FHWA, 2009). **6**
Şekil 2.5 : Yüksek aderanslı çelik şeritlerin çalışma prensibi (Liang, 2004). **6**
Şekil 2.6 : Toprakarme uygulamalarının geleneksel uygulamalar ile karşılaştırılması (Elias vd., 2001). **8**
Şekil 2.7 : Geleneksel yöntem istinat yapıları temeli zemin iyileştirme uygulamaları. (REAS, 2019)..... **9**
Şekil 2.8 : Donatılı zemin istinat yapıları temeli zemin iyileştirme uygulamaları. (REAS, 2019)..... **9**
Şekil 2.9 : Sea-Tac Havaalanı,WA (Reinforced Earth Company, ABD)..... **10**
Şekil 2.10 : 1999 Kocaeli (İzmit) Depremi, Arifiye Köprüsü toprakarme istinat duvarları. (REAS, 1999)..... **11**
Şekil 2.11 : Kocaeli (İzmit) Depremi, Arifiye Köprüsü toprakarme istinat duvarları. (REAS, 1999)..... **11**
Şekil 2.12 : Toprakarme istinat yapı sistemini oluşturan ana bileşenleri. (REAS, 2019)..... **12**
Şekil 2.13 : Çelik donatı şeritlerin yerleşimi (REAŞ, 2019). **13**
Şekil 2.14 : Çelik donatı şeritleri (REAŞ, 2019). **13**
Şekil 2.15 : Bağlantı elemanları (REAŞ, 2019)..... **14**
Şekil 2.16 : Prekast panel imalatı (REAŞ, 2019). **15**
Şekil 2.17 : Prekast panel uygulaması (REAŞ, 2019). **15**
Şekil 2.18 : Seçilmiş ve geri dolgu yerleşimi şematik gösterimi (Elias vd., 2001)... **16**
Şekil 2.19 : Dolgu serimi (REAŞ,2019). **16**
Şekil 3.1 : Donatılı zeminin çalışma mekanizması (Smith & Ünal, 1989). **19**
Şekil 3.2 : Donatılar için gerilme transfer mekanizması (FHWA, 2009)..... **20**
Şekil 3.3 : Donatılar Toprakarme istinat duvarları için potansiyel toptan göçme mekanizması (FHWA, 2009). **21**
Şekil 3.4 : Arkadaki şevin yatay ve sürşarjın olması durumu için dış stabilite (AASHTO, 2007)..... **23**
Şekil 3.5 : Arka şevin eğik olması durumu için dış stabilite (AASHTO, 2007). **24**
Şekil 3.6 : Arka şevin kırık şevli dolgu olması durumu dış stabilite (AASHTO, 2007)..... **25**
Şekil 3.7 : Trafik yükü, yatay şev koşulunda taşıma gücü kontrolü için eksantriklik ve dikey gerilmenin hesaplanması (FHWA, 2009)..... **30**
Şekil 3.8 : Şevli geri dolgu koşulunda eksantriklik kontrolü için duvar altı taban basıncı hesabı (FHWA, 2009)..... **30**

Şekil 3.9 : Donatı tipine bağlı olarak donatılı zemin yapılarındaki kritik kayma yüzeyleri (FHWA, 2009)..... **39**
Şekil 3.10 : Duvar eğiminde kullanılan Coulomb aktif toprak basınçları için notasyon, θ, 100 dereceden büyük olması durumu (AASHTO, 2007). .. **40**
Şekil 3.11 : Duvar yüksekliğine bağlı yatay basınç katsayıları oranı (K_r / K_a) (Elias vd., 2001)..... **41**
Şekil 3.12 : İç stabilite için şevli dolgu koşullarında düşey donatı gerilmelerinin hesaplanması (FHWA, 2009)..... **42**
Şekil 3.13 : İç ve dış stabilite hesaplamaları için gerilmiş tekil yükten gerilme dağılımı (FHWA, 2009). **46**
Şekil 3.14 : Gerilmelerin tekil yatay yüklerden dağılımı (FHWA, 2009). **47**
Şekil 3.15 : Donatı yükü katkı yüksekliği (FHWA, 2009). **48**
Şekil 3.16 : Eğimli bir dolgunun altında gerilimli bölgedeki donatı seviyesinde nominal düşey gerilme (FHWA, 2009)..... **52**
Şekil 3.17 : Bağlantı elemanları ve prekast yüzeyin kesit görünümü (FHWA, 2009).**53**
Şekil 3.18 : Toprakarme duvarlarda uygulama sırasındaki yanal yer değiştirmeyi tahmin etmek için ampirik eğri (FHWA, 2009)..... **55**
Şekil 4.1 : Toprakarme duvarlarda aktif ve gerilimli bölge (Liang, 2004)..... **58**
Şekil 4.2 : Valdez yazılımı analiz aşırı tasarım faktörleri (overdesign factors). **59**
Şekil 4.3 : RocLab programı ile kaya parametresi seçimi. **65**
Şekil 4.4 : Şevlerde kaya biriminin örselenme durumu..... **68**
Şekil 4.5 : Kaya birimlerine göre "Mi" değeri seçimi. **69**
Şekil 5.1 : Toprakarme duvarların şematik gösterimi..... **71**
Şekil 5.2 : Proje sahasının yer bulduru haritası. **72**
Şekil 5.3 : Toprakarme imalat yapımı öncesi kırıcı tesisin durumu. **73**
Şekil 5.4 : Toprakarme imalatı sonrasında kırıcı tesisin durumu. **73**
Şekil 5.5 : Toprakarme duvar tipik kesiti. **74**
Şekil 5.6 : 1 nolu sondaj logu 1/2. ..... **75**
Şekil 5.7 : 1 nolu sondaj logu 2/2. ..... **76**
Şekil 5.8 : Sıkıştırılabilir panellerin şematik gösterimi. **77**
Şekil 5.9 : Panel döküm ve montaj işleri. **77**
Şekil 5.10 : Toprakarme duvar profil görünüşü..... **80**
Şekil 5.11 : RocLab yazılımı ile kaya parametreleri belirlenmesi..... **81**
Şekil 5.12 : Valdez analizi ile kritik yükseklik için hesap kesiti. **83**
Şekil 5.13 : Statik durumda kazı şevi stabilite analizi (G.S=1.588). **84**
Şekil 5.14 : Sismik durumda kazı şevi stabilite analizi (G.S=1.416). **85**
Şekil 5.15 : Statik durumda genel stabilite analizi (G.S=2.076)..... **85**
Şekil 5.16 : Sismik durumda genel stabilite analizi (G.S=1.839)..... **86**
Şekil 5.17 : Statik durumda toplam deplasman grafiği (u:14mm)..... **88**
Şekil 5.18 : Sismik durumda arttırılmış deplasman grafiği (1.7mm). **89**
Şekil 5.19 : Statik ve sismik durumda güvenlik sayıları..... **89**
Şekil 5.20 : Statik durumda panel yüzeyindeki yatay deplasman (U_x:39mm). **90**
Şekil 5.21 : Sismik durumda panel yüzeyindeki yatay deplasman (U_x:51mm)..... **90**
Şekil 5.22 : Statik durumda 4 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri. **91**
Şekil 5.23 : Statik durumda 5 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri. **91**
Şekil 5.24 : Statik durumda 6 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri. **92**
Şekil 5.25 : Statik durumda 7 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri. **92**
Şekil 5.26 : Statik durumda 8 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri. **93**
Şekil 5.27 : Statik durumda 9 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri. **93**
Şekil 5.28 : Statik durumda 10 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri. ... **94**

Şekil 5.29 : Sismik durumda 4 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri**. ... 94**
Şekil 5.30 : Sismik durumda 5 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri**. ... 95**
Şekil 5.31 : Sismik durumda 6 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri**. ... 95**
Şekil 5.32 : Sismik durumda 7 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri**. ... 96**
Şekil 5.33 : Sismik durumda 8 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri**. ... 96**
Şekil 5.34 : Sismik durumda 9 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri**. ... 97**
Şekil 5.35 : Sismik durumda 10 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri**. . 97**

YÜKSEK SÜRŞARJ YÜKLERİ ALTINDA TOPRAKARME DUVARLARIN LİMİT DENGE VE SONLU ELEMANLAR ANALİZ YÖNTEMLERİNE GÖRE DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Esnek istinat yapıları sınıfına dahil olan donatılı toprak duvarlar/toprakarme istinat duvarları, geleneksel dayanma yapılarına alternatif olarak yaklaşık 60 yıl önce kullanılmaya başlanmış ve her geçen yıl artarak günümüzde yaygın olarak kullanılmaya devam etmektedir. 60'lı yılların sonunda sistemin mucidi Fransız Mühendis Mimar Henri Vidal tarafından ortaya çıkarılan güçlendirilmiş zemin yapıları, günümüze kadar geliştirilerek süregelmiş olup; imalat kolaylığı sağlaması ve konvansiyonel istinat yapılarına kıyasla ekonomik olması yönü ile tercih edilmeye devam etmektedir. Özellikle ülkemizin de içinde bulunduğu depremsellik koşulları göz önüne alındığında, sismik aktivitelerde yüksek performans göstermesi nedeniyle, deprem riski yüksek olan bölgelerde esnek yapısı itibari ile verdiği güvenli çözümler sayesinde, geleneksel yönteme göre daha fazla tercih edilmesi kaçınılmaz bir unsur haline gelmiştir. Özellikle 1999 Kocaeli depremine maruz kalan toprakarme istinat yapılarının mal ve can güvenliğini tehlikeye atmadan, deprem sürecinde ve sonrasında güvenli şekilde servis ömrüne devam etmesi sistemin mühendislik açısından ne derece önemli bir yeri olduğunu da ortaya koymaktadır.

Esnek istinat yapılarının hayata geçirildiği ilk zamanlarda çoğunlukla karayollarında kullanılmasına karşın, sismik yükler altındaki yüksek performansı nedeniyle, kısa zamanda demiryolları, baraj yapıları, askeri yapılar, sanayi ve maden yapılarında da sıklıkla çözüm üretici olarak kullanılmıştır. Özellikle tekrarlı sismik yüklemelerde, yapıya etkiyen yüksek yükler ve titreşimlerin sistem içerisinde sönümlenmesi ve donatı dolgu arasındaki aderans kuvveti ile karşılanması, yapıların uzun servis ömürlerinde güvenle hizmet etmelerine imkan sağlamaktadır.

Bu tez çalışmasında yüksek sürşarj yüklerine maruz kalan bir bakır madeni yapısının en kritik yüksekliği temel alınarak toprakarme analizleri gerçekleştirilmiştir. Tasarım kriterleri A.B.D, Türkiye ve Fransa karayolları idarelerinin ilgili yönetmelik ve şartnameleri göz önünde bulundurularak hazırlanmıştır. Çalışma içerisinde hem limit denge hem de sonlu elemanlar analiz yöntemleri ile toprakarme duvar yapısı modellenmiş olup, sonuçlar karşılaştırılarak irdelenmiştir.

Bu yüksek lisans tez çalışması altı bölümden oluşmaktadır. İlk bölümde, esnek istinat yapıları kavramına giriş yapılmış ve sistem hakkında genel bilgiler verilmiştir. İkinci bölümde, toprakarme duvar sistemi çalışma mekanizması, uygulama alanları ve yapı sistemi bileşenleri tariflenmektedir. Üçüncü bölümde, şerit donatılı toprakarme istinat yapılarının tasarımı yapılırken ele alınan iç stabilite ve dış stabilite kriterleri aktarılmaktadır. Dördüncü bölümde, tez çalışması kapsamında analizlerin yapılacağı limit denge ve sonlu elemanlar yöntemi anlatılmakta, bu yöntemler uygulanırken temel alınan bilgisayar programlarından bahsedilmektedir. Beşinci bölümde, Kazakistan'da bir bakır madeni projesinde yer alan yüksek sürşarj yüklerine maruz

kalan 20m yüksekliğinde şerit donatılı bir toprakarme duvar tasarımı ve analizleri yer almaktadır. Tezin son bölümü olan altıncı bölümde ise, beşinci bölümde yapılan analizlerin sonuçları özetlenmekte; limit denge ve sonlu elemanlar programları ile analiz edilen modellerin sonuçları karşılaştırılmaktadır.

İlk olarak, toprakarme duvarın genel stabilite analizleri irdelenmiştir. Limit denge ve sonlu elemanlar analizinden elde edilen sonuçlar değerlendirilmiş olup, hem statik hem sismik durum için çıkan değerlerin birbirlerine yakın değerler olduğu saptanmış; sonlu elemanlar yöntemi ile elde edilen sonuçların daha kritik durum teşkil ettiği görülmüştür. Genel stabilite için şartnamelerde belirtilen sınır değerler incelendiğinde, çıkan sonuçların belirlenen sınırlar dahilinde kaldığı görülmüştür.

İkinci olarak sonlu elemanlar yöntemi ile panel yüzeyinde oluşacak yatay deplasman durumları irdelenmiş, statik ve sismik (psödo-statik) durum için şartnamelerde belirtilen sınırlar dahilinde kaldığı görülmüştür.

Son olarak toprakarme duvar iç stabilite analizleri irdelenmiştir. Limit denge ve sonlu elemanlar analizleri ile çözüm yapılan sistemde, kullanılan her bir şerite gelen yükler hesaplanmış, en kritik yük ihtiva eden şerit kıyaslanmıştır. Statik ve sismik durumda en alt kademe şeritin kritik yüke ulaştığı, limit denge ve sonlu elemanlar analizlerden elde edilen sonuçların birbirlerine yakın mertebelerde olduğu görülmüştür.

EVALUATION OF REINFORCED EARTH WALLS UNDER HIGH SURCHARGE LOADS ACCORDING TO LIMIT STATE AND FINITE ELEMENT ANALYSIS METHODS

SUMMARY

Retaining structures are one of the basic elements of highway, motorway and railway projects. It is used for slope stabilization, mainly for retaining structures, ramp walls, bridge abutments, and to minimize the amount of embankments in the construction of different types of structures such as infrastructures, hydraulic structures and railways. For many years, retaining structures have been designed as a traditional solution with gravity walls or cantilever walls made almost entirely of reinforced concrete, which are essentially rigid structures and do not perform well against significant differences unless they are built on deep foundations. The cost of traditional reinforced concrete retaining walls increases rapidly as the height of the fill soil to be kept increases and the poor foundation conditions increases.

Mechanically Stabilized Earth Walls (MSE) have become an alternative to traditional reinforced concrete retaining wall systems because they can accommodate much larger settlements with lower construction costs. Instead of very high-cost reinforced concrete retaining walls, the system is formed by applying reinforcements to a much lower cost granuler fill material. In addition to the economic advantage of the system, it is one of the main reasons for its being a place in geotechnical engineering because of its flexible working mechanism and safety structures.

Reinforced Earth retaining walls, which belong to the class of mechanically stabilized earth retaining structures, have been used approximately 60 years ago as an alternative to traditional concrete retaining structures and are increasingly being used today. Reinforced earth structures invented by French engineer architect Henri Vidal in the late 60s, have been developed and continued until today; It continues to be preferred in terms of providing ease of manufacture and being economical compared to traditional concrete retaining structures. Especially considering the seismicity conditions in our country, due to its high performance in seismic activities, it has become an indispensable element to be preferred more than the traditional method in the regions with high risk of earthquake thanks to its safety solutions due to its flexible structure. Particularly, the continuation of the service life of the retaining structures exposed to the 1999 Kocaeli earthquake in a safe manner during and after the earthquake without putting at risk the safety of property and life shows the importance of the system in terms of engineering.

Although mechanically stabilized earth retaining structures were mostly used on highways in the first years of their implementation, due to their high performance under dynamic loads, they were frequently used as solutions in railways, dams, military structures, industrial and mining structures. Particularly in repetitive dynamic loads, the high loads and vibrations that affect the structure are damped in

the system and the adherence force between the reinforcement filler provides the structures to serve safely during their long service life.

In the design of conventional concrete retaining structures, the rigidity of the structure is an advantage in terms of providing resistance against the loads acting on it. However, this rigidity feature becomes a disadvantage as the rigidity value increases in structures with very high heights, which will cause the structure to be defeated suddenly in instantaneous effects. As the geometric conditions of the retaining structure and the size of the loads acting on it increase, the system should exhibit more flexible behaviors in terms of stability of the structure during its service life.

Mechanically stabilized earth retaining structures, which are the most common and accepted application of reinforced earth walls, due to its flexible behavior in case of any extreme load acting on it, provided the designers with great ease in the projects which are very difficult to apply. The system has been successfully applied in many projects involving overloads and is still being applied due to the opportunities provided for geotechnical engineering.

Within the scope of this study, the historical development of reinforced concrete retaining structures has been examined and the reinforced earth retaining structure has been put forward with general working principles and structural elements. The basic principles considered in the design of reinforced concrete retaining structures, the assumptions made for structural elements with steel strip reinforcement, design requirements of the retaining structures according to the specifications and regulations were investigated. The behavior of the system under high surcharge loads was investigated by limit state and finite element method. The working conditions considered by the numerical analysis programs used in the design of the project were examined, and the results of static and seismic loading were compared and geotechnical evaluations were made. Static and seismic loading case was referred to the relevant standards and regulations of USA, Turkey and France Highways determination of design principles.

In this thesis, reinforced earth wall analyzes were carried out based on the most critical height of a copper mine structure exposed to high surcharge loads. Design criterias have been prepared according to the regulations and specifications of the highway administrations of U.S., Turkey and France. In this study, both the limit state and finite element analysis methods have been modeled with reinforced earth retaining wall and the results have been compared and examined.

This master thesis consists of six chapters. In the first part, the concept of mechanically stabilized earth retaining structures is introduced and general information about the system and the first applications in the world are given. In the second section, the working mechanism of the earth wall system, advantages and disadvantages of sysytem, all fields of application and components of the structural system are described. In the third section, the design of the reinforced earth retaining structures and all internal stability and external stability criteria discussed in this design are explained in detail. In the fourth chapter, the working mechanisms of the limit state and finite element method which the analyzes will be made are explained. The computational methods and criteria of the softwares which are based on these methods are mentioned. The fifth section includes the design and analysis of a reinforced earth retaining wall with a maximum height of approximately 20 m, which is subjected to high surcharge loads in a copper mine project in Kazakhstan. In the

last chapter of the thesis, the results of the analyzes in the fifth chapter are summarized; limit state and finite element softwares are compared with the results of the analyzed models. The detailed examination of the results of both calculation methods are provided.

Firstly, the general stability analysis of the reinforced earth wall is examined. The results obtained from limit state and finite element analysis were evaluated and it was found that the values obtained for both static and seismic conditions were close to each other; The results obtained by finite element method were found to be more critical. When the limit values stated in the specifications for general stability were examined, it was found that the results were within the specified limits.

Secondly, the horizontal displacement (u_x) conditions to be formed on the surface of the panel by the finite element method were examined and it was observed that the static and seismic conditions remained within the limits specified in the specifications.

Finally, the internal stability analysis of the reinforced concrete wall is examined. In the system where limit state and finite element analyzes are performed, the loads from each strips used are calculated and the strip effecting the most critical load is compared. In static and seismic state, the lowest level of the strip reached critical load, and the results obtained from limit state and finite element analyzes were close to each other.

Finally, in the light of technological developments, many new reinforcement materials can be used in reinforced earth retaining structure systems. Research and development studies allow for the creation of much more economical and safe retaining structures. For many years mechanically stabilized earth (MSE) walls will continue to be used in geotechnical engineering and many successful projects will be implemented.

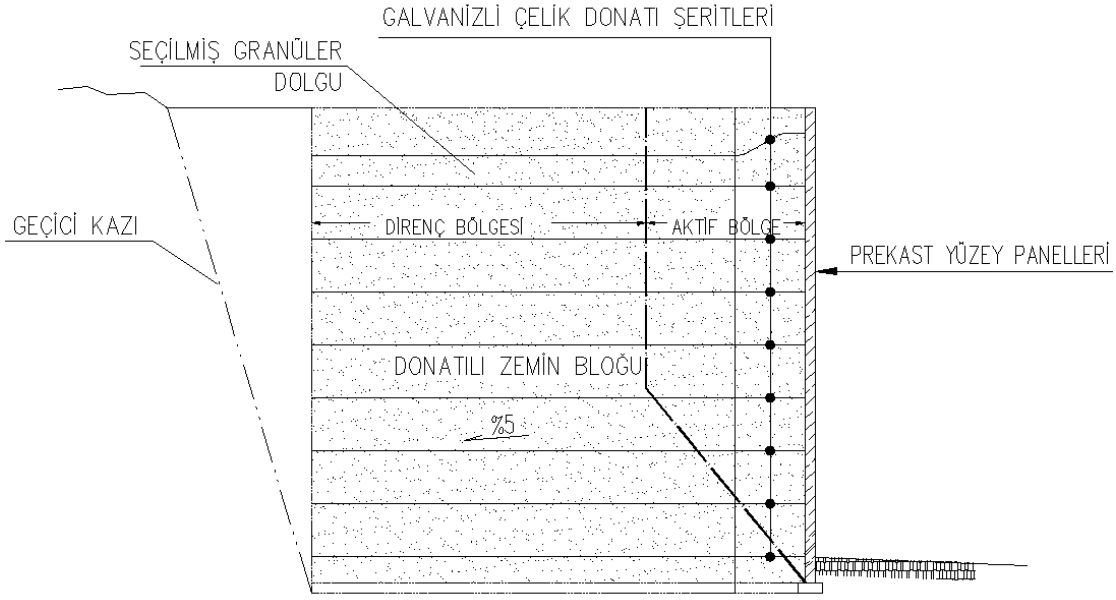
1. GİRİŞ

Şev stabilitesi araştırmalarının amacı ilk olarak, kazı ve dolgularda ekonomik ve güvenli bir çözüm elde etmek için ortaya çıkmıştır. Zira dolgu ve yarma yapılan bölgelerde önlem alınmadığı takdirde heyelanların meydana getirdiği can ve mal kayıpları şev stabilitesinin araştırılması ve geliştirilmesine hız kazandıran unsur olmuştur. Öte yandan büyük yerleşme bölgelerinde arsaların çok pahalı ve az olması nedeni ile az güvenilir yamaçların bile kullanılması zorunlu olmakta, bu gibi yamaçlarda stabilite güvenliğinin sağlanması bakımından ekonomik ve güvenilir önlemler aranmaya devam edilmiştir (Fırat & Canik, 2014).

Özellikle şevli yüzeylerde zemin kütleleri kendi ağırlıkları ve ilave dış etkenler sebebi ile aşağıya doğru harekete zorlanırlar. Uygulama zorlukları veya zemin özellikleri sebebi ile yeterince yatırılamayan şev durumlarında, kaymaya çalışan zemine karşı koyacak şekilde bir stabilite analizinin yapılmasını zorunlu hale getirmiştir. İstinat yapıları, yapılan bir kazının mevcut bir şevin ve/veya yapılacak bir dolgu alanın desteklenmesinde, toprağın tutulmasında ya da farklı kotta yapıların yapılması gerektiğinde kullanılan mühendislik yapılarıdır. Şevlerin stabilitesini sağlamak amacı ile ortaya çıkan istinat yapıları, şevli arazilerde araziden maksimum fayda sağlayabilmek amacıyla tasarlanan kalıcı veya geçici yapılardır. Bu yapılar farklı teknikler ve malzemeler ile inşa edilebilmektedir. TS 7994'e göre zemin dayanma yapıları rijit, yarı rijit ve esnek istinat yapıları başlıkları altında toplanmaktadır (Emir, 2005). Uygulamada örnekleri sık görülen rijit-ağırlık istinat yapısı ve esnek istinat yapılarıdır. Bu çalışmanın konusunu oluşturan donatılı zemin istinat yapıları, esnek istinat yapısı dahilindedir.

Donatılı zemin kavramı güçlendirilmiş zemin yöntemi olarak 1960'lı yılların başlarında mühendis mimar Henri Vidal tarafından ortaya atılmış olup, 50-60 yıldır dünya çapında 1980'li yıllardan itibaren ise ülkemizde pek çok projede başarı ile uygulanmaktadır. Donatılı zemin yapılarının dünya genelinde ilk proje uygulamaları 1967 senesinde A.B.D., Fransa, Kanada ve Japonya gibi ülkelerde görülebilmektedir (Yılmaz, 2018). Donatılı zemin sisteminin dünya çapında kısa sürede gördüğü kabul

ve yaygın kullanım, sistemin inşaat mühendisliğinde son otuz yılın dikkate alınması gereken bir gelişmesi olarak kabul edilmesine neden olmuştur (Emir, 2005). 1962'den 1982'ye kadar geçen sürede Reinforced Earth şirketler grubunun teknik ve finansal desteği ile dünya çapındaki birçok bağımsız laboratuarlarda, donatılı esnek istinat duvar teknolojisinin başlamasına öncülük eden bir düzine gerçek saha koşullarını yansıtacak şekilde ölçekli model testleri gerçekleştirilmiştir. Donatılı zemin istinat yapıları imalatların hızlı oluşu, uygulama kolaylığı ekonomik oluşu ve deprem yükleri altında oluşabilecek büyük deplasmanları tolere edebilme özelliği nedeni ile kendini kısa sürede dünya genelinde kabul ettirmiş bir yöntem haline getirmiştir.



Şekil 1.1 : Tipik donatılı zemin duvar kesiti.

Donatılı esnek istinat duvarları, geleneksel olarak toprak basıncına karşı durmak amacıyla kullanılan betonarme veya ağırlık tipi duvarlar gibi rijit istinat duvarlarına karşın daha az maliyetli ve daha güvenli alternatif yapılardır (Kesim, 1996). Yapılan araştırmalarda yüzeysel temellerin taşıma güçlerinin donatı elemanları kullanılarak attırılması gerektiği ortaya konulmuştur. Donatılı esnek istinat duvarları, köprü kenar ayakları, otoyol dolgu duvarları ve demiryolu üstgeçitleri gibi birçok alanda çeşitli amaçlar ile hizmet vermektedir.

2. TOPRAKARME İSTİNAT YAPI SİSTEMİ

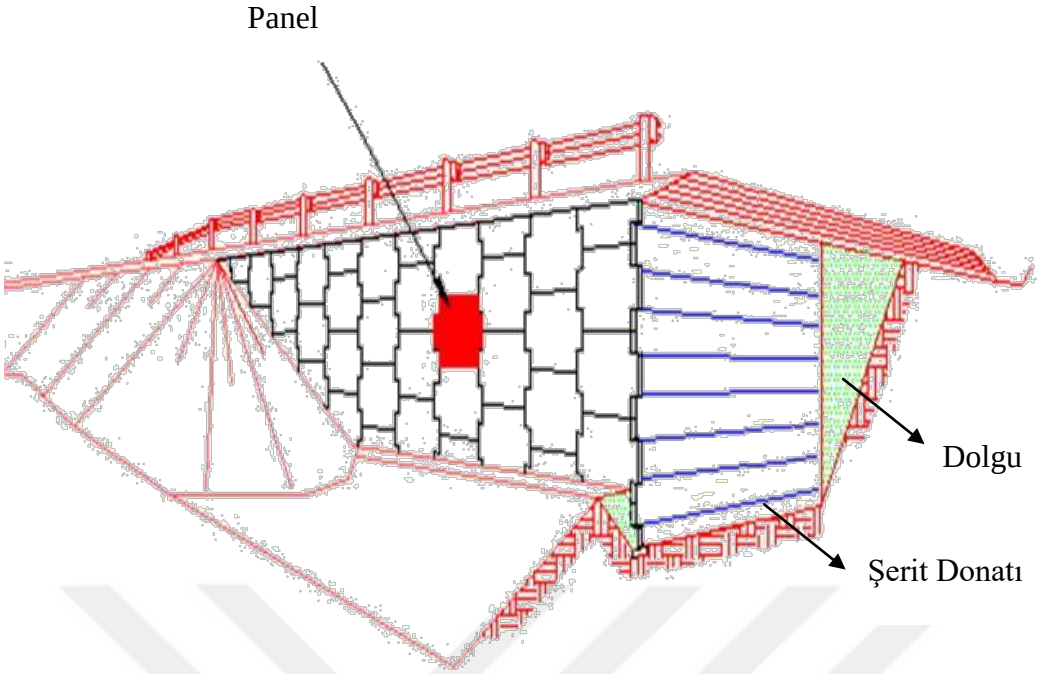
2.1 Toprakarme İstinat Yapılarının Çalışma Mekanizması

İstinat yapıları bünyelerine etkiyen zemin basıncına göre çalışmakta olup; iki sınır değer üzerinden ayrılırlar. Bunlar duvarın dolgudan dışarıya doğru küçük bir miktar yer değiştirmesi durumunda, arka zeminin göçmesi anında oluşan "aktif zemin basıncı" ve duvarın dolguya doğru hareket etmesi durumunda, arka zeminin kabarması ile oluşan "pasif zemin basıncı" dır. Her iki koşulda geçerli olmadığı durum ise "sükûnetteki durum" olarak isimlendirilir. Yanal zemin basınçları (aktif, pasif) ve bunların istinat yapısı üzerindeki etkileri ile ilgili klasik çalışmalar Coulomb (1776) ve Rankine (1857) tarafından yapılmıştır. Deprem hareketlerinden kaynaklanan sismik aktif ve pasif zemin basınçlarının hesaplanması ile ilgili ilk çalışmalar ise, Okabe (1926) ve Mononobe-Matsuo (1929) tarafından gerçekleştirilmiştir (Özkol, 2006).

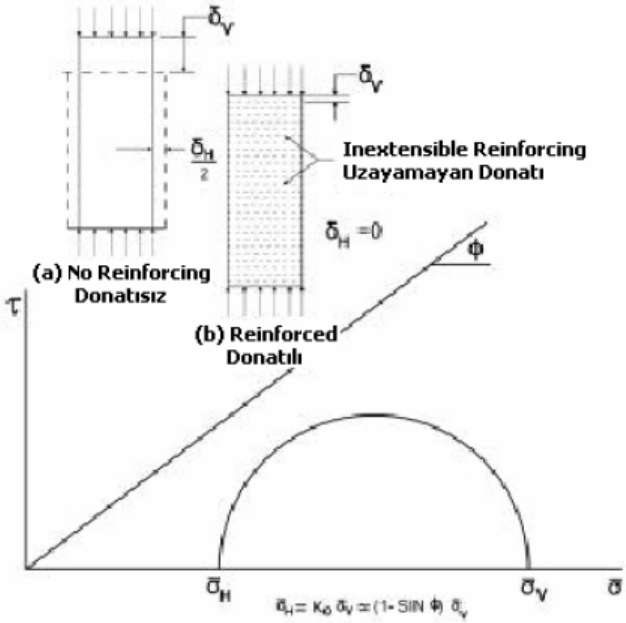
Toprakarme sistemi, temelinde bu zemin davranışı ile ortaya çıkmış bir istinat yapı sistemidir. Sistemin mucidi olarak görülen Henri Vidal'e göre, zemin ile donatının birlikte yerleştirilmesi, bu iki malzemenin temas ettiği kısımlarda sürtünme yaratmaktadır. Bu durum iki malzeme arasında kalıcı ve önceden tahmin edilebilen bir bileşim olusturmakta, sonuç olarak tek ve kompozit bir insaat malzemesi ortaya çıkmaktadır (Arı, 1998).

Şelkil 2.1'de görüleceği üzere, toprakarme duvar sistemi, yüzey panelleri, donatı şeritleri ve dolgudan olmak üzere 3 temel bileşenden meydana gelmektedir.

Sistemin çalışma mekanizması, aşağıda teorik olarak açıklandığı üzere temel zemin mekaniği prensiplerine dayanmaktadır (Şekil 2.2).



Şekil 2.1 : Donatılı istinat yapısı şematik gösterimi (American Society of Civil Engineers, 1994).



Şekil 2.2 : Donatılı ve donatısız zeminlere eksenel yükleme durumu (Durgunoğlu & Özbatır, 2007).

Şekil 2.2a's gösterildiği gibi granüler malzemeler üzerine etkitilecek eksemek yükleme sonucu yanal deplasmanlar meydana gelmesi beklenmektedir. Ancak

zeminin içine teorik olarak uzama yapmayan türde yatay donatılar yerleştirilirse, Şekil 2.2b'de gösterildiği gibi, zeminle donatı arasındaki sürtünmeden yararlanarak sistem yatay deplasmanları engelleyecektir (Durgunoğlu & Özbatır, 2007). Yarı sonsuz kütle için "h" derinliğinde, kohezyonsuz zeminlerde düşey gerilme, zemin/derinlik çarpımına bağlı yoğunluğa eşittir $h, (\sigma_v = \gamma_h)$, ve zeminin doğal haldeki yatay gerilmesine eşit olacaktır (McKittrick, 1978).

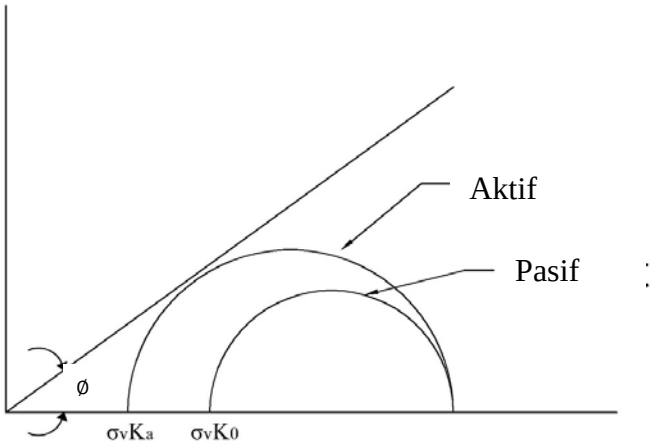
Düşey gerileme durumu:

$K_0\ (\sigma_H = \sigma_v K_0 = \gamma h\ K_0)$, where $K_0 \approx 1 - \sin \emptyset$,

$\emptyset =$ Zeminin kayma mukavemeti açısı

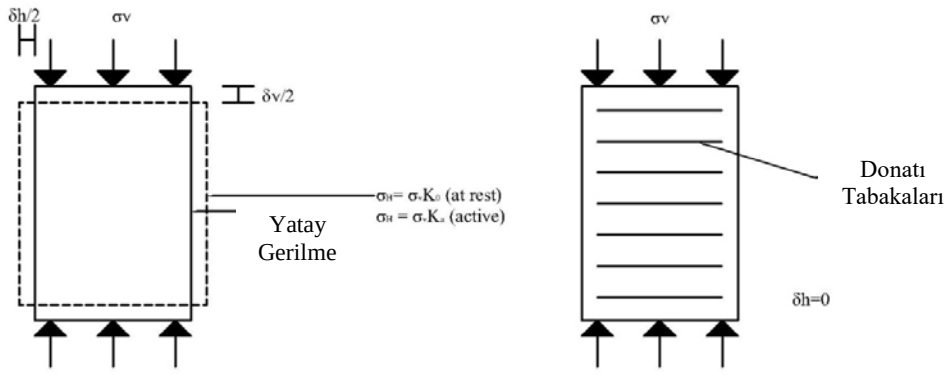
Zemin yatay olarak genişlediğinde, K_0 değeri, K_a olarak bilinen daha küçük bir değere düşer; Bu nedenle, yanal gerilme ($\gamma_h K_0$), ($\gamma_h K_a$) 'ye indirgenmektedir:

$K_a = \tan^2(45º - \emptyset/2)$ (Şekil 2.3)

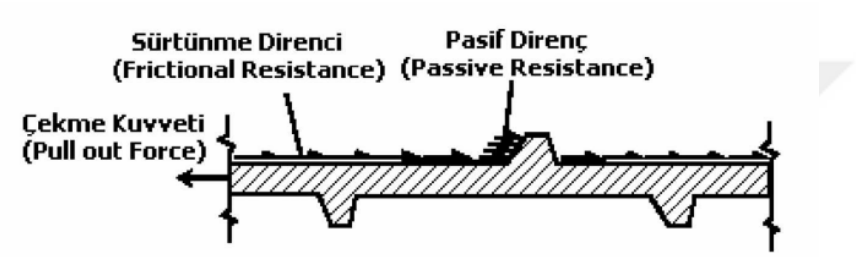


Şekil 2.3 : Zeminin gerilme durumu.

Zemin kütlesine düşey yük uygulandığında, numune içerisinde yatay zemin tabakaları arasına yerleştirilen donatılar sayesinde, δ_h gerilmesi ile yanal, δ_v gerilmesi ile düşey deformasyonlar gerçekleşmektedir. Bu durum zemin ve donatılar arasında bir sürtünme kuvveti meydana gelmesini sağlar, donatılar (galvanizli çelik şeritler vb.) nervürlü ise zemin ve donatı arasındaki sürtünme kuvveti artış gösterir (Şekil 2.5). Bahsi geçen bu nervürlü donatılara, yüksek aderanslı (HA) sürtünme donatısı adı verilmekte olup, yüksek aderanslı şeritler yardımıyla güçlendirilen zemin kütlesi, yapıya uygulanacak basınç kuvvetlerine karşı direncini arttırmış olur (Şekil 2.4).



Şekil 2.4 : Zemin donatı etkileşimi (FHWA, 2009).



Şekil 2.5 : Yüksek aderanslı çelik şeritlerin çalışma prensibi (Liang, 2004).

Bu kapsamda değerlendirildiğinde düşey gerilmenin σ_v artmasıyla, yanal gerilmenin σ_H de artacağı varsayılmaktadır. Donatı ile güçlendirilmiş zemin için her zaman gerilme dairesinin kopma eğrisinin altında kalacağı Şekil 2.3'de görülmektedir. Donatının kopması durumunda ise, ortada herhangi bir aderans kuvveti kalmayacağından zemin taşıma gücünü kaybetmiş olacaktır.

Şekil 2.4'de görüldüğü ve yukarıda ifade edildiği üzere, bu kompozit yapıyı sisteme yanal yük etkitilmiş ya da sistem yanal olarak desteklenmiş gibi düşünmek de mümkündür. Bu eşdeğer yanal yük sukunet durumundaki zemin itkisi kadar olacaktır ve ($\sigma_H = \sigma_v K_0$) şeklinde ifade edilir (Durgunoğlu & Özbatır, 2007). Bu durumda sistem içerisinde bulunan her bir donatı eşdeğer yatay zemin itkisi kadar yük almak zorunda kalacaktır ki her bir donatıya uygulanan gerilmeyi, toplam oluşan yanal gerilmenin kesit alanına oranı ile bulmak mümkündür ($T = \sigma_v K_0 / a_r$). Donatıda oluşan şekil değiştirme, donatının çekme gerilmesinin elastisite modülüne bölünmesiyle elde edilir $\varepsilon_r = \delta_r = (\sigma_v K_0)$ / $(a_r E_r)$. Donatının rijitliği arttırıldığında, yanal gerilme azalacağı için; donatının rijitliği arttırarak yanal gerilme "0" değerine yaklaşır.

2.2 Toprakarme İstinat Yapılarının Uygfulama Alanları ve Uygulama Üstünlükleri

2.2.1 Toprakarme istinat yapılarının uygulama alanaları

Donatılı esnek istinat yapıları, zayıf zemin koşullarında geleneksel betonarme istinat duvarlarına göre büyük ölçüde teknik ve ekonomik avantajlar sunmaktadır. Köprü ayakları ve hareketli vinçler altındaki yüksek yüklere maruz kalan dolguların ıslahında en ekonomik çözüm donatılı zemin olarak görülmektedir. Yapılan araştırmalarda donatılı zemin ile yapılan istinat duvarları betonarme istinat yapılarına kıyasla beton miktarında %90, demir miktarında %79 oranlarında azalma gösterdiği tespit edilmiştir (Güneri, 1997).

Ekli (2006) tarafından yapılan araştırmada yumuşak zeminlerde donatılı zemin kenarayak yapılarının numerik analizi yapılmış olup, analizler sonucunda çelik şeritler kullanılarak imal edilen donatılı zemin istinat yapılarının deplasmanlarının izin verilen limitler dahilinde kaldığı görülmüştür. Bu sonuçlar neticesinde özellikle yumuşak zeminlerde ve sismik aktivitenin yüksek olduğu bölgelerde köprü kenarayak ve istinat duvarı kullanımlarının önemli bir avantaj getirdiği gösterilmiştir (Yılmaz, 2018).

Öte yandan zayıf zemin ihtiva eden bölgelerde zemin iyileştirme yöntemlerine (fore kazık, jet grout, enjeksiyon vb.) ihtiyaç duyulmadan uygulamaları gerçekleştirilebilme fırsatı sunmaktadır (Seyedtehrani, 2016).

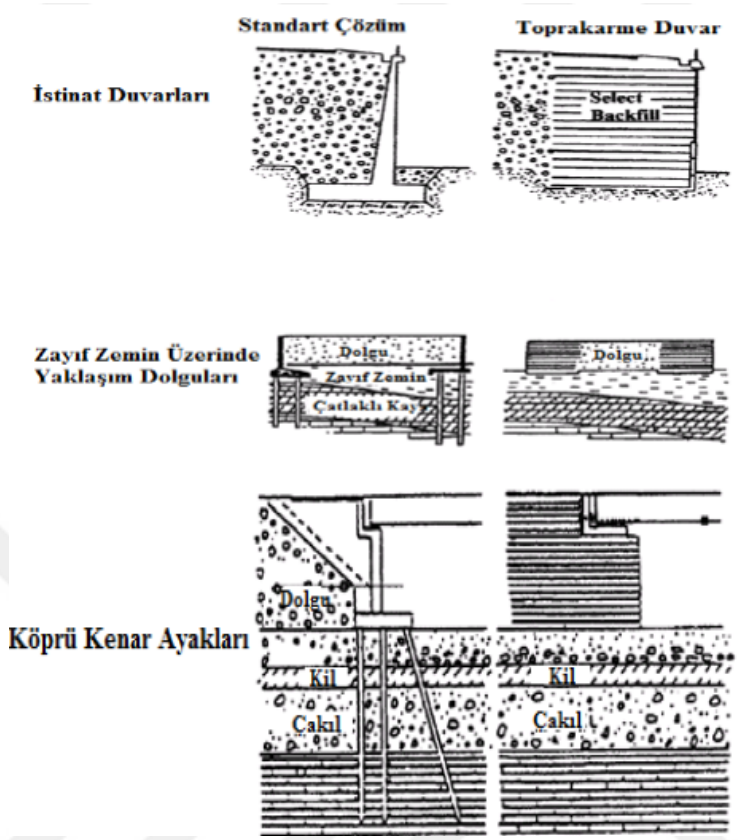
Bunlara ek olarak dünya genelinde toprakarme istinat yapılarının uygulandığı kullanım alanları;

- Kıyı Yapıları,
- Dalga Kıranlar,
- Baraj Yapıları,
- Perde Duvarlar,
- Tüneller olarak sıralanabilir (Department of Transportation, 1998).

2.2.2 Toprakarme istinat yapılarının uygulama üstünlükleri

İstinat yapıları, karayollarında yaygın olarak kullanılmakla beraber, donatılı zemin yapılarının en yaygın kullanıldıgı iki önemli alan karayollarındaki istinat yapıları ve köprü kenar ayaklarıdır. Özellikle temel zemininin deformasyon yapmaya müsait

olması durumunda donatılı zemin yapıları betonarme yapılara oranla esnek oldugundan daha teknik avantajlar sunmaktadır (Tezcan & Buket, 1999).

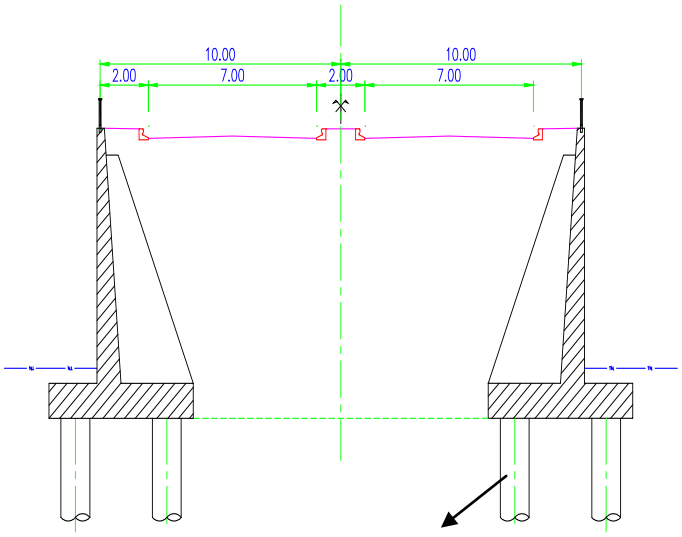


Şekil 2.6 : Toprakarme uygulamalarının geleneksel uygulamalar ile karşılaştırılması (Elias vd., 2001).

Pratik ve hızlı imalat prosedürlerine sahip olmasının yanı sıra zahmetli, büyük ekipmanlara ihtiyaç duymadan yapı çevresinde gerekli en küçük alanda çalışabilme imkanı sunmakta ve minimum etkiye neden olmaktadır. Donatılı zemin yapı tekniği ile toprakarme duvarlar dik şevli alanlarda uygulanabilmektedir. Donatılı zemin yapıları ile teşkil edilen dik şevler karayoluna eklenecek olan yeni seritler için gerekli inşa alanının azaltılmasını sağlayabilmektedir (Tezcan & Buket, 1999).

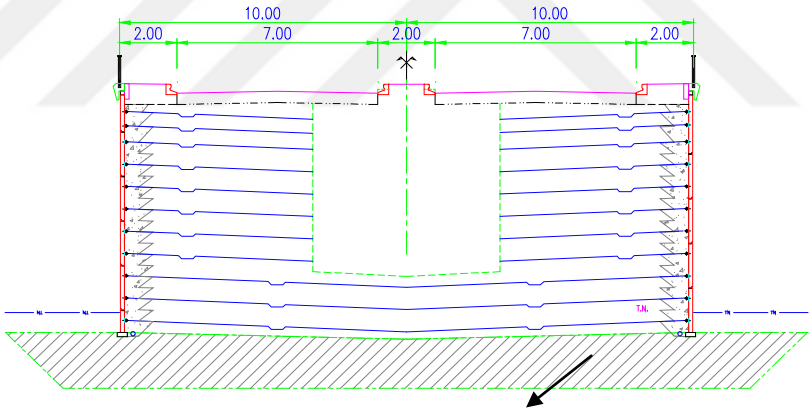
Donatılı istinat yapıları esnek sistemler olduklarından, deformasyonlara karşı mukavemet göstererek geleneksel yöntem ile kıyaslandığında maliyeti yüksek, güçlü temel sistemlerine ihtiyaç duymazlar (Yılmaz, 2018).

Öte yandan donatılı zemin yapıları, temel üzerinde geleneksel yöntemlere göre daha az gerilme oluşturduğu için zayıf zeminler üzerinde yüksek maliyetli zemin iyileştirme uygulamalarına gerek kalmadan inşaa edilebilme imkanı sunar (Bkz. Şekil 2.7 ve Şekil 2.8).



Kazıklı/enjeksiyonlu temel

Şekil 2.7 : Geleneksel yöntem istinat yapıları temeli zemin iyileştirme uygulamaları. (REAS, 2019)



Yüzeysel temel

Şekil 2.8 : Donatılı zemin istinat yapıları temeli zemin iyileştirme uygulamaları. (REAS, 2019)

Donatılı zemin istinat yapıları teknik olarak, 40m den daha yüksek istinat yapılarının uygulanmasına izin verir. Örneğin; ABD Washington eyaletinde yer alan SeaTac Uluslararası Havalimanı'nın genişletilme çalışmalarında 43m yüksekliğinde (2m temel gömme derinliğiyle toplamda 45m) toprakarme istinat duvarı uygulanmış ve başarı ile tamamlanmıştır (FHWA, 2009) (Şekil 2.9).

Şekil 2.9 : Sea-Tac Havaalanı,WA (Reinforced Earth Company, ABD).

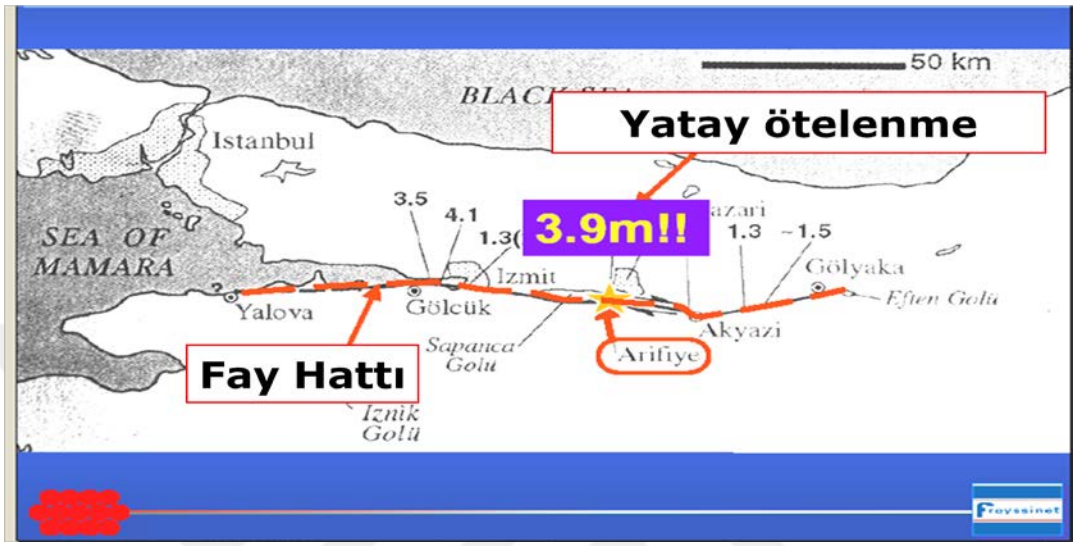
Toprakarme istinat yapılarının en büyük avantajlarından biri, depremlere karşı olan dayanıklılıkları ve zayıf zemin koşullarından kaynaklanan deformasyonları tolere etme esneklikleri ve kabiliyetleridir. Durgunoğlu vd. (2003) tarafından yapılan incelemede, sismik aktivitelerin yoğun olduğu bölgelerde toprakarme sisteminin rahatlıkla uygulanabileceği gösterilmiştir (Yılmaz, 2018).

Son 35 Yılda meydana gelen bazı yıkıcı depremler aşağıdaki gibi özetlenebilir;

- Friuli, İtalya, 6.4 Büyüklüğünde (1976)
- Akita, Japonya, 7.7 Büyüklüğünde (1983)
- Loma Prieta, San Francisco, 7.1 Büyüklüğünde (1989)
- Northridge, 6.7 Büyüklüğünde (1994)
- The Great Hanshin, 7.2 Büyüklüğünde (1995)
- Gölcük, Türkiye 7.2 Büyüklüğünde (1999)

Bu bölgelerde bulunan toprakarme yapılar, yatay ve düşey yönde etkiyen yüksek zemin ivmeleri nedeniyle oluşan ilave gerilmeleri esnek yapıları sayesinde karşılayarak, önemli ölçüde hasar gören daha rijit yapılara oranla çok daha iyi performans göstermişler ve depremin ardından fonksiyonel olarak kalmışlardır. Türkiyede donatılı zemine ilk örnek, 1988 yılında Adapazarı otoyolunda bulunan Arifiye üstgeçidinin iki yanında bulunan 12m yüksekliğindeki toprakarme duvarlar

verilebilir (Alkaya & Yeşil, 2012). Zeminin çok yumuşak olması sebebi ile Türkiye'de 17 Ağustos 1999 Kocaeli Depreminde ağır hasar görmüştür. Tasarım 0.10g 'lik deprem ivmesine göre yapılmış, fakat gerçekte duvara gelen ivme 0.40g olmuştur. Şekil 2.10'da şematik olarak ifade edildiği gibi Reinforced Earth Duvarı altından fay hattı geçmiş ve fay 3,9 m ötelenmiştir.



Şekil 2.10 : 1999 Kocaeli (İzmit) Depremi, Arifiye Köprüsü toprakarme istinat duvarları. (REAS, 1999)

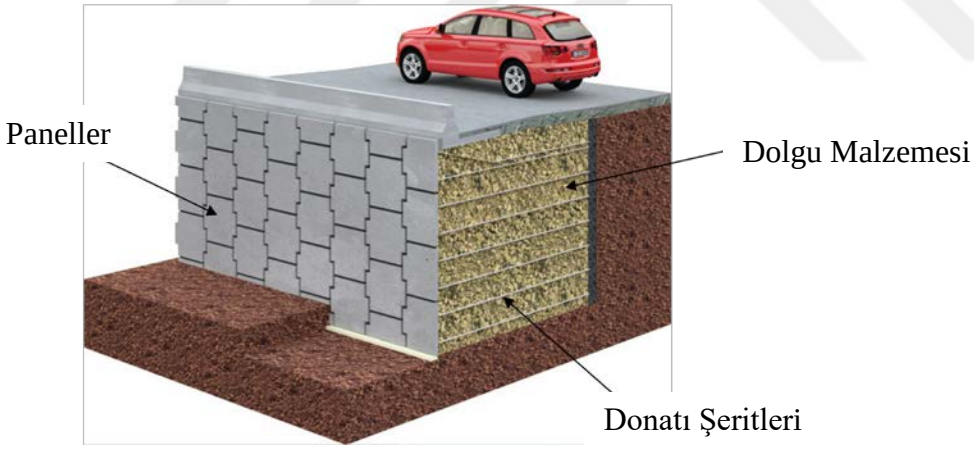
Köprünün yaklaşım duvarları donatılı zemin teknolojisi ile inşaa edilmiş olup, deprem sırasında köprünün rijit betonarme kısmı göçerken donatılı zemin duvarlar küçük hasarlar görmüş ve deprem sonrasında hizmete devam etmiştir.

Şekil 2.11 : Kocaeli (İzmit) Depremi, Arifiye Köprüsü toprakarme istinat duvarları. (REAS, 1999)

Tüm bu sebepleri göz önünde bulundurduğumuzda, toprakarme istinat duvarları kritik koşullarda herhangi bir ani göçmeye izin vermediğinden yapıların güvenliği açısından hayati öneme sahiptir demek mümkün olmaktadır.

2.3 Toprakarme İstinat Yapı Sisteminin Tarifi

Bölüm 2.1'de sistemin çalışma mekanizması detaylı olarak anlatılmıştır. Sistemin efektif çalışabilmesi için genelde donatılı çelik şeritler (veya geotekstiller), dolgu malzemesi ve prekast yüzey panelleri olmak üzere 3 ana bileşen kullanılmaktadır. Bu çalışmanın konusu dahilinde, donatılı çelik şeritler üzerinde durulacaktır. Belli katmanlar halinde yerleştirilen ve sıkıştırma işlemi uygulanan dolgu malzemesi donatılı çelik şeritler ile beraber çalışarak zeminin stabilitesini arttırmaktadır. Bu sayede daha nitelikli bir granüler dolgu malzemesi elde edilmiş olur. Donatılı zemin ile beraber oluşturulan yapının açıkta kalan yüzeyinde prekast paneller kullanılarak, yüzeydeki malzemenin kaybolması önlenmektedir. Prekast paneller donatılı çelik şeritlere bağlantı elemanları yardımı ile bağlanarak proje tasarım özelliklerine göre istenen yüksekliğe kadar yerleştirilebilmektedir.

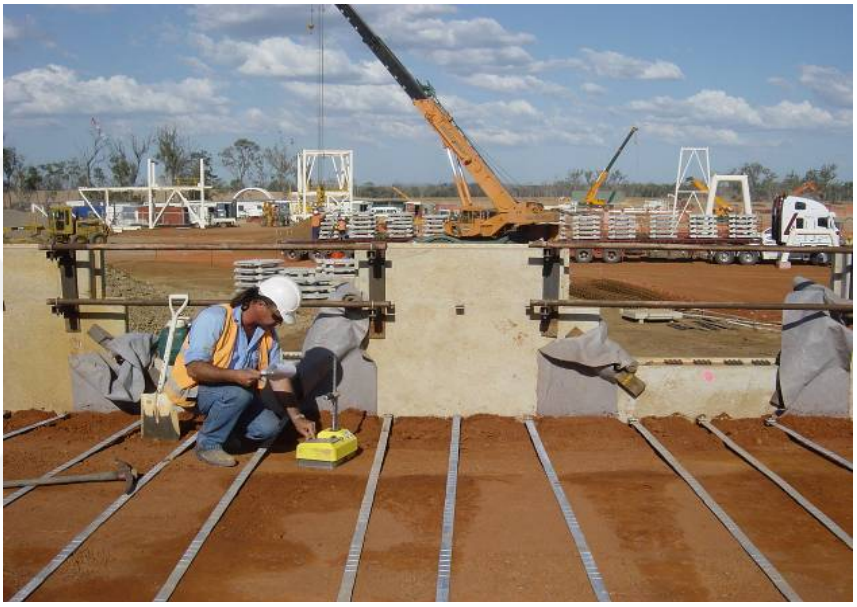


Şekil 2.12 : Toprakarme istinat yapı sistemini oluşturan ana bileşenleri. (REAS, 2019)

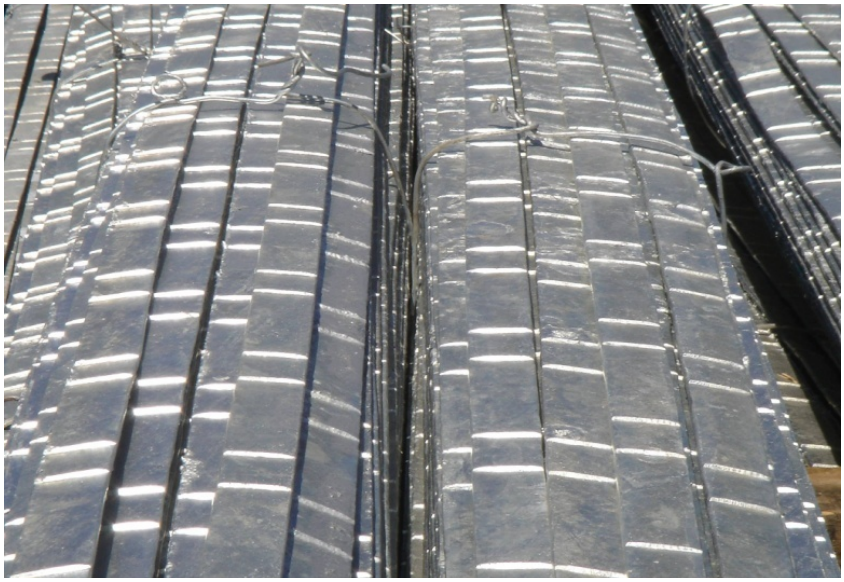
2.3.1 Çelik donatı şeritleri

Prekast beton panellerin kullanıldığı toprakarme yapılarında şeritler, minimum çekme dayanımı 510MPa olan daldırma galvaniz çelikten üretilmektedir. Nervürlü ve nervürsüz olabilen çelik donatılar, polietilen kaplı sentetik donatılardır. Proje tasarım kriterlerine bağlı olarak boyutları değişkenlik göstermekle beraber kalınlıkları 4-6mm arasında genişlikleri ise 40-65mm arasında olabilmektedir. Donatı

şeritleri panellere bağlantı elemanı vasıtası ile bağlanarak yük aktarımını sağladığı için yapısal elemanlar olarak tanımlanabilir. Demirkan (2002) tarafından yapılan araştırmada toprakarme duvarı oluşturan yapı elemanlarının sismik tepki analizlerindeki etkinliği incelenmiş ve donatılardaki çekme kuvvetlerinin ve yapının yatay deplasmanlarının sismik yükleme sonucunda imalat sonrası durumlarına göre arttığı gözlenmiştir. Bu sebeple toprakarme istinat yapısının yüksek performansa sahip olması için şeritlerin şartnamalere uygun kriterlere dikkat edilerek imal edilmesi, gerekli testler ile kontrol edilmesi büyük önem taşımaktadır.



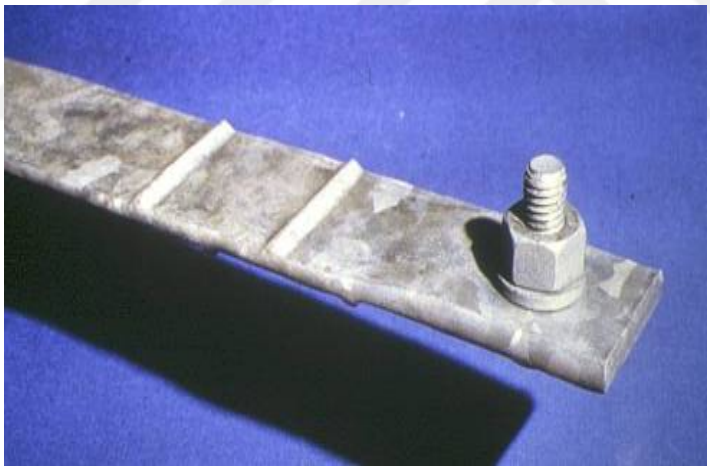
Şekil 2.13 : Çelik donatı şeritlerin yerleşimi (REAŞ, 2019).



Şekil 2.14 : Çelik donatı şeritleri (REAŞ, 2019).

2.3.2 Bağlantı elemanları

Bağlantı elemanları şeritler ve yüzey panellerinin beraber çalışmasını sağlar. Standart bir beton panelde dört adet bağlantı elemanı yer alır. Bağlantı elemanları beton panel içine gömülü halde olup, toprakarme donatısı ile aynı malzemeden üretilir. Panel geometrisi yüzey elemanları arasında bağlantının güçlü olması esasına göre özel olarak tasarlanır. Aynı zamanda düşey ve yatay yönde deformasyonlar paneller arasındaki geometrik uyumla sınırlanır. Panellerde düşey deformasyonların önlenmesi için sıkışabilir özellikte EPDM takozlar montaj sırasında paneller arasına yerleştirilir. Her panelin taşıma ve montaj sırasında kolaylık sağlayan bağlantı noktaları bulunur. Toprakarme istinat yapısının özelliğine göre farklı malzemelerden imal edilebileceği gibi sıkça rastlanan elemanlar pim, galvanizli civata ve somundur (Şekil 2.15). Bu elemanların kopmaması yapının güvenliği açısından kritik öneme sahiptir, bu sebeple yüksek mukavemet özelliği göstermeleri beklenmektedir. Ayrıca olası su problemlerine karşı korozyona karşı koruyucu bir malzeme ile kaplanmalıdır.



Şekil 2.15 : Bağlantı elemanları (REAŞ, 2019).

2.3.3 Yüzey panelleri

Şekil 2.16 & Şekil 2.17'de görüldüğü gibi, yüzey kaplama panelleri kullanılacak malzeme türlerine göre Beton (prekast veya yerinde dökme), Galvaniz Çelik, Paslanmaz Çelik ve Metal Paneller olarak sınıflandırılabilir. Bu çalışma kapsamında prekast panellerin üzerinde durulacaktır. Prekast panelinin işlevi, donatı ile güçlendirilmiş zemini sabit tutmak ve zemin kütlesinin atmosferik koşullar nedeniyle yüzeysel erozyonlardan korunmasını sağlamaktır. Prekast paneller donatılı veya

donatısız imal edilmekle beraber panel boyutları ve tipi proje kriterlerine göre değişkenlik gösterebilmektedir.

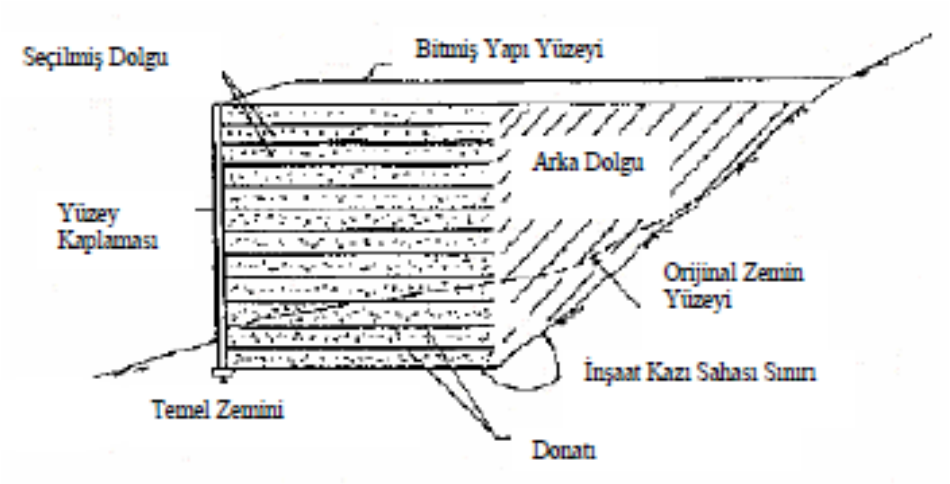
Şekil 2.16 : Prekast panel imalatı (REAŞ, 2019).

Şekil 2.17 : Prekast panel uygulaması (REAŞ, 2019).

2.3.4 Toprakarme dolgu malzemesi

Toprakarme istinat yapılarının arkasındaki dolgu, iyi derecelenmiş granüller malzemeden elde edilmiş, standart proktor deneyinde %95 üstü sıkışma gösteren, yüksek kayma mukavemeti açısı oluşturacak, drenaja imkân sağlayan, donatı ile sürtünme kuvveti oluşturabilecek nitelikte olmalıdır. Granüler nitelikte kaba daneli malzeme tercih edilmekte olup, dolgu içerisinde maksimum dane çapı 125mm olmalı, (0.075mm) #200 nolu granülemetri eleğinden geçen ince malzeme miktarı malzemenin %10 undan fazla olmamalıdır. Ayrıca malzemenin plastisite indeksi (PI)

değeri 6'dan küçük olmalıdır (KTŞ, 2013). İyi bir mukavemet elde etmek için dolgu malzemesi şeritlerin üzerine 37.5cm'lik sıkışmış tabakalar şeklinde serilmelidir (Şekil 2.19). Amerikan Birleşik Karayolları İdaresi'nin (FHWA- Federal Highway Administration) donatılı zemin yapılarında kullanılacak zemin özellikleri hakkındaki standardizasyonu aşağıda verilmektedir. FHWA kullanılan dolgu malzemesini 'Seçilmiş Dolgu' (donatılar arasında kullanılan) ve 'Arka (geri) Dolgu' olarak iki katagoride incelemektedir (Şekil 2.18).



Şekil 2.18 : Seçilmiş ve geri dolgu yerleşimi şematik gösterimi (Elias vd., 2001).

Şekil 2.19 : Dolgu serimi (REAŞ,2019).

Kaba daneli dolgu malzemesinin kullanımındaki avantaj, doğru sıkıştırıldığında yüksek mukavemet verebilmesidir. İnce malzeme ise daha düşük maliyet sağlayacağı için tercih edilme sebebi olabilir. İnce malzeme dolgusu içeren istinat yapılarında

dolgunun olası korozyon etkisine karşı geosentetik donatılar tercih edilmesi önerilmektedir (Güler vd., 2011).

Toprakarme istinat yapısının dolgu malzemesi, Çizelge 2.1 ve Çizelge 2.2'de belirtilen özelliklerde olmalı, organik bileşen içermemelidir. Yüksek deformasyona maruz kalacak yapılarda dolgu malzemesinin mika, jips, simektit, montmorillonit gibi sertlik derecesi az mineraller içermemesine dikkat edilmelidir. Dolgu malzemesinin belirtilen niteliklerde olmaması yatay ve düşey deformasyonların artmasına neden olacaktır. Dolgu için beton ve asfalt artığı gibi geri dönüşüm ürünlerinin kullanımı önerilmemektedir. Geri dönüşüm asfaltı, aşırı derecede sünmeye sebep olacağından, duvarda deformasyonlara neden olur. Geri dönüşüm betonu ise, dolgunun drenajına engel olurken, anhidrat çimentosundan oluşan yüzey panelleri gerisinde tüf tortusu birikmesine neden olacaktır. Dolgu sıkışma işlemleri özenle yapılmalı, maksimum tabaka kalınlığı ve optimum su içeriğinde tolerans sınırlarının maksimum ±%2 olmasına dikkat edilmelidir.

Çizelge 2.1 : AASHTO'ya göre dolgu malzemesi gradasyonu (AASHTO T-27-11, 2012).

Elek Boyutu (mm)	% Geçen
102 (4")	100
0.425 (No. 40)	0-60
0.075 (No.200)	0-15

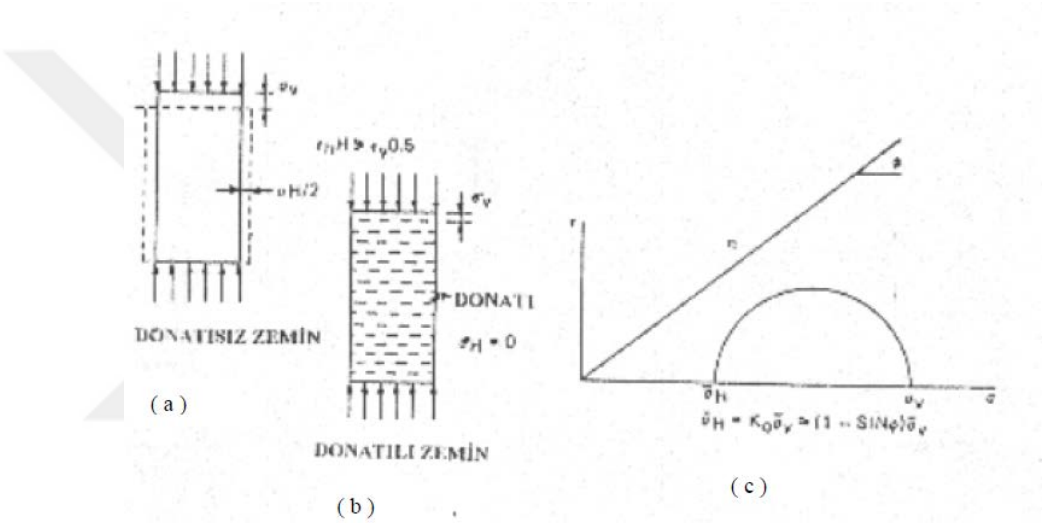
Çizelge 2.2 : KTŞ'ye göre dolgu malzemesinin gradasyonu (KTŞ, 2013).

Elek Boyutu (mm)	% Geçen
102 (4")	100
75 (3")	85 - 100
12,5 (1/2")	25 - 100
2 (No.10)	15 - 100
0.60 (No.30)	0 - 65
0.075 (No.200)	< 15

3. ÇELİK DONATI ŞERİTLİ TOPRAKARME İSTİNAT YAPISI TASARIMI KRİTERLERİ

3.1 Tasarım Yöntemleri

Donatılı zemin yapısı tekniği ve çalışma mekanizması Bölüm 2.1'de aktarılmıştır. Bu temel mekanizmanın basite indirgenmiş hali Şekil 3.1'de aktarılmaktadır.



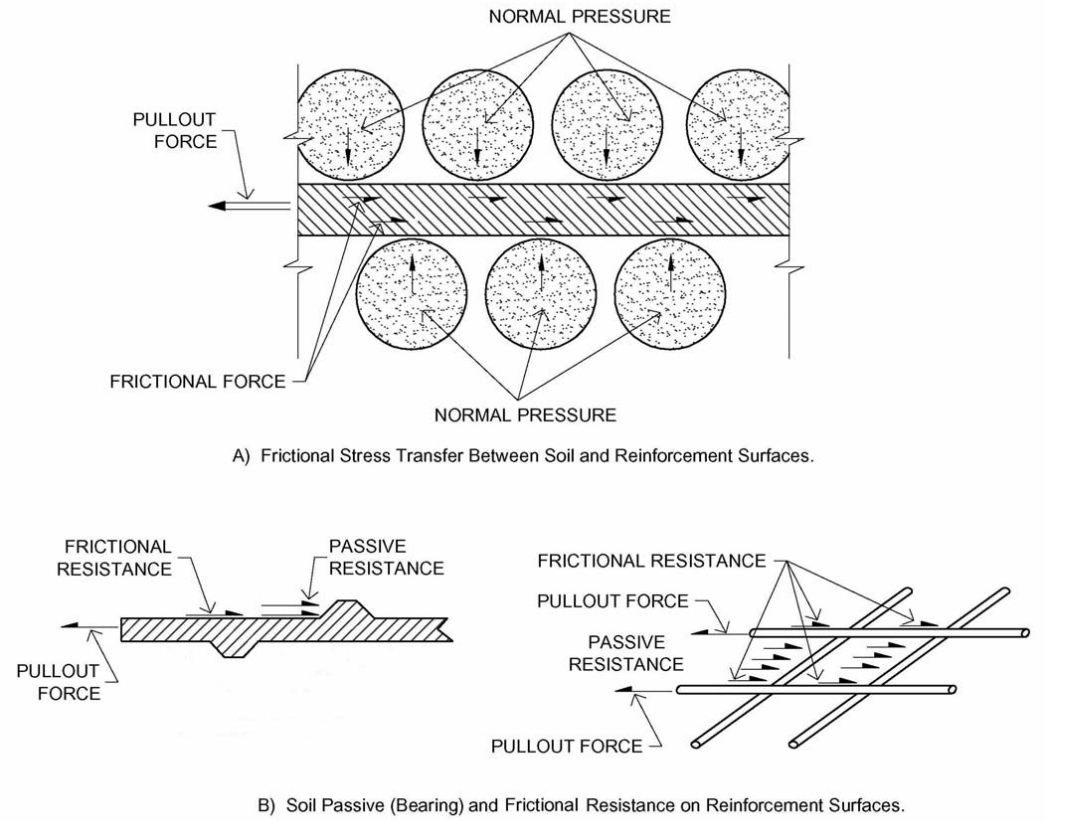
Şekil 3.1 : Donatılı zeminin çalışma mekanizması (Smith & Ünal, 1989).

Şekil 3.1-a'da gösterildiği gibi granüler dolgu malzeme üzerine gelen tek eksenli yük, malzemede yanal genişlemelere sebebiyet vermektedir. Yanal genişleme sebebi ile yanal gerilme düşey gerilmenin yarısından fazla olmaya başlayacaktır. Dolgu içerisine yanal gerilmeye paralel olarak yerleştirilen uzama özelliği olmayan şerit donatılar, zemin ile yaptıkları sürtünme sayesinde yanal gerilmeleri önlemiş olacaktır.

Yapılan uygulamalarda, metal şerit donatılar zemin tabakası boyunca yerleştirilir. Bu sayede donatı ile zemin arasındaki gerilme aktarımı, donatının her noktasında düzenli olarak uygulanmış olur. Sürtünme kuvveti, dolgu ve donatı yüzeyi arasındaki bağıl kayma yer değiştirmesi ve kayma gerilmesinin olduğu yerlerde artacağı için,

nervürlü donatılar kullanmak aderansı arttırarak zeminin taşıma gücünde önemli bir artışa sebep olurlar.

Donatılar, yukarıda bahsedilen yanal gerilmeleri önleyebilmek ve yük alabilmeleri amacı ile zeminin hareket yönüne paralel olarak konumlandırmalı ve çalıştırılmalıdır. Pasif gerilim genellikle donatılar için ilk etki olarak kabul edilmektedir. Şekil 3.2'de görüleceği üzere, nervürlü donatılar üzerindeki nervür çentikleri de pasif direncin artmasını sağlamaktadır. Pasif direnci etkileyen faktörler; yüzey şekli, pürüzlüğü, enine elemanların kalınlığı ve donatının uzman karakteristikleridir. Zemin donatı arasındaki etkileşimi etkileyen en önemli faktörlerden biri de dolgu özellikleridir. En önemli etkiler; dane boyutu dağılımı (granülometre), danelerin şekilleri, yoğunlukları, su muhtevası, kohezyon ve mineral sertliğidir.



Şekil 3.2 : Donatılar için gerilme transfer mekanizması (FHWA, 2009).

3.2 Donatıların Çalışma Prensibi ve Göçme Durumları

Donatılı zemin istinat yapıları için öngörülen üç farklı tipte göçme durumundan bahsedilebilir;

i) Dış Stabilite Göçmeleri

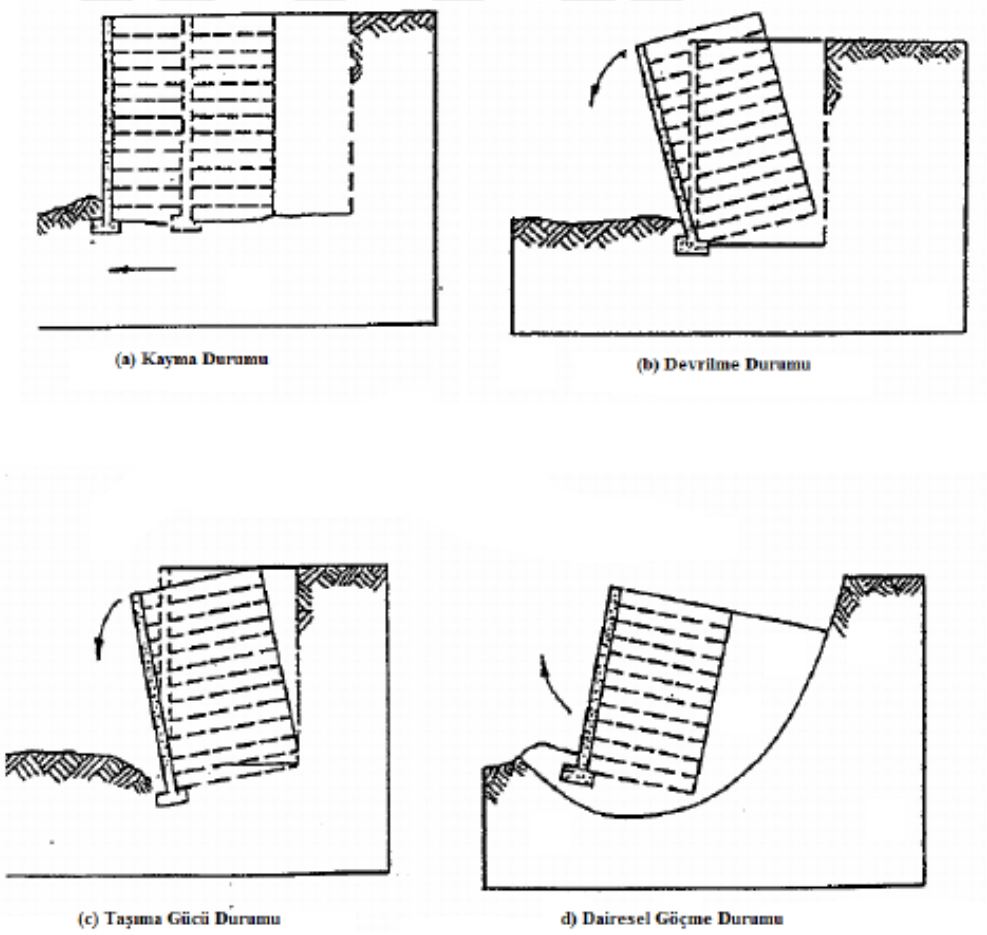
ii) İç Stabilite Göçmeleri

iii) Yüzey Elemanı Göçmeleri

3.2.1 Dış stabilite analizleri

Toprakarme sistemindeki donatı tipi seçimi, sistemin tasarımı ve davranışını doğrudan etkileyen faktörler arasında yer almaktadır. Donatıların en önemli işlevi, zemin deformasyonlarını engellemektir. Donatılı zemin sistemlerinde, gerilmeler zemine transfer edilir ve zeminde düzgün bir gerilme dağılımı sağlanır.

Gerilme, donatının başlıca temel hareketidir. Donatı elemanları dolguya çekme dayanımı yönünde yerleştirilir ve tüm çekme donatıları genel olarak yüksek çekme kuvvetli gerilmelerine maruz kalmaktadır. Şekil 3.3'de gösterildiği gibi, toprakarme istinat duvarlarında dört potansiyel toptan göçme (dış stabilite) mekanizmasına sahip olarak kabul edilir.



Şekil 3.3 : Donatılar Toprakarme istinat duvarları için potansiyel toptan göçme mekanizması (FHWA, 2009).

Sismik yüklere göre tasarımda kaymaya ve dönmeye karsı emniyet katsayıları, statik yükleme için minimum kabul edilebilir emniyet katsayılarının %75'ine eşit veya büyük olmalıdır (Kramer, 1996) (Şekil 3.1).

Çizelge 3.1 : Statik ve sismik durum için güvenlik sayıları (Peng & Yang, 2000).

Tahkik Türü	**Minimum Güvenlik Sayısı**	
	Statik	**Dinamik**
Dış Stabilite / Kayma	1,5	1,125
Dış Stabilite / Dönme	2,0	1,5
Dış Stabilite / Taşıma Gücü	2,0	1,5
İç Stabilite / Kopma	1,75	1,75
İç Stabilite / Sıyrılma	2,0	2,0

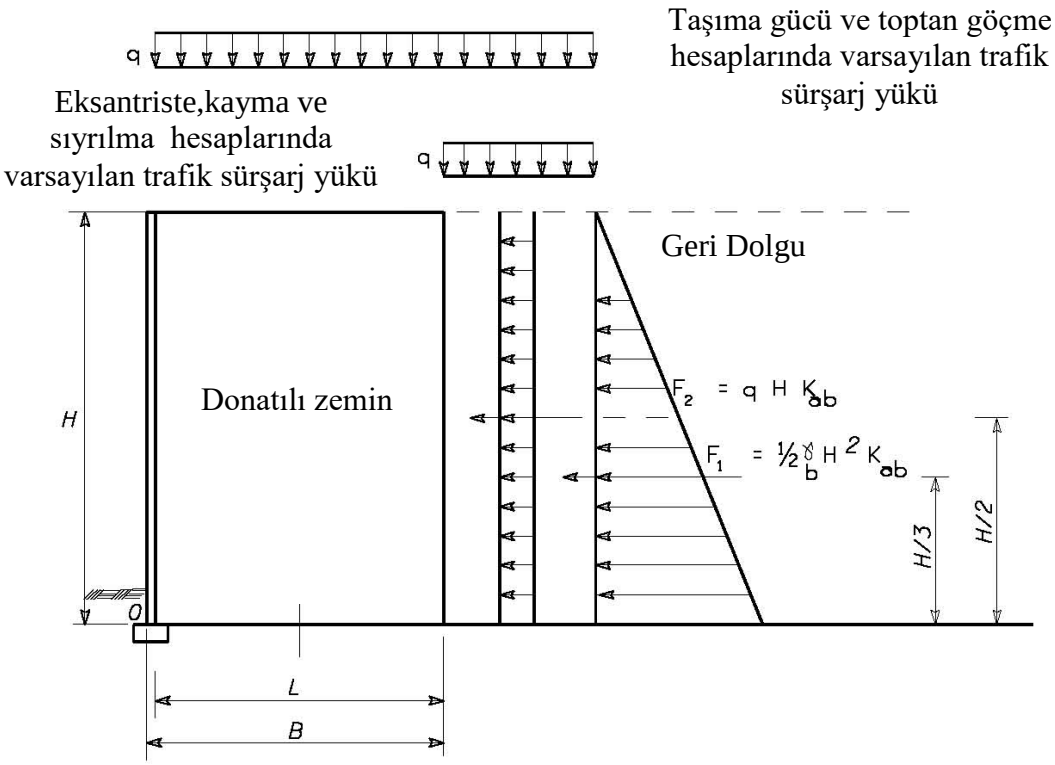
Donatılı zemin yapılarının esnek olması, yapının devrilme türü göçme ihtimalini oldukça azaltmaktadır (Emir, 2005). Şekil 3.3'de gösterilen dış stabilite göçme durumlarına göre uygulanması gereken hesap adımları özet olarak Çizelge 3.2'de detaylı olarak verilmektedir.

Çizelge 3.2 : Donatılı zemin yapısı dış stabilite hesaplamaları (Elias vd., 2001)**.**

Dış Stabilitenin Hesaplanma Aşamaları				
Duvar Geometrisinin ve Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi				
Performans Kriterlerinin (G.S) Seçimi				
Ön Boyutlandırma				
Dış Stabilitenin Belirlenmesi				
Kayma	Eksantriste (Devrilme)	Taşıma Gücü	Toptan Göçme	Oturma
Donatı Boyunun Belirlenmesi				
Dinamik Yükler Altında Stabilitenin Belirlenmesi				

3.2.1.1 Taban kayma kontrolünün değerlendirilmesi

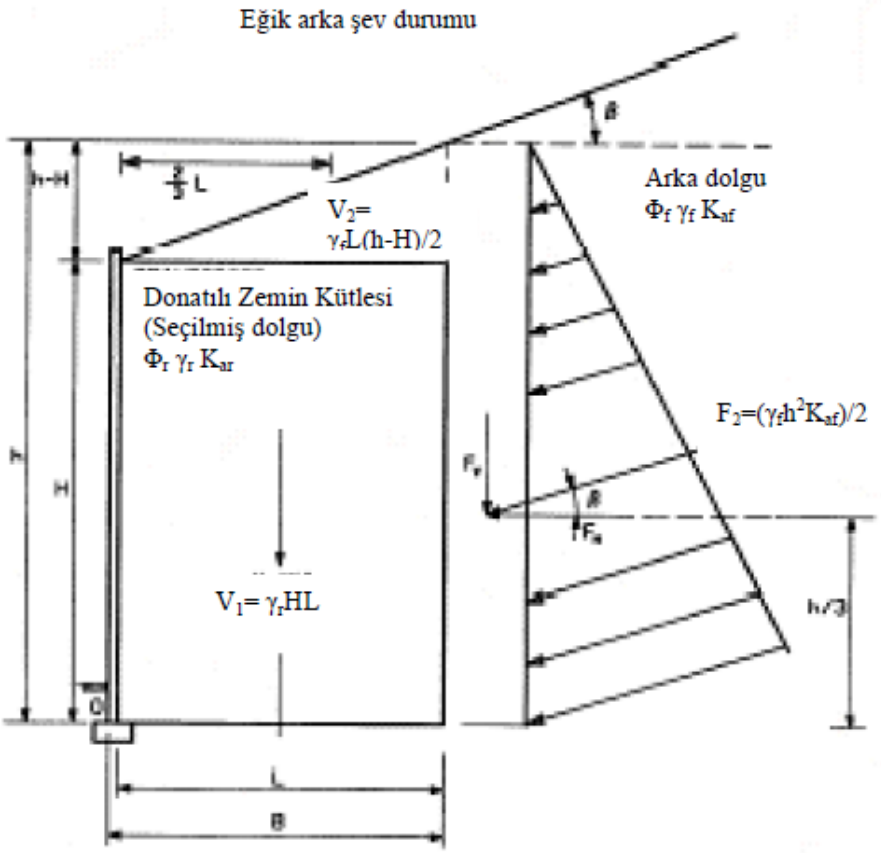
Donatının boyutlarının ve uzunluğunun hesaplanmasında, öncelikle varsayımsal olarak ön boyutlandırma yapılır. Ön boyutlandırma, donatı ile güçlendirilmiş bölgenin kayma kontrolü ile değerlendirilir. Gerilme kuvveti, duvarın tabanı boyunca veya toprakarme duvarın tabanına yakın zayıf bir tabaka boyunca kayma direncinden daha azdır. Kayma kuvveti, duvarın arkasındaki düşey düzlem üzerindeki itme kuvvetinin yatay etkisi olarak değerlendirilmektedir (Bkz. Şekil 3.4, Şekil 3.5 ve Şekil 3.6).



q = Trafik surşarj yükü
e = Eksantrisite
V_1 = Donatılı zemin kütlesinin ağırlığı
L = Donatılı zemin kütlesi genişliği
B = Donatılı zemin kütlesinin yüzey elemanı kalınlığı dahil genişliği
H = Donatılı zemin yapısının yüksekliği
F_1 = Yanal zemin kuvveti
F_2 = Sürşarjdan dolayı oluşan yanal zemin kuvveti
K_{af} = Yanal zemin basınç katsayısı
γ_f = Dolgu malzemesi birim hacim ağırlığı
φ_f = Dolgu malzemesi içsel sürtünme açısı

Şekil 3.4 : Arkadaki şevin yatay ve sürşarjın olması durumu için dış stabilite (AASHTO, 2007).

Kayma kontrolü yapılırken hareketli yükler dengeleyici bir kuvvet olarak dikkate alınmaz. Bununla birlikte, hareketli yük Şekil 3.5'de görüleceği gibi toprakarme dolgusu üzerinde olduğundan kayma kontrolü yapılmalıdır. Tasarımı etkileyen temel kuvvetler, genellikle zemin, su, sismik ve sürşarj faktörlerinden kaynaklanan yatay yükleri içermektedir.



V_1 = Donatılı zemin kütlesinin ağırlığı

F_T = Bileşke yanal zemin kuvveti

F_V = Yanal zemin kuvvetinin dik bileşeni

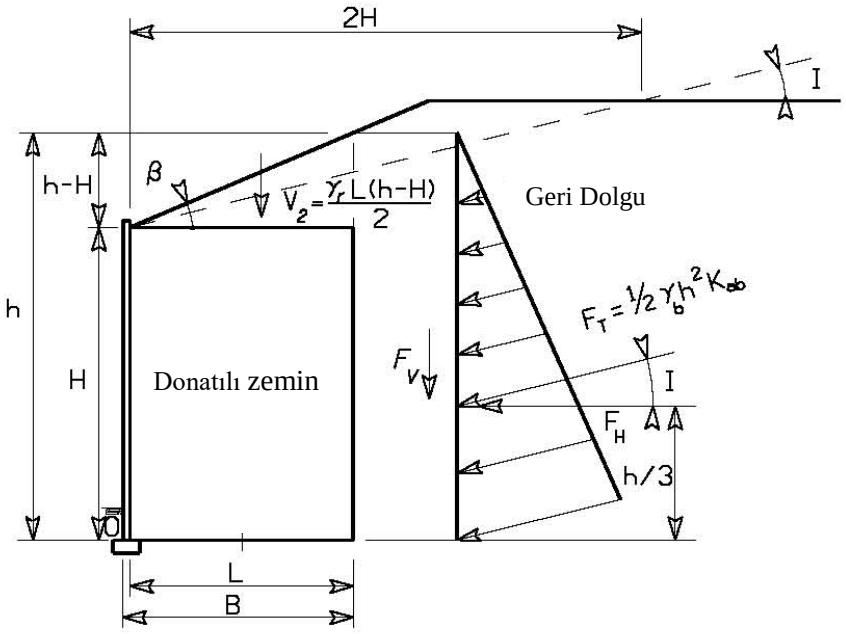
F_H = Yanal zemin kuvvetinin yatay bileşeni

K_{af} = Arka dolgu için yanal zemin basınç katsayısı

γ_r = Dolgu malzemesi birim hacim ağırlığı

φ_r = Dolgu malzemesi içsel sürtünme açısı

Şekil 3.5 : Arka şevin eğik olması durumu için dış stabilite (AASHTO, 2007).



Şekil 3.6 : Arka şevin kırık şevli dolgu olması durumu dış stabilite (AASHTO, 2007).

Toprakarme duvarların tabandaki kayma direncini duvar tabanına yaymak için Bölüm 10.6.3.4 (AASHTO 2007)' ye göre tasarım radye temel olarak yapılmaktadır. Kayma değeri (RR) ile yenilmeye karşı arttırılmış kayma direnci aşağıda gösterildiği şekilde hesaplanabilir:

$$RR = \emptyset_{\tau} R_{\tau} \quad \textbf{(1.1)}$$

Burada:

$\emptyset_{\tau}$= Dolgu ve temel arasındaki kesme mukavemeti için gerilme faktörü

Rτ = Donatılandırılmış dolgu ve temel zemini arasındaki temel kayma gerilmesi

Uygulama sırasında genellikle pasif gerilme yok sayılmaktadır. Tasarım aşamasında, temelin gömme derinliği nedeni ile topuktaki pasif toprak basıncı, servis ömrü boyunca doğal ve insan kaynaklı çevresel faktörler nedeni ile topuk dolgusunun kazılarak sistemden uzaklaşması ihtimaline karşı ihmal edilir. Yüzey panellerinde oluşan kesme dayanımı da benzer şekilde tasarım sırasında ihmal edilmektedir (Seyedtehrani, 2016).

Bahsedilen iki durumda kayma oluşabilmesi için hesaplama adımları ve denklemler aşağıda listelenmektedir. Bu denklemler ekstra hareketli yükler, sabit yükler,

projenin önem katsayısı gibi önemli parametreleri ve geometrileri içerecek şekilde genişletilmelidir.

Donatı ile güçlendirilmiş bölgenin arkasına etki eden birim genişlikteki temel itkinin hesaplanması;

i) Yatay Arka Eğimli Duvar: (Bkz. Şekil 3.4)

Toprakarme geri dolgu sonucu, F1, şu şekildedir:

$$F_1 = (\frac{1}{2} K_{ab} \gamma_B H^2) \quad \textbf{(1.2)}$$

Sabit yayılı yük için sonuç şu şekildedir:

$$F_{12} = K_{ab} q H \quad \textbf{(1.3)}$$

Burada:

K_{ab} = Toprakarme dolgu için aktif toprak basıncı katsayısı.

γ_b= Toprakarme dolgunun suya doygun birim hacim ağırlığı.

H = Toprakarme duvarın toplam yüksekliği.

q = Sabit hareketli yayılı yük (hareketli yükün türüne bağlıdır; tren, trafik vb).

ii) Şev Dolgulu Duvar: (Bknz. Şekil 3.5)

Birim genişlik için temel geri dolgu yükünün hesaplanması, FT

$$F_{T1} = (\frac{1}{2} K_{ab} \gamma_B h^2) \quad \textbf{(1.4)}$$

Burada:

K_{ab}= şevli geri dolgu için aktif toprak basıncı katsayısı.

h = donatılandırılmış bölge gerisindeki toplam duvar yüksekliği, H ve

$$\text{Şev} = H + L \tan \beta \quad \textbf{(1.5)}$$

Üçgensel şev için, h - H şev tepe noktasını geçmemelidir. Üçgensel şevin yüksekliği "S" olarak tanımlanır ise,

$$(H + L \tan\beta) < (H + S) \quad \textbf{(1.6)}$$

$$(L \tan\beta) > S \;\; ise \;\; (H + S) \quad \textbf{(1.7)}$$

kullanılır.

2) Nominal ve arttırılmış yük yatay etki kuvvetlerinin hesaplanması. Yatay arka şev ve tek tip hareketli yük için:

$$\sum F = F_1 + F_2 \quad \textbf{(1.8)}$$

$$P_d = \gamma_{EH} F_1 + \gamma_{LS} F_2 \quad \textbf{(1.9)}$$

Şevli geri dolgu durumu için:

$$F_H = F_T \cos\beta \quad \textbf{(1.10)}$$

$$P_d = \gamma_{EH} F_H = \gamma_{EH} F_T \cos\beta \quad \textbf{(1.11)}$$

Bu denklemlerde, limit durum tasarım yönteminde kayma için maksimum kuvvet etkisi yarattığından, 1,5'e eşit maksimum EH yük faktörünün kullanılması daha doğru olacaktır.

3) Tabanda sürtünme açısının güvenli tarafta kalacak şekilde belirlenmesinde, en kritik sürtünme özelliklerini göz önünde bulundurmak gerekir. Aşağıda belirtilen üç olasılık için minimum kayma mukavemeti açısının seçilmesi önerilmektedir:

i) Temel zemini boyunca kayma durumunda, kesme mukavemeti, donatılı granüler dolgunun kayma dayanımından ($\tan \emptyset_f'$) daha küçük olduğunda gerçekleşir.

ii) Donatılı granüler dolgu boyunca kayma durumu ($\tan \emptyset_f'$).

iii) Zemin donatısı sürtünme açısı, ρ, zemin testleri tam olarak gerçekleştirilmediğinde ara yüz direk kesme testleri ile doğrudan ölçülmelidir; $\tan \emptyset_f'$ değerinin ⅔'ü olarak alınabilir.

4) Gerilme kuvvetinin nominal parçalarını ve duvarın birim uzunluğu başına arttırılmış gerilme kuvvetinin hesaplanmasında yatay şevli ve üniform kareketli yüklere sahip duvar için, kayma stabilitesini arttırması sebebi ile hareketli yükler ihmal edilir:

$$R_r = \gamma_{EV} V_1 * \mu \quad \textbf{(1.12)}$$

Şevli geri dolgu durumu için:

$$R_r = \left[\gamma_{EV} \ (V_1 + V_2) + \gamma_{EH} \ (F_T \sin\beta \ ) \right] * \ \mu \qquad \textbf{(1.13)}$$

μ = minimum zemin sürtünme açısı $\emptyset$ [$\tan \emptyset_f' \tan \emptyset_S'$ ya da (sürekli donatıları için) $\tan \rho$]

Kayma direncinde artışa neden olan dış yükler yalnızca kalıcı durum geçerli olduğunda dikkate alınmalıdır. Toprakarme istinat yapısının servis ömrü 50 yıldan fazla olabilir ve çevresel faktörler düşünüldüğünde bu süre zarfı içerisinde tasarımda ele alınan koşulların değiştirilmiş olma ihtimali yüksektir. Bu sebeple tasarım yapılırken kritik durumlar göz önüne alınarak güvenli tarafta kalınması önerilebilir. Literatürde 1'e eşit olan minimum EV yük faktörü kullanılması önerilir, bu da kayma sınır durumu için minimum gerilme değerini sağlar.

5) Arttırılmış kayma direnci, R_r, arttırılmış itici güçle, P_d, kıyaslanır. Bu iki değerin bölümünün R_r / P_d 1'den büyük olması gerekir.

6) Kayma için kapasite gereksinim oranını (CDR) kontrol edilir,

$$\text{CDR} \ = \ R_r/P_d. \text{ Eğer } \ \text{CDR} \ < \ 1.0 \text{ ise} \qquad \textbf{(1.14)}$$

3.2.1.2 Eksantriste limiti kontrolünün değerlendirilmesi

Duvar tabanındaki eksantrikliği kontrol etmek için kullanılan kuvvetler sistemi, Şekil 3.7’de gösterilmiştir. Hesaplamalarda duvar yüzeyinin ağırlığının ve genişliğinin genellikle ihmal edildiği göz önünde bulundurulmalıdır (FHWA, 2009).

Eksantristeyi sınırlamak bir kuvvet limit durum kontrolüdür. Eksantriste limiti kontrolü yalnızca istinat yapısı arkasındaki dolgu üstündeki hareketli yük ile ilgilidir. Eksantriste (e), temel yükü ile donatılı dolgu bölgesinin merkezi (L/2) arasındaki mesafedir. Eksantristenin tam değeri, taban boyunun alt ve ortasındaki devrilmeyi ve gerilme momentlerini toplayıp düşey yüke bölerek hesaplanır.

$$e = (\sum M_D + \sum M_R) / \sum R \quad \textbf{(1.15)}$$

Genel olarak karşılaşılan iki durumda eksantrikliği hesaplamak için kullanılan denklemler aşağıdaki gibidir. Bu denklemler diğer yükleri ve geometrileri veya diğer en olumsuz koşulları içerecek şekilde genişletilmelidir.

Yatay Şevli Dolgulu Duvar: Duvarın üzerindeki eksantrikliği bulabilmek için yatay şev dolgulu ve üniform bir hareketli yük ile hesaplama adımları Şekil 3.7'de verilmiştir.

Yatay şev eğimine sahip düşey bir duvar ve uniform hareketli yük için, eksantriste aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$e = \frac{(\gamma_{EH-MAX} F_1 \, (H/_3) + \gamma_{LS} \, F_{q-LS} (H/_2)}{\gamma_{EV-MIN} V_1} \quad \textbf{(1.16)}$$

Şevli Geri Dolgulu Duvar: Şevli bir dolgu ile ek yükler olmadan, duvarın altındaki eksantriklik; Şekil 3.8'da gösterilmiştir.

Eksantrikliğin (e) duvardaki şevli dolgulu arttırılmış yükleriyle hesaplanması;

$$e = [(\gamma_{EH-MAX} F_T \cos\beta (h/_3) - \gamma_{EH-MAX} F_T \sin\beta (L/_2) - \gamma_{EH-MIN} V_2 (L/_6)]$$

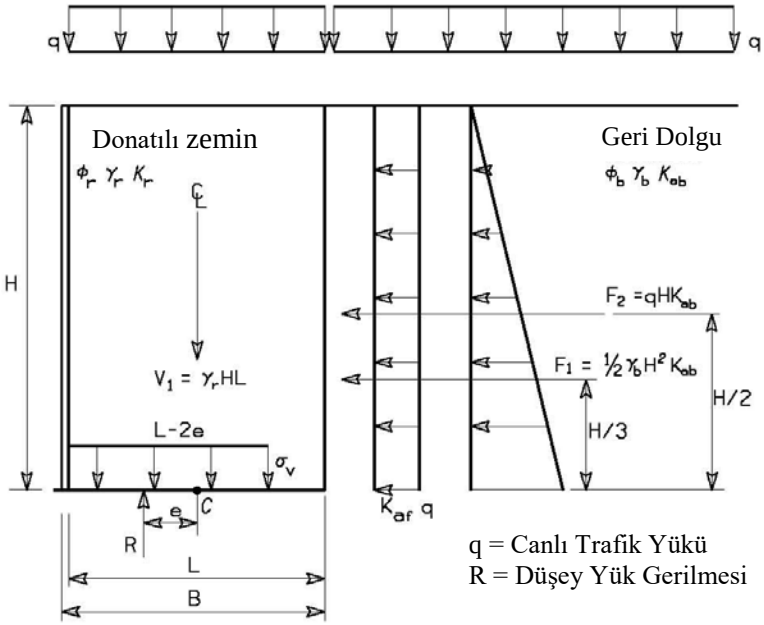
$$/ \, [\, \gamma_{EV-MIN} V_1 + \gamma_{EV-MIN} V_2 + \gamma_{EH-MAX} F_T \sin\beta \quad \textbf{(1.17)}$$

$$e = \frac{[(\gamma_{EH-MAX} F_T \cos\beta (h/_3) - \gamma_{EH-MAX} F_T \sin\beta (L/_2) - \gamma_{EH-MIN} V_2 (L/_6)]}{[\, \gamma_{EV-MIN} V_1 + \gamma_{EV-MIN} V_2 + \gamma_{EH-MAX} F_T \sin\beta} \quad \textbf{(1.18)}$$

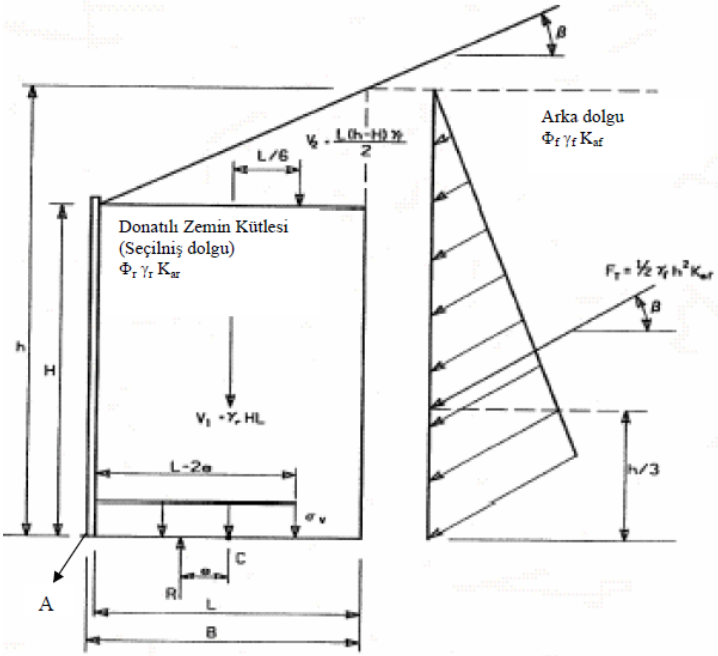
3.2.1.3 Eksantriklik kontrol kriterleri

Zemin temelleri için taban genişliğinin ortasında arttırılmış yüklere dayanan düşey bileşke kuvvetin hesaplanmış konumu ($e_{max} = L / 4$)'e ve kaya temelleri için taban genişliğinin dörtte üçünün ortası ($e_{max} = 3/8\, L$)'ye eşit ise eksantriklik istikrarlı ve kabul edilebilir ölçüde olduğu söylenebilir (FHWA, 2009). Bu nedenle, her bir kuvvet limit yük grubu için eksantriklik, e_{max} değerinden az olmalıdır. e değeri daha büyükse, donatının uzunluğu değiştirilmeli ve daha uzun bir donatı kullanılmalıdır (Elias, Christopher, & Berg, 2001).

Özel durumlarda veya özel güvenlik gerektiren önemli projelerde, kritik yüklemeyi tanımlamak için bu tür karmaşık duvarlar (geometri ve / veya yüklerle ilgili) için maksimum sabit yükler ve toplam sınır değerler kontrol edilmelidir.



Şekil 3.7 : Trafik yükü, yatay şev koşulunda taşıma gücü kontrolü için eksantriklik ve dikey gerilmenin hesaplanması (FHWA, 2009).



Şekil 3.8 : Şevli geri dolgu koşulunda eksantriklik kontrolü için duvar altı taban basıncı hesabı (FHWA, 2009).

3.2.1.4 Temeldeki taşıma gücünün değerlendirilmesi

Taşıma kapasitesinden kaynaklı iki türlü yenilme durumu vardır. Birincisi, genel kesme (kayma) yenilmesi, ikincisi ise bölgesel kesme (kayma) yenilmesidir. Bölgesel kayma, toprakarme duvar temelinde yumuşak veya gevşek zemin birimleri bulunduğunda meydana gelmekte olup, hem dayanım limit durumunu hem de servis limit durumu hesaplamasını dikkate almak için taşıma gücü hesaplamaları yapılmalıdır (Seyedtehrani, 2016).

Mukavemet limit hesaplamaları, zeminin arttırılmış taşıma gücü gerilmesinin, arttırılmış taşıma gücü değerinden düşük olup olmadığını kontrol etmek için yapılır. Oturma hesaplamalarında kullanılacak taşıma gücü basıncını bulmak için servis limiti hesaplamaları kullanılır. Taşıma gücü kontrolü, hem donatılı zemin bölgesi hem de istinat yapısı arkasındaki dolgu üzerindeki hareketli yük için geçerlidir. Duvarın tabanındaki arttırılmış düşey basıncın, temel zemini üzerinde taşıma gücü yenilmesini önlemek için üniform Meyerhof tipi dağılımla hesaplanması ve temel zemininin artırılmış(faktörlü) taşıma gücü dayanımını geçmemesi için kontrol edilmesi önerilmektedir:

$$q_R \geq q_{uniform} \tag{1.19}$$

Üniform düşey basınç şu şekilde heasplanır:

$$\sigma_v = \frac{\sum v}{L-2e_B} \tag{1.20}$$

Burada:

$\sum v$ = Düşey kuvvetlerin toplamı

L = Temel genişliği veya donatı uzunluğu

e_B = Taşıma gücü hesaplaması için eksantriste

Her bir farklı durum ayrı bir eksantriste değerinin hesaplamasını gerektirir. Ayrıca hesaplamalar yapılırken taşıma gücü kontrolünün hem donatılı zemin için hem de istinat yapısı arkasındaki dolgunun üzerine hareketli yükün uygulandığı zemin için dikkate alınması gerekmektedir. Sağlam kaya üzerine inşa edilen toprakarme istinat yapılarında, duvarların esnekliği ve sınırlı moment aktarım durumu mutlaka kontrol edilmelidir (C11.10.5.4 (AASHTO, 2007)).

Aşağıdaki diğer açıklamalarda olduğu gibi, yatay şevli veya üniform hareketli yük ve şevli toprakarme duvarlar için hesaplama adımları listelenmiştir.

1) Duvarın altındaki bileşke kuvvetin eksantrikliğinin e_B hesaplanması. Eksantriklik kontrolünden gelen e değeri, arttırılmış(faktörlü) yüklerle eksantrikliği hesaplamak için kullanılamaz.

Yatay şevli bir toprakarme duvar ve donatılı zemin üzerinde yer alan üniform hareketli yük için eksantriste şu şekilde elde edilir:

$$e_B = \frac{\gamma_{EH-MAX} F_1 \left(\frac{H}{3}\right) + \gamma_{LS} F_{q-LS} \left(\frac{H}{2}\right)}{\gamma_{EH-MAX} V_1 + \gamma_{LS} q_L} \quad \textbf{(1.21)}$$

Maksimum yük faktörleri γ_{EH} ve γ_{EV} olarak tanımlanır ve düşey gerilmenin σ_V değerinin maksimum olduğu noktada hesaplama yapılır.

Eksantriste değerinin, e_B, çeşitli yük faktörlerini ve yük kombinasyonlarını kontrol ederken değişeceğinin bilinmesi önem arz etmektedir. Ayrıca, eksantrikliğin hesaplanmasında, eğer e_B değeri negatif ise, AASHTO C11.10.5.4 (2007) tasarım gerilimi denkleminde 0 değeri ileriye taşınmalıdır.

2) Arttırılmış düşey gerilmenin hesaplanması σ_{V-F} Meyerhof tipi dağılım varsayılarak yapılır. Yatay bir şev ve üniform hareketli yük için, arttırılmış taşıma gücü basıncı aşağıdaki denklemden elde edilir:

$$\sigma_{V-F} = \frac{\gamma_{EV-MAX} V_1 + \gamma_{LS} q_L}{L - 2e_B} \quad \textbf{(1.22)}$$

Bu yaklaşım ilk olarak Meyerhof tarafından önerilmiş olup, eksantrik yüke bağlı bir gerilme dağılımının, duvarın altındaki azaltılmış bir alan üzerinde eşit bir gerilme dağılımı ile tahmin edilebileceğini varsaymaktadır.

Eksanstriste ve yük eğiminin etkisini elde etmek için tam genişlik yerine $L - 2e_B$ etkin genişliğinin kullanılması kabul edilir. Şev geri dolgulu duvarlar için arttırılmış(faktörlü) taşıma gücü gerilimi aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma_{V-F} = \frac{\gamma_{EV-MAX}V_1 + \gamma_{EV-MAX}V_2 + \gamma_{EH-MAX}\, F_T \sin\beta}{L - 2e_B} \quad \textbf{(1.23)}$$

Eksantriste değeri sıfırın altındayken $(L - 2e_B)$ L'ye eşit olduğunu düşünmek önemlidir. Donatılı uzunluklarının çok fazla olduğu bir duvar kesitinde ve dik bir sonsuz şev durumu gibi bazı farklı geometrik koşullarda, negatif bir eksantriste değeriyle karşılaşılabilir. Uygulanabilir durumlarda, arttırılmış sürşarj yüklerin ve arttırılmış noktasal yüklerin etkisi, taşıma gücü gerilmesinin (σ_{V-F}), eksantristenin ve buna karşılık gelen taşıma gücü gerilmesinin hesaplamalarında kullanılan yüklerde ve yük faktörlerinde dahil edilmesi önerilmektedir (FHWA, 2009).

3) Zemin mekaniği prensiplerine göre taban zemininin taşıma gücü hesabı q_n, AASHTO (2007) 'nin 10.6.3.1.2a-1 denkleminden belirlenir. Toprakarme duvarı ve yer altı suyu için:

$$q_n = C_f N_c + 0{,}5 L' \gamma_f N_y \quad \textbf{(1.24)}$$

Burada:

C_f= temel zemininin kohezyon değeri.

γf = temel zeminin birim hacim ağırlığı.

Nc and $N\gamma$ = boyutsuz taşıma gücü katsayıları.

L′ = efektif temel genişliği.

Boyutsuz taşıma gücü kapasitesi katsayıları, Tablo 10.6.3.1.2a-1'den elde edilebilir (AASHTO, 2007). Çizelge 3.3'de katsayılar gösterilmektedir.

Kısmi gömme, duvarın önündeki dolgunun donatılı geri dolgu yerleştirilirken yerleştirilmesi ve sıkıştırılması ve olası tüm yenilme modlarının incelenmesiyle qn değerinin belirlenmesinde düşünülebilir.

4) Arttırılmış taşıma gücü direncinin arttırılmış taşıma gücü gerilmesini aşıp aşmadığının kontrolü ise,

$$q_R > q_{v-f}. \quad \textbf{(1.25)}$$

Arttırılmış taşıma gücü direnci (q_R) şöyle verilir:

$$q_R = \varphi q_n \quad \textbf{(1.26)}$$

Burada:

∅ = Toprakarme duvarları için gerilme faktörü 0,65'tir (AASHTO, 2007).

Çizelge 3.3 : Taşıma gücü katsayıları (Tablo 10.6.3.1.2a-1, (AASHTO, 2007)).

ϕ	**Nc**	**Nq**	**Nγ**	**ϕ**	**Nc**	**Nq**	**Nγ**
0	5,14	1,0	0,0	23	18,1	8,7	8,2
1	5,4	1,1	0,1	24	19,3	9,6	9,4
2	5,6	1,2	0,2	25	20,7	10,7	10,9
3	5,9	1,3	0,2	26	22,3	11,9	12,5
4	6,2	1,4	0,3	27	23,9	13,2	14,5
5	6,5	1,6	0,5	28	25,8	14,7	16,7
6	6,8	1,7	0,6	29	27,9	16,4	19,3
7	7,2	1,9	0,7	30	30,1	18,4	22,4
8	7,5	2,1	0,9	31	32,7	20,6	25,9
9	7,9	2,3	1,0	32	35,5	23,2	30,2
10	8,4	2,5	1,2	33	38,6	26,1	35,2
11	8,8	2,7	1,4	34	42,2	29,4	41,1
12	9,3	3,0	1,7	35	46,1	33,3	48,0
13	9,8	3,3	2,0	36	50,6	37,8	56,3
14	10,4	3,6	2,3	37	55,6	42,9	66,2
15	11,0	3,9	2,7	38	61,4	48,9	78,0
16	11,6	4,3	3,1	39	37,9	56,0	92,3
17	12,3	4,8	3,5	40	75,3	64,2	109,4
18	13,1	5,3	4,1	41	83,9	73,9	130,2
19	13,9	5,8	4,7	42	93,7	85,4	155,6
20	14,8	6,4	5,4	43	105,1	99,0	186,5
21	15,8	7,1	6,2	44	118,4	115,3	224,6
22	16,9	7,8	7,1	45	133,9	134,9	271,8

5) Madde 2 ve 3'te gösterildiği gibi, donatıların uzunluğu arttıkça q_{v-f} azaltılabilir ve q_R arttırılabilir. Taşıma gücü kapasitesi, genellikle daha fazla temel altı zemin

araştırması ve temel zemini özelliklerinin daha iyi tanımlanması ile daha doğru bir şekilde elde edilebilir. Minimum donatıyı kullanmak için istenilen temel taşıma kapasite değerine ulaşılamıyorsa ya da donatıların uzunluğunu artış göstererek projenin maliyeti önemli ölçüde artıyorsa; sismik kompaksiyon, zeminin değiştirilmesi, jet grout, taş kolonlar veya ön kompaksiyon vb. yöntemlerle temel zemininin iyileştirilmesi düşünebilir.

Tasarım için parametre belirleme sürecinde tasarımcı, öngörülemeyen durumlarla karşılaşmamak için parametreleri seçerken azaltma faktörlerini kullanarak güvenli tarafta kalmak isteyebilir (Seyedtehrani, 2016). Lokal kesme, zımbalama kesmesi ve yanal sıkışma gibi koşullar, belirtilen parametrelerin değerini azaltmak için uygun olan durumlardır. Lokal kesme, gevşek veya sıkıştırılabilir zeminlerde ve yavaş (drenajlı) yükleme altındaki zayıf zeminlerde meydana gelebilecek olan genel kesme ve zımbalama kesmesi arasında bir geçiştir.

Lokal kesme veya zımbalama kesmesi göçme durumları gerçekleştiğinde, AASHTO'ya (2007) göre, taşıma gücü direncini hesaplamak için azaltılmış kesme dayanımı parametrelerinin kullanılması önerilir. Azaltılmış efektif gerilmeli kohezyon C^*, $0.67\,c''$ye eşit kabul edilir. Azaltılmış efektif gerilmeli kayma mukavemeti açısı $\emptyset^*$, $\tan^{-1}(0.67\ \tan\emptyset_f')$ ‘e eşittir. Donatılı esnek istinat duvarı, sert bir zemin tabakası üzerinde yer alan kohezyonlu zayıf bir zemin tabakası üzerine inşa edildiğinde, yanal sıkışma meydana gelir. Yanal sıkışmadan kaynaklı göçme, yapının altındaki zeminin büyük ölçüdeki yatay hareketinin bir sonucudur. Kohezyonlu zayıf zeminleri taşıyan yapıların lokal kesmesini önlemek için aşağıdaki denklemi kullanarak kontrol yapmak gerekir:

$$\gamma_r H \leq 3C_U \qquad \textbf{(1.27)}$$

Burada:

γr , seçilmiş donatılı dolgunun birim hacim ağırlığıdır

H, duvarın toplam yüksekliği

c_u , zeminin drenajsız kayma mukavemetini ifade etmektedir.

Yeterli dayanım şartlarının oluşmaması durumunda, zayıf zeminler kaldırılmalı ya da temelde zemin iyileştirme teknikleri uygulanmalıdır.

3.2.1.5 Oturma tahmini

Dış stabilite analizleri, toprakarme sisteminin sürşarj yükleri ve kendi ağırlığı altında taban zemininde meydana gelebilecek oturmaların da tespit edilmesini içermektedir (Yıldız, 2014). Duvarın ani, konsolidasyon ve ikincil oturmalarını hesaplamak ve projenin izin verdiği koşulların altında değerlere sahip olduklarını gösterebilmek için oturma analizi yapılması gereklidir. Oturma değerleri duvarın servis ömrüne ve projenin önemine göre değişiklik gösterecektir. Oturmalar, bir servis limit durumu göz önüne alınarak hesaplanan taşıma gücü değerinin altında olarak değerlendirilmelidir. Zayıf zeminlerde oluşması beklenen farklı oturmalar dilatasyonlar ile çözülebilirken, uzun vadede meydana gelmesi beklenen toplam oturmaları kontrol altına alabilmek için uzun dönem zemin parametreleri ile tasarım yapmak daha sağlıklı bir toprakarme duvar tasarımının oluşabilmesi için gerekli bir çözüm olarak değerlendirilebilir.

Duvarın toplam yüksekliğinin 1/100'ünden büyük olan kayda değer yerleşim yerlerinde, prekast panelleri etkileyen ve üzerinde çatlaklara neden olan bağımsız dikey harekete izin veren kayma bağlantıları gerekir. Tahmini oturmaların ve sürelerinin sağlanamadığı şartnamedeki değerlerin yerine getirilemediği durumlarda, taş kolonlar, sismik sıkıştırma(kompaksiyon) gibi zemin iyileştirme teknikleri dikkate alınmalıdır (Seyedtehrani, 2016).

Tüm bu dış stabilite analizleri yapıldıktan sonra donatılı zemin yapılarının tasarımında kulanılması gereken minimum güvenlik sayıları AASHTO(1996) ‘ya göre Çizelge 3.4’de verilmektedir.

Çizelge 3.4 : Dış stabilite güvenlik sayıları (Elias vd., 2001).

Dış Stabilite Özelliği	Güvenlik Sayısı
Kayma	$\geq$ 1,5
Taban Eksanstrisitesi	$\geq$ L/6 (zemin), L/4 (kaya)
Taşıma Gücü	$\geq$ 2,5
Topran Göçme	$\geq$ 1,3
Dinamik Yükleme Durum için Stabilite	$\geq$ Statik güvenlik sayısının 75%'i

3.2.2 İç stabilite analizleri

İç stabilitede donatıların çekme gerilmeleri altında kopması ve yetersiz donatı zemin sürtünmesi sebebi ile dolgunun zeminden sıyrılma durumları incelenmektedir (TS 7994, 1990). Boyutlandırma ve tasarım aşamasında içsel göçmenin oluşumunun engellenmesi için donatılarda oluşan maksimum çekme kuvvetlerinin, bu kuvvetlerin kritik kayma yüzeyindeki yeri ve donatıların çekme ve sıyrılmaya karşı olan gerilmelerinin tespit edilmesi gerekmektedir. İç stabilite tasarım aşamasındaki hesap adımları Çizelge 3.5'de şematik olarak gösterilmektedir.

Çizelge 3.5 : Donatılı zemin yapıları için iç stabilite hesaplamaları (Elias vd., 2001)**.**

İç Stabilitenin Hesaplanma Aşamaları	
Yüzey Elemanı ve Geri Dolgu Seçimi	
Uzayamayan Donatıları	
Donatı Yük Seviyesi Hesabı	
Maks. Yük Seviyesi Hesabı	Yüzey Bağlantısı Yük Hesabı
Dolguda Korozyon Hesabı	Dolguda Korozyon Hesabı
Maks. Ve Müsaade Edilebilir Çekme Gerilmesi Belirlenmesi	Bağlantı Gerilmesine Karşı Müsaade Edilebilir Çekme Gerilmesi
Maks. ve Bağlantı Gerilmelerin Karşılayacak Donatı Yoğunluğunun Belirlenmesi	
Kayma Güvenliğine Karşı Gerekli Donatı Uzunluğu Hesabı	
Duvar Yüzeyinde Oluşan Gerilmelere Karşı Yüzey Elemanı Tasarımı	
Duvar Tasarım Detaylarının Belirlenmesi	

Amerikan Karayolları Şartnamesinde donatılı zemin yapılarında sıyrılmaya karşı güvenlik katsayısının en az 1.5 ve kopmaya karşı güvenlik katsayısının en az 1.3 olması istenmekte olup, sismik yükler altındaki sıyrılma direnci güvenlik katsayısının en az 1.1 olması istenmektedir (Department of Transportation, 1998).

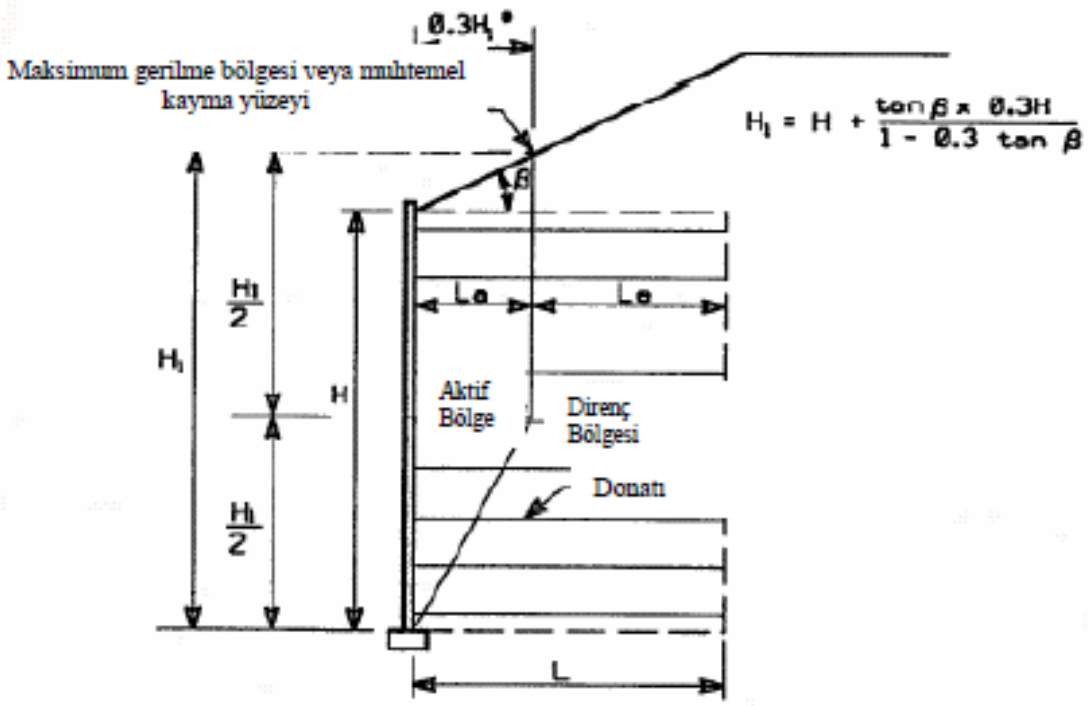
Sismik durumda ise donatının izin verilen çekme dayanımının toplam çekme kuvvetinin en az %75'ine eşit olduğu kontrol edilmelidir. Aynı zamanda sıyrılma dayanımında, her bir donatı tabakası kontrol edilerek kritik göçme yüzeyinin sıyrılma göçmesini önleyecek güvenlik katsayısının, toplam yük uygulandığında minimum statik güvenlik katsayısının en az %75'ine eşit olduğu kontrol edilmelidir (Kramer, 1996).

3.2.2.1 Kritik kayma yüzeyinin belirlenmesi

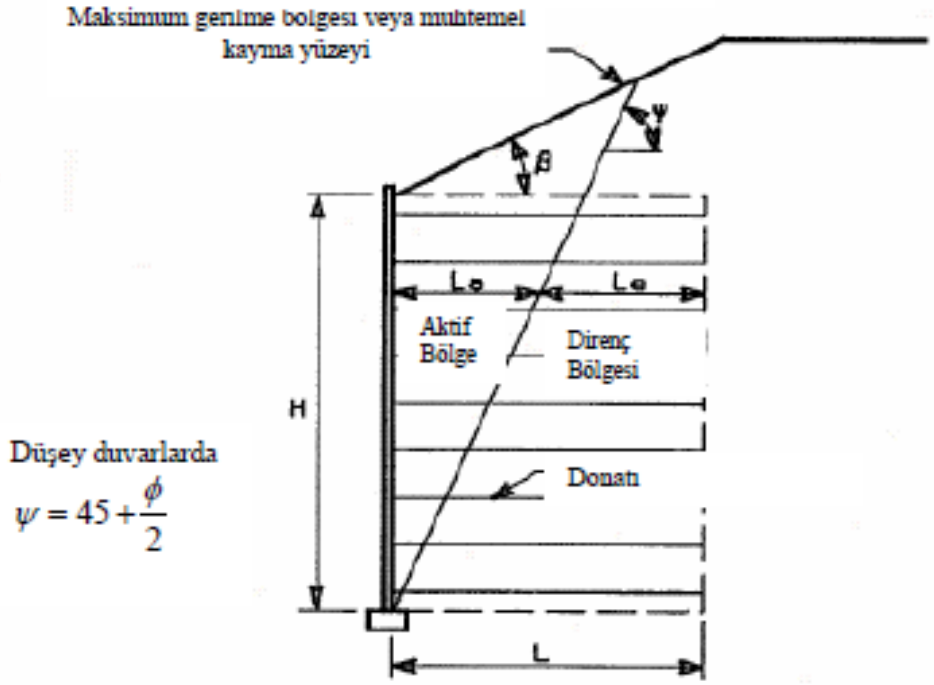
Basit bir geometri ile donatılı zemin yapısındaki kritik kayma yüzeyinin, her bir donatı tabakasında, maksimum çekme kuvveti, T_{MAX} ile aynı olduğu kabul edilir. Uzayamayan donatılı (çelik şerit) durumlarda kritik yenilme yüzeyinin belirlenmesinin neredeyse mümkün olmadığı kabul edilir ve kritik yenilme yüzeyinin uzayabilir donatılı durumunda yaklaşık olarak lineer olduğu varsayılmaktadır (Şekil 3.9). Yenilme meydana geldiğinde, donatı gerilebilir ve deformasyon yenilme yüzeyi ile kesiştiği noktada gerçekleşir. Sonuç olarak, donatıdaki gerilme kuvveti arttığı için yenilme yüzeyindeki donatılar arttırılmalıdır. Çelik şeritler gibi rijit uzayamayan donatılarda, donatının uzaması ve dönmesi yok sayılır ve hesaba katılmaz.

Toprakarme duvarlarda göz önünde bulundurulması gereken iç yükleme durumu için en önemli husus, donatılı zeminin toprak basıncı ve donatılı bölgenin üst tarafında yer alacak sürşarj yükleridir.

İkinci adım düşey toprak basıncı (EV), hareketli yükler (LS), sürşarj yükü (ES), su, sismik etkiler ve araç yükleri, toprakarme duvarlar için arttırılmış(faktörlü) yüklerin hesaplanmasında dahil edilmelidir. Yapılan araştırmalar, maksimum gerilme kuvvetinin temel olarak toprakarme duvarın tasarımında kullanılan donatı tipiyle ilişkili olduğunu göstermiştir (Collin, 1986; Christopher ve diğerleri, 1990; Allen ve diğerleri, 2001).



a) Uzayamaz Donatılar



Düşey duvarlarda

$$\psi = 45 + \frac{\phi}{2}$$

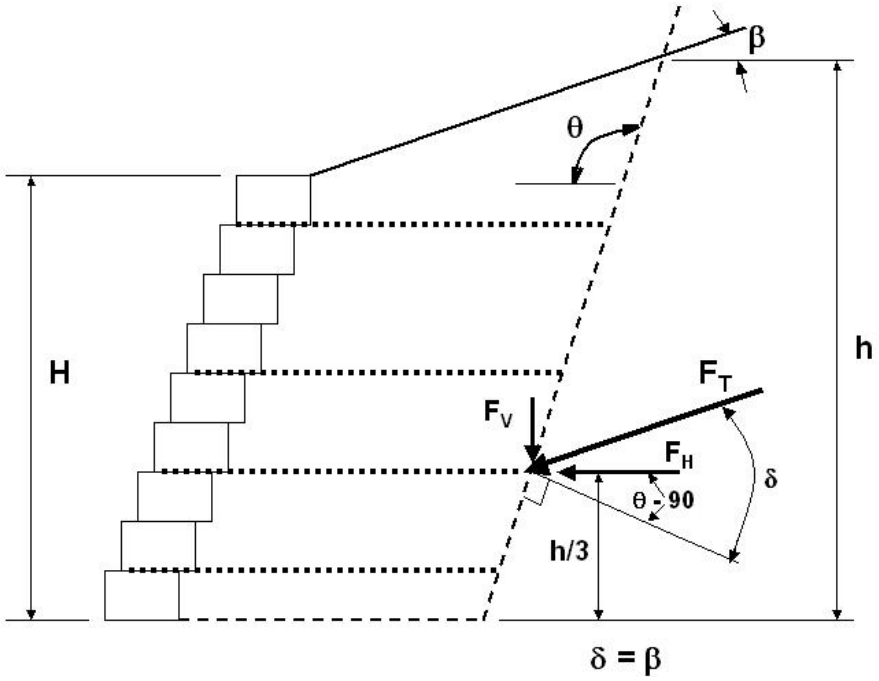
b) Uzayabilen Donatılar

Şekil 3.9 : Donatı tipine bağlı olarak donatılı zemin yapılarındaki kritik kayma yüzeyleri (FHWA, 2009).

Toprakarme duvarlarda göz önünde bulundurulması gereken iç yükleme durumu için en önemli husus, donatılı zeminin toprak basıncı ve donatılı bölgenin üst tarafında yer alacak sürşarj yükleridir.

İkinci adım düşey toprak basıncı (EV), hareketli yükler (LS), sürşarj yükü (ES), su, sismik etkiler ve araç yükleri, toprakarme duvarlar için arttırılmış(faktörlü) yüklerin hesaplanmasında dahil edilmelidir. Yapılan araştırmalar, maksimum gerilme kuvvetinin temel olarak toprakarme duvarın tasarımında kullanılan donatı tipiyle ilişkili olduğunu göstermiştir (Collin, 1986; Christopher ve diğerleri, 1990; Allen ve diğerleri, 2001).

Çeşitli donatılarda Kr/Ka'nın değeri birbirinden farklıdır. Geosentetik türü donatılar için Kr/Ka'nın değeri sabittir. Çelik şeritler gibi uzayamayan donatılar için Kr/Ka oranı, donatılı duvar dolgusunun tepe noktasından, altı metre altına doğru sabit bir değere doğru azalarak gitmekte fakat sonra sabitlenmektedir (Emir, 2005). Sonuçta ortaya çıkan Kr/Ka oranının, hem kademeli duvarlarda hem de şev dolgulu duvarlarda, yüzey panellerinin üstündeki duvarın tepe noktasına denk geldiğini bilmek önem arz etmektedir (Seyedtehrani, 2016). Duvar eğiminde kullanılan Coulomb aktif toprak basınçları için notasyon, θ, 100 dereceden büyük olması durumu Şekil 3.10'da gösterilmiştir.



Şekil 3.10 : Duvar eğiminde kullanılan Coulomb aktif toprak basınçları için notasyon, θ, 100 dereceden büyük olması durumu (AASHTO, 2007).

Şekil 3.11'de görüleceği üzere saha verilerinden toplanan yanal gerilme oranının (K_r) geri analizi ile geliştirilmiştir ve mevcut vaka analizi çalışmalarında, şeritlerdeki gerilmeler değerlendirilmiş; Rankine aktif toprak basınç katsayısının (K_a) bir fonksiyonu olarak normalize edilmiştir. Rankine aktif toprak basıncı teorisine göre yapılan hesaplamada, yanal basıncın, dolgu şevinden ve kayma direncinden bağımsız olduğu varsayılmaktadır.

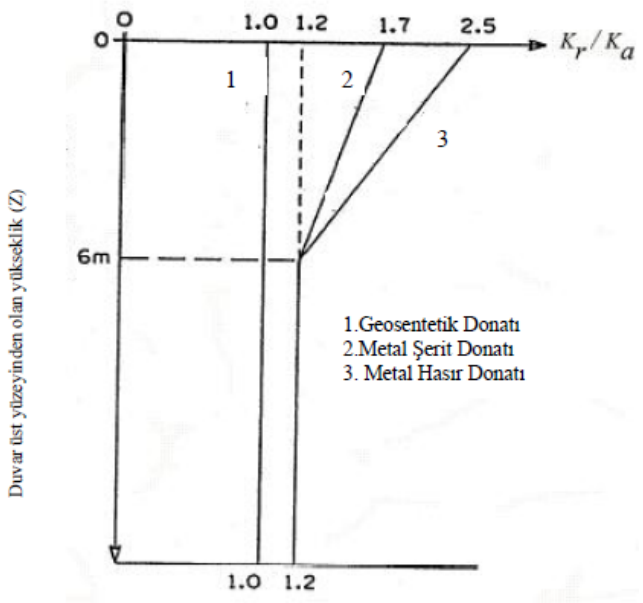
Coulomb toprak basıncı yöntemine göre aktif toprak basıncı hesaplamasında, varsayımlar aşağıda listelenen şekilde kabul edilir:

- Duvar sürtünmesinin olmadığı ve arka dolgu açısının (β) sıfır olduğu durum için K_a değeri:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\emptyset'_r}{2}\right) \quad \textbf{(1.28)}$$

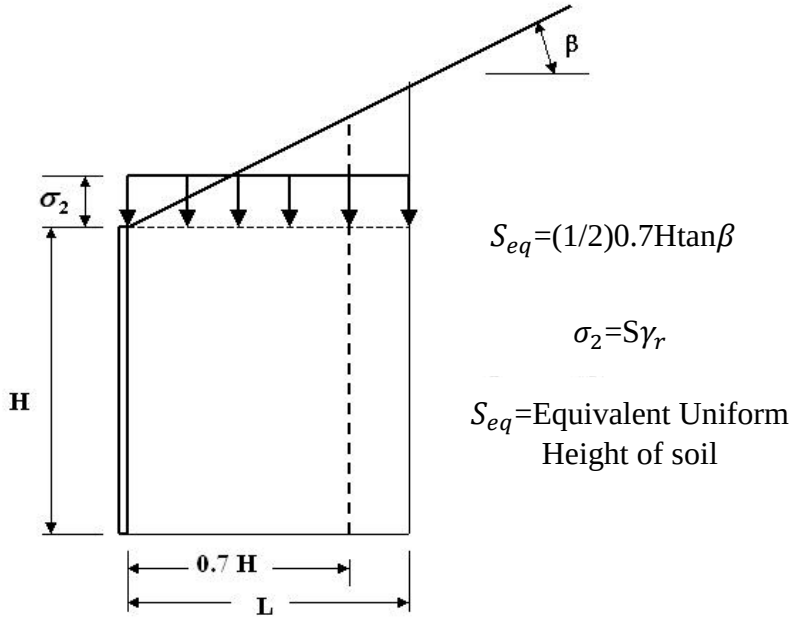
- Duvar yüzeyinin yatayla yaptığı açının (θ) 8 dereceye eşit veya daha büyük olması durumunda K_a, Coulomb denkleminin aşağıdaki basitleştirilmiş şekli kullanılabilir:

$$K_a = \frac{\sin^2(\emptyset + \emptyset'_r)}{\sin^3\theta\left[1 + \frac{\sin\emptyset'_r}{\sin\theta}\right]} \quad \textbf{(1.29)}$$



Şekil 3.11 : Duvar yüksekliğine bağlı yatay basınç katsayıları oranı (K_r / K_a) (Elias vd., 2001).

Sistemde oluşan düşey yük (σ_v) zeminin kendi ağırlığı, duvar üzerindeki dolgu ve çeşitli sürşarj yüklerinden dolayı oluşan gerilmelerin toplamıdır. Toplam duvar yüksekliği temsil eden parametreler, şev geometrisi baz alınarak hesaplanır. S_{eq} değeri için, kırık şevli dolguların eğim yüksekliğini geçmemesini kontrol etmek önemlidir (Şekil 3.12). Düşey gerilme, eşdeğer dolgu yüksekliğine ve donatılı dolgunun birim hacim ağırlığına sahip olan bir malzemeye eşittir ve toprakarme duvar bölgesinin üst kısmına düzgün şekilde uygulanır.



Şekil 3.12 : İç stabilite için şevli dolgu koşullarında düşey donatı gerilmelerinin hesaplanması (FHWA, 2009).

3.2.2.2 Zemin donatısının düşey dizilimini oluşturma

En optimize mühendislik tasarımına ulaşmak için duvarın tüm yüksekliği boyunca sabit donatı kesiti ve sabit donatı aralığı kullanılması tavsiye edilmez. Çünkü bu yöntem gereğinden fazla donatı kullanılmasına sebep olur ve duvarın her noktasında gerekli ve yeterli değerlerde değil, yüksek güvenlik faktörleriyle tasarım yapılmasına sebebiyet verir. Bu nedenle daha ekonomik tasarım için, duvar yüksekliği artarken donatı uzunluğu değiştirmek yerine donatının yoğunluğu optimize edilebilir.

Örneğin, duvarın üst kotlarında, ince şeritlerin 40x4 veya 50x4 kullanımı, alt kesimlerine göre daha uygundur; duvarın daha alt kesimlerinde şeritleri daha kalın, ancak üste göre daha az aralıklar ile kullanabiliriz. Bununla birlikte, homojen bir

donatılı zemin bloğu sağlamak için, donatının düşey mesafeleri 800 mm'yi geçmemesine özen gösterilmelidir (FHWA, 2009).

Toprakarme duvarlarda bu durumu gerçekleştirmek için genellikle iki yöntem uygulanabilir:

- Belirlenen aralıktaki donatı tipi sabittir. Bu durumlarda, şeritlerin boyutu, bağlantı elemanları veya donatılar arası mesafeler yükseklik ile sabit tutulur, ancak donatı tipleri değişmektedir. Örneğin, bir panelde sabit yatay mesafeler ile 40 x 4 mm'lik şeritlerin yoğunluğunu arttırarak stabiliteyi sağlamak yerine 50 x 4 mm'lik şerit tipi kullanılarak tasarım revize edilebilir.
- Toprakarme duvarların tasarımında ikinci ve yaygın yöntem, ekonomik bir çözüme ulaşmak için derinlik artışı ile donatılar arası mesafenin değiştirilmesi yerine donatı tipini ve uzunluğunu değiştirmektir. Örneğin, geotekstillerden veya geogridlerden yapılan tüm dolgu yüzeyli kaplamalı donatılarında, olağan bir yöntem olarak donatı yoğunluğunu T_{al}/S_v değiştirmek, özellikle boşluklu kaplama kullanılıyorsa düşey donatı mesafesini S_v değiştirmektir.

3.2.2.3 Donatı seviyelerindeki maksimum çekme kuvverlerinin hesabı

İç stabilite hesaplamalarında, yatay gerilmenin (σ_H) değerlendirilmesi ilk adımdır ve aşağıdaki gibi donatılı zemin bölgesi içindeki herhangi bir derinlikte elde edilebilir:

$$e_H = K_r[\sigma_V] + \Delta\sigma_H \qquad \textbf{(1.30)}$$

Burada:

K_r: Donatılı zemin bölgesindeki yanal toprak basıncı katsayısı olarak tanımlanır. Şekil 3.11'den elde edilir.

σ_V: Belirli bir derinlikteki düşey basınç değeridir.

σ_H: Harici yüklemeler sonucu olarak tamamlayıcı azami yük kombinasyonlu yatay gerilmedir.

İç stabilitede, aşağıda sıralanan azami yük kombinasyonlu düşey basınçları hesaplamak için bazı varsayımlar yapılmıştır:

1. Güçlendirilmiş zemin bölgesinin ağırlığı düşey gerilmeye neden olur ve bu yük türü, maksimum yükleme faktörüne karşılık gelen bir yük tipi olan "EV" olarak tanımlanır. Kritik gerilmeyi değerlendirmek için maksimum yükleme faktörü; $\gamma_{P\text{-}EV}$ = 1.35 olarak düşünülür.

2. Güçlendirilmiş zemin kütlesinin üzerindeki dolgudan gelen duvarın üstündeki düşey ek yüklerin tümü "EV" yük tipi olarak dikkate alınır. Ayrıca, trafik yükü ve demiryolu gibi hereketli yükler, h_{eq} yüksekliğinin tek tip dolgu ek yükü "EV" yük tipi olarak kabul edilir.

Dış stabilite analizinde, hereketli trafik yükü "LS" yük tipi olarak kabul edilir, çünkü dış stabilite analizinde, donatılı zemin kütlesi rijit bir blok olarak kabul edilir. Yük tipinde, iç stabilite analizinin aksine, "EV" yük tipi kullanılır, böylece donatılı zemin bölgesi içindeki donatı miktarı kontrol edilir.

3. Donatılı zemin bölgesinin γ_r birim hacim ağırlığı genellikle geri dolgununkinden daha büyüktür, ancak hesaplamada geri dolgunun birim hacim ağırlığı, donatılı zemin bloğunun birim hacim ağırlığına eşit olarak kabul edilir.

4. Projeye bağlı ve dolgu kaynağı ile ilgili olmayan bir diğer düşey yük, "ES" yük tipi olarak kabul edilir. Örneğin, donatılı zemin bölgesinin üzerine yayılmış bir zemin altındaki tekil temel basıncı yükü "ES" yük tipine aittir.

Düşey basınçlar arttırılmamış yüklere dayanıyorsa, aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$\gamma_{P-ES} = 1.50 \qquad \textbf{(1.31)}$$

Düşey basınçlar azami yük kombinasyonlu yüklere dayanıyorsa (yükler bir kez azami yük kombinasyonuyla arttırılır), tekrar arttırılmamaları gerekir; bu nedenle aşağıdaki gibi değerlendirilir:

$$\gamma_{P-ES} = 1.00 \qquad \textbf{(1.32)}$$

Yatay basınç yükleri "ES" kategorisinde sınıflandırılır. $\gamma_{P\text{-}ES}$ = 1.50 değerinin azami yük faktörü uygulanmasında "ES" yük tipine tahsis edilmiş ve yatay basınçların işlevi şu şekilde elde edilmiştir:

Yatay basınçlar servis yükleri olarak kabul edildiğinde, γ_{ESMAX} = 1.50 kullanılması tavsiye edilir, ancak yatay basınçlar azami yük kombinasyonlu yüklere dayandırıldığında, yükler hesaba katılmadan önce azami yük kombinasyonuna göre arttırıldığı için $\gamma_{P\text{-}ES}$ = 1.00 kullanılması önerilir (FHWA, 2009). Aşağıda gösterilen örnekler ve hesaplama yöntemleri, üç ana tip güçlendirilmiş donatılı zemin duvarlar (esnek istinat yapıları) içindir. Duvar tasarım yöntemi basitten karmaşık geometrilere kadar uzanmaktadır. Bazı durumlarda, yükler aşağıdaki kadar basit değildir. Bu durumlarda, mühendislik mantığı, karmaşık ek yükleme sistemine genişletilebilecek özel denklemler geliştirmek için kullanılır.

Birinci durumda, üzerinde herhangi bir ek yükleme olmadan yalnızca granüler dolgu malzemesi bulunan MSE duvarı dikkate alınır. Bu durum en basit MSE duvar geometrisini temsil eder.

Bu durumda, duvarın üst kotunun altındaki herhangi bir Z derinliğinde yatay gerilme kuvveti aşağıdaki gibidir:

$$\sigma_H = K_r\left[(\gamma_r Z)\gamma_{EV-MAX}\right] \quad \textbf{(1.33)}$$

Burada:

γ_r donatılı zemin bölgesindeki dolgunun birim ağırlığıdır,

γ_{EV-MAX} azami yük faktörüdür ve "*EV*" yük tipi için 1,35'e eşittir.

K_r değerinin hesaplanmasında aşağıdaki iki varsayım yapılır:

(i) K_r / K_a oranının değeri K_r / K_a, güçlendirilmiş toprak bölgesinin üst kesiminden başlayıp, donatı tipine bağlı olarak Şekil 3.11'de gösterilmektedir.

(ii) K_a Rankine yöntemi kullanılarak elde edilir.

İkinci durum genellikle yamaçlarda uygulanan istinat duvarı uygulamalarında karşılaşılmaktadır. Bu durumda, toprakarme duvarının eğimli bir dolgusu vardır. Duvarın üst kısmından düşey olarak herhangi bir Z derinlikte yatay gerilim aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$\sigma_H = K_r\left[\gamma_r(Z + S_{eq})\gamma_{EV-MAX}\right] \quad \textbf{(1.34)}$$

K_r'nin değeri aşağıdaki yaklaşım varsayılarak elde edilir:

(i) K_r / K_a oranının değeri, Şekil 3.11 dikkate alınarak elde edilir.

(ii) K_a Rankine yöntemi kullanılarak hesaplanır.

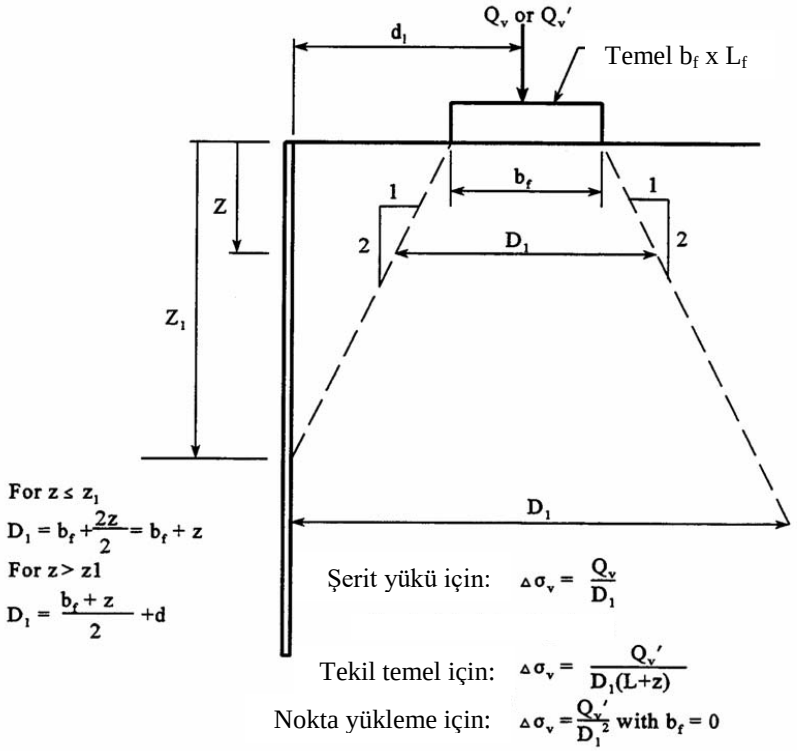
Üçüncü durum, hem dolgu hem de hereketli ek yüklerine sahip toprakarme duvarıdır. Bu vakalarla genellikle farklı seviyeli bölünmüş yollarda karşı karşıya kalmaktadır. Hereketli ve dolgu ek yüklerini, tek tip bir dolgu yüksekliği olarak kabul ediyoruz, h_{eq}; toprakarme duvaların üst kısmından düşey olarak herhangi bir Z derinlikte yatay gerilim aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$\sigma_H = K_r[\gamma_r(Z + h_{eq})\gamma_{EV-MAX}] \quad \textbf{(1.35)}$$

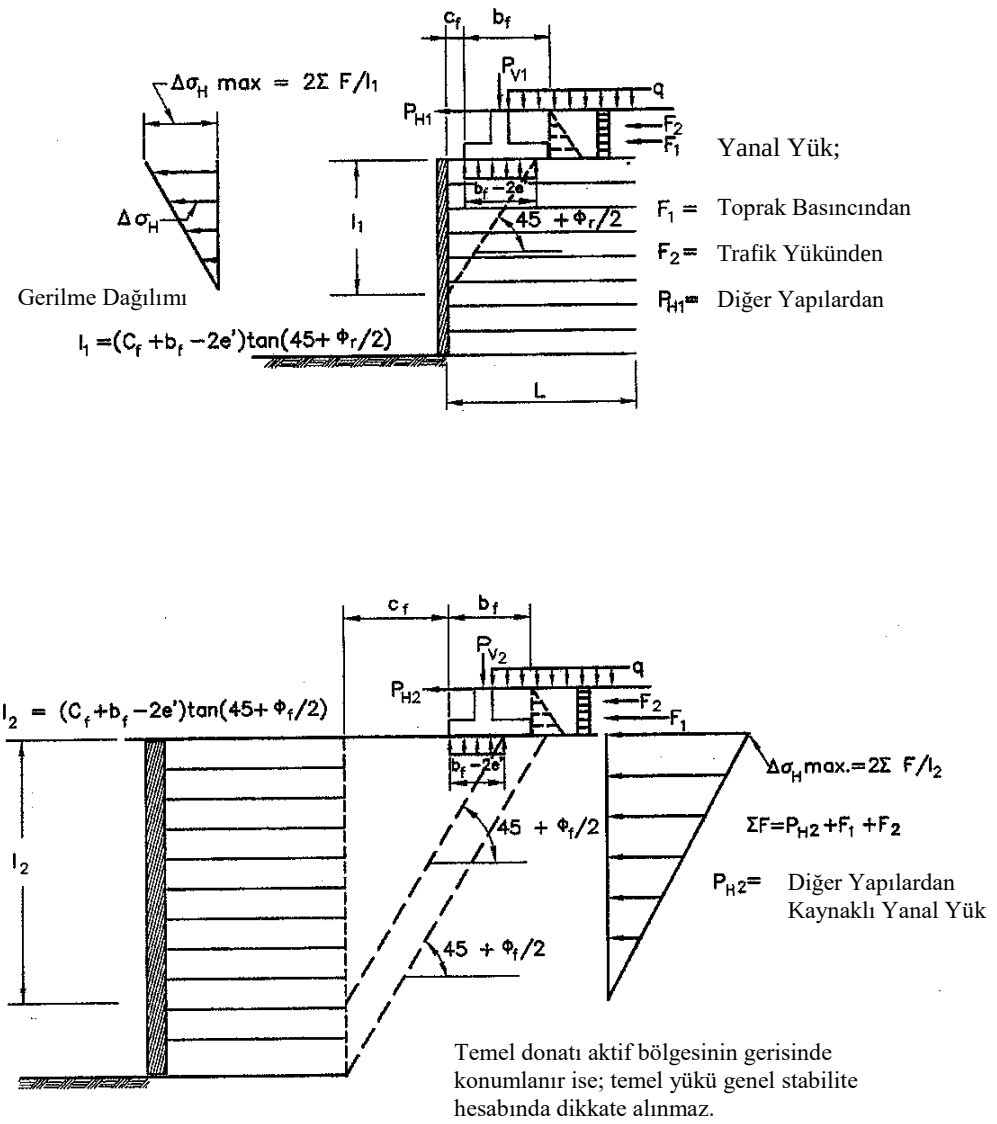
K_r değerini elde etmek için bazı varsayımlar yapılmıştır:

(i) Şekil 3.11'de gösterilen K_r / K_a oranının değişimi, derinlik ve donatı tipine bağlıdır.

(ii) K_a Rankine formülü kullanılarak elde edilir.



Şekil 3.13 : İç ve dış stabilite hesaplamaları için gerilmiş tekil yükten gerilme dağılımı (FHWA, 2009).



Şekil 3.14 : Gerilmelerin tekil yatay yüklerden dağılımı (FHWA, 2009).

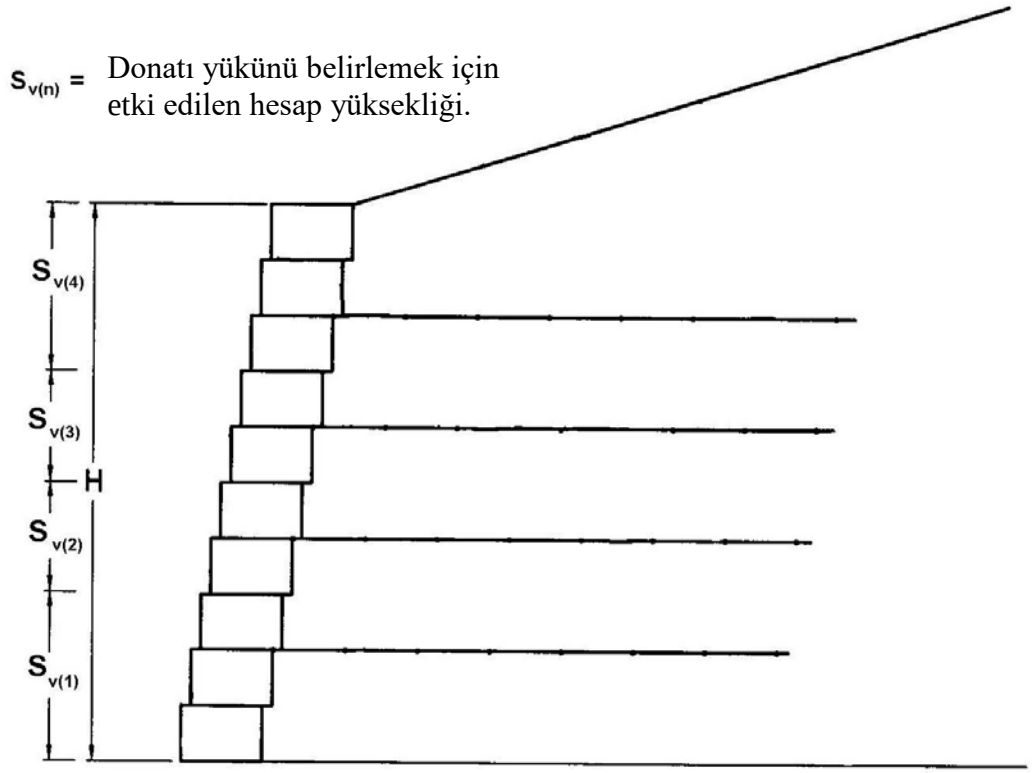
3.2.2.4 Donatıda maksimum gerginlik hesaplama

Maksimum yük konbinasyonundaki gerginlik, T_{MAX} , duvardaki birim genişlik başına her bir donatı seviyesi için elde edilen S_v düşey aralığına göre:

$$T_{MAX} = \sigma_H S_V \qquad \textbf{(1.36)}$$

S_v terimi, düşey olarak yakın donatıların ilgili seviyeden eşit aralıklarla yerleştirildiği her tabaka için düşey donatı aralığına eşittir (Bkz. Şekil 3.15).

σ_H terimi, düşey olarak yakın donatı kotlarının tam orta noktasında yer alan donatı seviyelerinden elde edilir. Duvarın ortasından farklı olarak, dikkat edilmesi gereken önemli nokta, duvarın üstündeki ve altındaki S_v değerleridir. Bu iki parça için (donatı üst ve alt tabakaları) S_v, birinci ve ikinci tabaka arasındaki olan orta nokta, ilgili tabaka ile duvar arasındaki üst ve alt kısım arasındaki toplam alandır. Daha kolay anlaşılması için, S_v mesafeleri Şekil 3.15'da gösterilmektedir.



Şekil 3.15 : Donatı yükü katkı yüksekliği (FHWA, 2009).

Yakın tabakalar arası mesafenin eşit olmadığı donatıların üst, orta ve alt tabakasında, maksimum donatı gerilimi, katkı yüksekliğinin ve bu katkı yüksekliğine etki eden ortalama yük kombinasyonundaki yatay gerilmenin bileşkesinden elde edilir. Maksimum donatı gerginliği, T_{MAX}, donatıların üst ve alt tabakaları ve yakın tabakalara eşit aralıklı olmayan ara tabakalar için, katkı yüksekliği ve o katkı yüksekliğine etki eden ortalama faktörlü yatay gerilmenin bileşkesi olarak hesaplanır.

Ortalama gerilme değeri, Şekil 3.15'de gösterildiği gibi katkı yüksekliğinin tepesindeki ve altındaki ya da katkı yüksekliğinin orta noktasındaki gerilmeye göre

hesaplanabilir. Çelik donatlar, çelik hasır ve geogridler gibi farklı donatılar için maksimum donatı gerginliğini hesaplamanın alternatif yolu, aşağıdaki donatı birim genişliği başına kuvvet cinsinden $P_{TMAX-UWR}$ denkleminden hesaplanabilir:

$$P_{TMAX-UWR} = \frac{\sigma_H S_V}{R_C} \quad \textbf{(1.37)}$$

Burada:

R_C: Şerit, tabaka veya ızgara genişliğinin yatay donatının merkezine olan yakın donatılı seviyeye olan oranıdır. Dolgu yüzeyini tamamen kaplayan donatılar için 1'e eşittir.

Belirli bir donatı için belirli bir panel boyutlarına göre prekast beton panellerde, birim genişlik başına kuvvet; T_{MAX}, panel genişliğine göre her panel donatısı için kuvvet $P_{(TMAX-UWR)}$ alternatifli olarak hesaplanabilir:

$$P_{TMAX-D} = \frac{\sigma_H S_V W_P}{N_P} \quad \textbf{(1.38)}$$

Burada:

P_{TMAX-D} : Aralıklı donatı elemanında azami yük kombinasyonlu yük

W_P: Beton panel genişliği

N_P: Panel genişliği başına aralıklı donatı sayısı; panelin geometrisine bağlıdır.

3.2.2.5 Dolgu ile donatı arasındaki aderans kuvvetinin hesaplanması

Yük kombinasyonlu dolgu direnci, nominal uzun dönem dayanım, donatı, dolgu, yüzey kaplama oranı ve uygulanabilir gerilme faktörü (φ) şeklindeki parametrelerin bileşeni ile elde edilir. Toprakarme duvar zemin donatılarının çekme gerilme değeri için gerilme faktörleri, Çizelge 3.6'daki donatı cinsine göre kategorilere ayrılmıştır.

Faktörlü çekme dayanımı T_r şuna eşittir:

$$T_r = \varphi T_{al} \quad \textbf{(1.39)}$$

T_{al} ve T_r, duvar birim genişliği başına, donatı elemanı başına veya birim donatı genişliğine göre açıklanabilir.

Çizelge 3.6 : Toprakarme duvarları için çekme ve kopma direnci için gerilme faktörleri Tablo 11.5.6-1, (AASHTO, 2007).

Donatı Tipi ve Yük Kombinasyonu		Gerilme Faktörü
Metal Donatı ve Bağlantılar	Şerit Donatılar	
	Statik Yükleme Durumu	0,75
	Kombinasyonlu Statik/Depremli Yükleme	1,00
	Kombinasyonlu Statik/Trafik Bariyer Etkisi	1,00
	Grid (Alansal) Donatılar	
	Statik Yükleme	0,65
	Kombinasyonlu Statik/Depremli Yükleme	0,85
	Kombinasyonlu Statik/Trafik Bariyer Etkisi	0,85
Geosentetik Donatı ve Bağlantılar	Statik Yükleme Durumu	0,90
	Kombinasyonlu Statik/Depremli Yükleme	1,20
	Kombinasyonlu Statik/Trafik Bariyer Etkisi	1,20
Donatıların Çekme Dayanımı (Metal ve Geosentetik)	Statik Yükleme	0,90
	Kombinasyonlu Statik/Depremli Yükleme	1,20
	Kombinasyonlu Statik/Trafik Bariyer Etkisi	1,20

3.2.2.6 Her seviyede zemin donatı elemanı sınıfı seçimi

Aşağıdaki üç adım belirlendikten sonra:

- Zemin donatılarının düşey yerleşimi
- Her donatı seviyesinde maksimum yük kombinasyonlu çekme kuvveti
- Maksimum yük kombinasyonlu zemin donatı aderans kuvveti

Bir sonraki adım, kabul edilen düşey donatı yerleşimi için donatı kuvveti ve donatı sayısı (şeritleri) dikkate alınarak uygun donatı sınıfının seçilmesidir. Daha sonra bu düzende, aşırı durum yüküne sahip olan çekme gerilmesi kontrol edilmelidir.

Donatıların çekme dayanımına ilişkin kararlılık şunları gerektirir:

$$T_{MAX} \leq T_r \qquad \textbf{(1.40)}$$

Burada:

T_{MAX} , bir donatıdaki azami yük kombinasyonlu yük ve T_r ise azami yük kombinasyonlu donatı çekme değeridir.

3.2.2.7 Çekme kapasitesine karşı (sıyrılma) iç stabilite kontrolü

Donatıların çekme kapasitesine ilişkin stabiliteyi kontrol etmek için, azami yük kombinasyonlu etkili çekme uzunluğunun donatıdaki azami yük kombinasyonlu çekme yüküne bölünmesi 1'den büyük olmalıdır. Bu nedenle, her donatı tabakası, çekme dayanımı olarak kontrol edilmelidir. Gerilme yükleri, donatı tabakalarından farklı olabilir. Bu nedenle, aşağıdaki denklem yerine getirilmelidir:

$$\emptyset L_e \geq \frac{T_{MAX}}{F^* \alpha \sigma_V C R_C} \qquad \textbf{(1.41)}$$

Burada:

L_e : Donatının gerilme bölgesindeki gömülme boyu.

T_{MAX}: Donatının azami gerilme değeri.

$\emptyset$: Zemin donatısı çekme değeri için gerilme faktörü.

F^* : Derinliğe bağlı çekme direnci faktörü.

α : Ölçek düzeltme faktörü.

σ_V : Dağıtılmış ölü yük ek yükleri ilave ederek, gerilimli bölgedeki donatı seviyesinde gerçekleşmemiş düşey gerilme.

C : Şerit, grid, ve tabaka tipi donatılar için ikiye eşittir.

R_C: Donatı dolgu yüzey kaplama oranı.

Bu nedenle, gerilme bölgesindeki potansiyel arıza yüzeyinin ötesinde gerekli gömme uzunluğu aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$L_\circ = \frac{T_{MAX}}{\emptyset F^* \alpha \sigma_V C R_c} \geq 1\text{m} \qquad \textbf{(1.42)}$$

Trafik veya diğer hereketli yükler duvarın üstünde olduğunda, şu noktaları göz önünde bulundurmak önerilmektedir:

- Maksimum donatı gerginliği, hareketli yüklerle hesaplanmalıdır.
- Çekme direnci, hereketli yükler göz önüne alınmadan elde edilebilir.

Diğer bir olasılık, hareketli yüklerin duvarın ön tarafında bulunması, ancak donatı gömme uzunluğunun üstünde olmamasıdır. Hareketli yük aynı anda aktif ve gerilme bölgelerine veya yalnızca gerilme bölgesine yerleştirilmişse, çekme direnci ve T_{MAX}'ın hesaplanması hareketli yük olmadan yapılabilir (AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications).

Tüm donatı tabakaları için kriter sağlanamadığında, donatı uzunluğu arttırılmalıdır, ancak yine de yeterlilik noktalarına ulaşamazsa, birim genişliğine göre daha fazla çekme direnci olan donatı kullanılmalıdır, ya da T_{MAX} değerini düşürmek için donatı dikey aralığı azaltılmalıdır.

$$L = L_a + L_e \tag{1.43}$$

Burada:

L_a: donatının aktif bölgede kalan kısmının boyudur ve köprü kenarayakları gibi tekil dış yükleri desteklemeyen basit yapılar için Şekil 3.16'dan elde edilir. L_a değeri için aşağıdaki bağıntılarda kullanılabilir:

Şekil 3.16 : Eğimli bir dolgunun altında gerilimli bölgedeki donatı seviyesinde nominal düşey gerilme (FHWA, 2009).

Uzayabilen donatı, dikey yüz ve yatay dolgu içeren toprakarme duvarlar için:

$$L_a = (H - Z)\tan(45 - \frac{\emptyset'}{2}) \tag{1.44}$$

Burada:

Z: Donatı seviyesinin derinliği.

Uzayamayan donatıya sahip duvarlar için dikey yüzey ve H / 2 değerine kadar:

$$L_a = 0{,}6(H - Z) \tag{1.45}$$

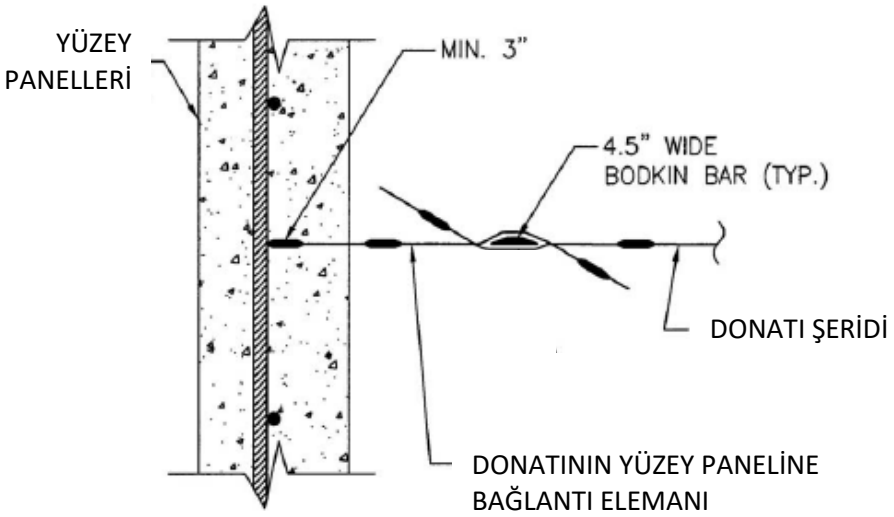
Uzayamayan donatılara sahip bir duvarın üst yarısı için, dikey yüz ve yatay dolgu maddesi aşağıdaki denkleme göre hesaplanır:

$$L_a = 0{,}3H \quad \textbf{(1.46)}$$

Yapım kolaylığı için, her bir panel için gerekli olan maksimum uzunluğa dayanarak genellikle bir tek tipte uzunluk seçilir. Bununla birlikte, eğer iç stabilite tahkikine göre şerit uzunluğu kontrol edilirse, iç stabilite ve maksimum dış stabilite gereksinimlerinin bir kombinasyonuna dayanarak duvarın yüksekliği ile doğru orantılı olarak maksimum uzunluk ihtiyacına göre tabandan başlayarak duvar üst kotuna doğru değiştirilebilir.

3.2.2.8 Bağlantı elemanlarının dayanıklılık kontrolü

Donatıların yüzey panelleri ile bağlantısı tüm sınır durumları için T_{MAX} değerine göre tasarlanmalıdır. Bağlantı kelepçelerinin gerilme faktörleri, donatıların dayanımıyla aynıdır ve Çizelge 3.6'da listelenmiştir (Madde 11.10.6.2.2 (AASHTO, 2007)). Toprakarme istinat sistemleri için metal şerit donatılar, Bölüm 2.3.2'de anlatıldığı gibi beton panellerin imalatı sırasında içerisine ankre edilen kelepçe elemanlarına civatalar ile bağlanmaktadır (Şekil 3.17). Panel içerisine gömülü kelepçenin bir ankraj olarak kapasitesi, kullanılan her bir geometri için AASHTO (2007) Madde 5.11.3'de yer aldığı şekilde istenen testlerle kontrol edilmelidir.



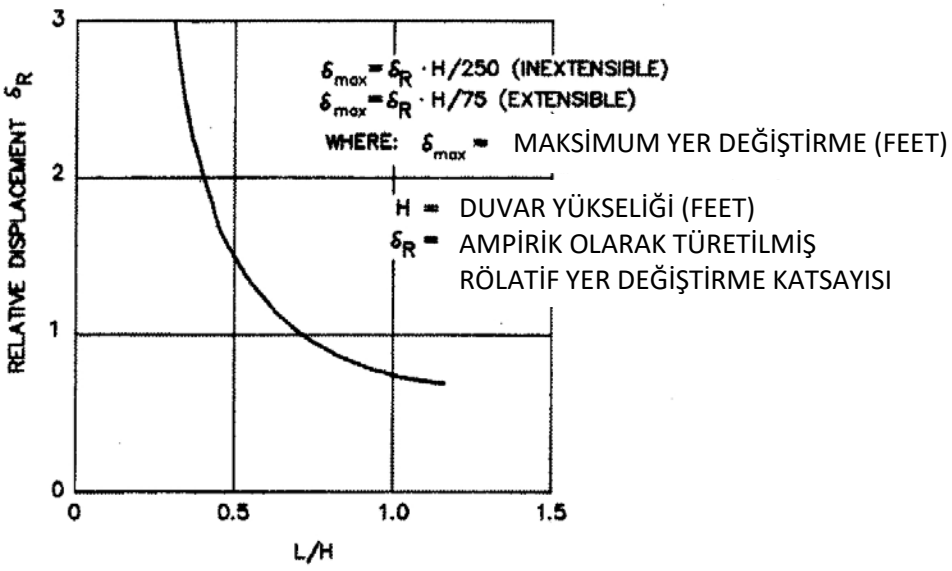
Şekil 3.17 : Bağlantı elemanları ve prekast yüzeyin kesit görünümü (FHWA, 2009)**.**

3.2.2.9 Yüzeydeki yanal deformasyon hareketleri

Bir toprakarme duvar yüzeyindeki yanal deformasyonlar, genellikle uygulama sırasında meydana gelir. Öte yandan sürşarj yükleri, seçilmiş dolgu oturmaları veya zeminin uzun dönem oturmaları gibi inşaat sonrası servis ömrü boyunca da yanal hareketler gerçekleşebilir.

Yanal yer değiştirmenin büyüklüğü dolgu yerleşimi ve sıkıştırma tekniğine, sıkıştırma titreşimine, donatının uzayabilirliğine, donatı uzunluğuna, donatıya karşı bağlantı detaylarına ve yüzey paneli detaylarına bağlıdır (Seyedtehrani, 2016). İnşaat sırasında meydana gelebilecek basit toprakarme duvarlarının muhtemel yanal yer değiştirmelerinin kabaca tahmini, ampirik korelasyonlara dayanarak gerçekleştirilebilir (Şekil 3.18). Genel olarak kabul edilen yaklaşım, donatının uzunluk-yükseklik oranının 0,5 H'lik teorik alt limitinden, AASHTO'da belirtilen 0,7 H'lik orana yükseltilmesinin deformasyonu yaklaşık yüzde 50 azalması yönündedir. Köprü kenarayakları gibi kritik yapılar için daha kesin bir tasarım analizi gerekmektedir, bu nedenle sayısal modelleme kullanarak daha doğru hesaplamalar ile deformasyon tahminlerini daha kesin hale getirmek mümkün olmaktadır.

Tasarım mühendisi, deformasyon tepki analizini yaptığı toprakarme yapının yatay (ve düşey) yer değiştirme değerlerine göre performans ve servis ömrünü öngörerek önlemler alabilir. Yatay deformasyon analizleri, çoğu durumda sistemin çalışma durumu hakkında fikir vermesi açısından yaklaşık olarak öngörülmekte, kesin sonuç vermemektedir. Sonuçların kesin sonuç verememesinin başında, yüzey panelleri, panel bağlantıları veya granüler geri dolgu seçimini etkileyen faktörler gelmektedir.



Şekil 3.18 : Toprakarme duvarlarda uygulama sırasındaki yanal yer değiştirmeyi tahmin etmek için ampirik eğri (FHWA, 2009).

Yukarıda bahdesildiği gibi Şekil 3.18'de verilen bağıntılar bir klavuz olarak kullanılabilir. Fiiliyatta oluşan gerçek yer değiştirmeler, Şekil 3.18'deki parametrelere ek olarak, zemin/dolgu özelliklerine ve sıkıştırma başarısına bağlı olacaktır.

4. TOPRAKARME İSTİNAT DUVARI ANALİZ YÖNTEMLERİ

4.1 Limit Denge Yöntemi ile Tasarım

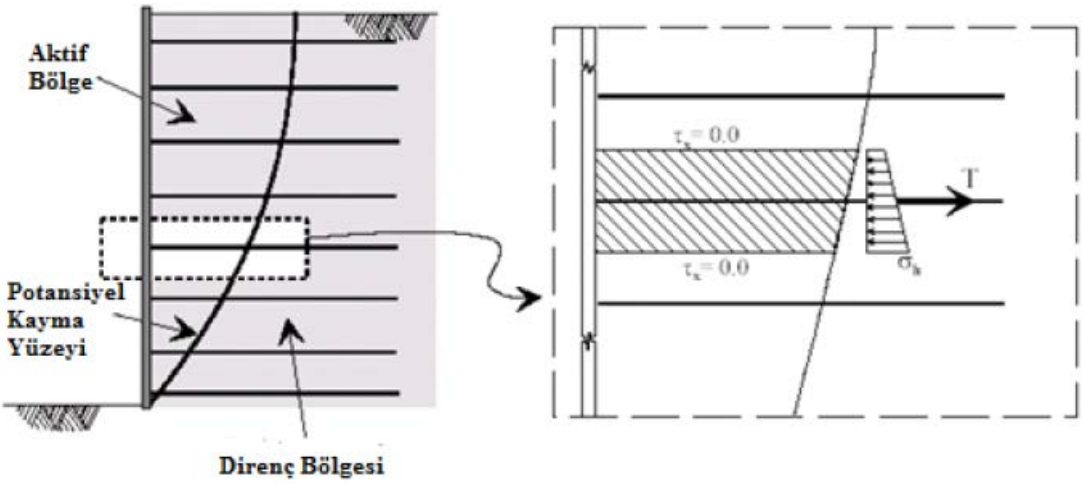
Donatılı zemin istinat duvarlarının analizleri yapılırken temel alınan kurallar, genel olarak limit denge analizlerine dayanmaktadır. Limit durum tasarımı (LSD), yapı mühendisliğinde kullanılan tasarım yöntemidir. Limit durum yönteminde iç ve dış stabilite analizleri kontrol edilebilmektedir. İstenilen tüm geometrilerdeki kayma yüzeyleri, bu analiz yöntemi ile tasarlanabilmektedir. Limit denge yöntemi ile yapılan analizlerde potansiyel yenilme yüzeyi üzerindeki zemin kuvvet ve moment dengesi araştırılmaktadır.

4.1.1 Limit durum hesaplamalarındaki varsayımlar

Toprakarme istinat yapılarının tasarımı, uzun yıllar yapılan deneyler boyunca güvenli olduğu kanıtlanan ve toprakarme duvarları hesaplamanın en hızlı yolu olarak belirlenen limit durum hesaplamaları ile yapılmıştır. Toprakarme donatıları için yapılan temel varsayımlardan ilki, zemin ile arasında oluşan sürtünmeyle etkileşimidir.

Zeminin çekme dayanımının hesaplanması için aşırı yük basıncına katsayı uygulanır. Tipik kesit varsayımı, daha önce bahsedildiği gibi zeminin aktif bölgesinin tanımlanmasında yapılmıştır.

Toprakarme sistemlerinde uzayabilen ve uzayamayan donatıların kullanılması için farklı hesap kabulleri yapılmaktadır. Deneysel çalışmalara bağlı olarak, araştırmacılar uzayabilen ve uzayamayan donatılar için aktif bölgenin yeri ile gerilimli bölge sınırları hakkında önemli bilgiler sağlamaktadır (Şekil 4.1).



Şekil 4.1 : Toprakarme duvarlarda aktif ve gerilimli bölge (Liang, 2004).

4.1.2 Nümerik analiz programları

Toprakarme sisteminin iç ve dış stabilite analizlerini yaparken birden fazla limit denge nümerik analiz programlarından yararlanılmaktadır. Bu bölümde çalışmada kullanılacak olan programlardan bahsedilecektir.

4.1.2.1 Valdez yazılımı

Valdez programı, esnek istinat duvarına örnek olarak verilen toprakarme istinat yapılarının iç ve dış stabilite limit denge analizlerini yapmak amacı ile kullanılmaktadır. Daha önce de bahsedildiği gibi, limit denge analizi, kullanılan malzemelerin ve en kritik koşullar altındaki yüklerin (Psödo-statik deprem yükü) sınırlarına göre hazırlanmıştır. Valdez yazılımı, Reinforced Earth şirketi tarafından kullanılmak üzere özel olarak tasarlanmıştır. Program sadece toprakarme duvar analizleri için çalışan bir nümerik yazılım olduğu için kullanıcı dostudur ve dikdörtgen ve trapez olmak üzere iki tür tasarım kesitini için çözüm sunabilmektedir. Ayrıca, palyeli duvarlar için çeşitli yüksekliklerde kademeli duvarların tasarımına olanak sağlamaktadır. Valdez yazılımı ile dış stabilite için gerekli tüm kontroller, toprakarme duvarı bütün (donatı ile güçlendirilmiş bölge) halde dikkate alarak yapılır. İç stabilite kontrolü ise, toprakarme duvarın prekast panellerinde yanal toprak basıncını karşılayacak, sürtünme elemanları olarak çalışan uygun miktarda şerit donatıyı göz önüne alınarak hesaplanır.

Valdez programı, istenilen tüm şerit bilgileri girildikten sonra çeşitli geometrilerde tasarım yapabilme kabiliyeti ve farklı şeritler üzerinde kısa sürede hesaplama prosedürüne göre tasarladığı için yaygın olarak kullanılır. Bununla birlikte Valdez programı, toprakarme duvar için gereken donatı şeritlerinin güvenilir miktarını ve uzunluğunu dikkate alarak hızlı bir şekilde sonuç vermektedir.

Programın çalışma prensibinde, Şekil 4.2'de görüldüğü gibi, her bir analiz durumu için farklı güvenlik katsayıları hesaba katılmaktadır. Güvenlik katsayıları hesaba katılarak gerçekleştirilen analizler neticesinde, programdan alınan sonuçlar aşırı tasarım faktörü (overdesign factor) olarak değerlendirilir. Burada ulaşılan tasarım sonuçlarının, her bir analiz cinsi için bir (1,0) değerinin altında olmaması şartı gerçekleştirilmelidir.

FACTORS :

load cases	LFw	Load factors LFp	LFq1	LFq2	R.E density
1	1.35	1.35	1.35	1.35	2
2	1.00	1.35	1.00	1.35	1
3	1.00	1.00	1.00	1.00	2
1s	1.00	1.00	1.00	1.00	2
2s	1.00	1.00	1.00	1.00	1

R.E density : 1 = min - 2 = max

Safety factors	FSg	FSgc	FSr	FSc	FSt	FSf
Static	1.20	1.65	1.50	1.50	1.50	1.35
Seismic	1.20	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00
Method factors						
Static	1.000		1.000	1.000	1.000	1.000
Seismic	1.000		1.000	1.000	1.000	1.000

Şekil 4.2 : Valdez yazılımı analiz aşırı tasarım faktörleri (overdesign factors).

4.1.2.2 Slide yazılımı

Slide programı Rocscience firması tarafından bulunan, limit denge yöntemine göre kaya ve zeminlerde iki boyutlu şev stabilitesini analiz etmek için geliştirilen bir yazılımdır. Slide yazılımı, süreksizlikler, toprak dolgular ve esnek istinat yapıları gibi her türlü dolgu yapısı, doğal şevlerin veya her türlü örselenmiş zeminin hem tasarımında hem de analizinde kullanılabilir (Kabakçı, 2017).

Kompleks geometrili durumlarda, bu yazılım hem dairesel hem de dairesel olmayan bir bileşen içeren kompozit yüzeyleri inceleyip analiz edebilmektedir. Slide programı, kullanıcı dostu bir grafik arayüzüne sahiptir ve çok çeşitli modelleme ve veri yorumlama işlevleri sunar. Analizin geometrisi kendi içerisinde çizilebileceği gibi, AutoCAD programından dxf formatında çizim dosyasını içerisine aktarılabilme imkanı sunar. Statik durum için güvenlik faktörlerini hesaplayarak dairesel ve dairesel olmayan şevlerin yenilme yüzeyleri için sismik durumlarda bölgenin yatay ivmesini göz önünde bulundurur. Slide, dokuz adet analiz metodu ile ayrı ayrı çözüm yapabilmektedir. Bunlar; Ordinary, Bishop, Janbu, Düzeltilmiş Janbu, Spencer, Corps of Engineers 1, Corps of Engineers 2, Lowe-Karafiath, GLE/Morgenstern-Price yöntemleri olarak sıralanmaktadır. Günümüzde en yaygın tercih edilen Bishop ve Janbu yöntemleridir. Zemin yaklaşık olarak kayma yüzeyine dik 25 dilime bölünür. Dilim sayısı artırılabilmekle beraber 100'den fazla dilim tavsiye edilmemektedir (Slide 5.0, 1997).

Slide yazılımı sayesinde, geoteknik ve jeoloji mühendisleri özellikle şevleri analiz etmek ve tasarlamak için özel olarak oluşturulmuş bir yazılım paketine sahip olmuşlardır. Slide yazılımı ile şevlerin yenilme yüzeyinin tespiti sayesinde zemin çivisi tasarımı ile şevlerde aktif ve pasif gerilme bölgesini bulmak kolay hale gelmiştir. Geri hesap yöntemine de olanak sağlayan yazılım, sistemdeki donatı kuvvetlerinin istenen güvenlik katsayılarına göre hesabını da mümkün kılmaktadır (Rocscience Inc., 2011).

Slide yazılımı ile yapılan analiz sonucu en düşük güvenlik katsayısının içerdiği zemin çivili duvar kesitini grafiksel olarak sonuç sayfasına yansıtılmaktadır.

4.2 Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Tasarım

1943 yılında R. Courant tarafından geliştirilmiş olup, diferansiyel denklemlerle ifade edilen mühendislik problemlerinin analizi için geliştirilen nümerik bir çözüm yöntemidir. Matematiksel ifadeler ile sürekli problemlerin genel çözüm yöntemi olarak tanımlanan sonlu elemanlar yöntemi ilk kez Zienkiewicz (1977) tarafından kullanılmıştır. Sürekli bir ortam sonlu elemanlara bölünerek denklemler bir eleman için yazılmakta ve integre edilerek sistem denklemleri elde edilmektedir (Koerner, 1998). Bahsi geçen "sonlu elemanlar", mesh denilen küçük parçalardan oluşur ve her biri için analiz sırasında matris çözümü gerçekleştirilir. Meshlerin sayısı arttıkça

çözümün hassaslığı da artmış olur. Courant titreşim sistemlerine çözümler üretmek için Ritz sayısal analiz yöntemini değişken analizin minimize edilmesi için kullanmıştır. Sonlu elemanlar yöntemi ile, kompleks bir problem basit denklemler haline getirilir ve daha sonra tüm problemi modelleyen daha büyük bir denklem sistemi oluşturulur.

Geoteknik mühendisliğinde karşılaşılan problemlerde yaygın biçimde kullanılan sonlu elemanlar yöntemi, belli aşamalar takip edilerek analiz edilmektedir. Öncelikle analizi yapılacak problemli durum netleştirilir. Sonrasında yapılan sondaj çalışmaları irdelenerek zemin özellikleri ve yeraltı suyu seviyesi belirlenir, probleme uygun zemin modelinin seçilerek sınır koşullarının belirlenir. Sırasıyla kazı kademeleri belirlenmesi, belirlenen tüm koşulların sonlu elemenlar yöntemine göre çizilmesi ve analiz edilmesi ile tasarım sonlandırılmaktadır (Xanthakos, 1994).

4.2.1 Plaxis yazılımı

Limit denge yöntemi ile dayanım sınır durumları analiz edilebilmekte olup zemin deformasyonları ve duvar deplasmanları bu yöntemle tespit edilememektedir. Deplasman analizlerinin sağlıklı bir şekilde analiz edilebilmesi için günümüzde birçok matematiksel yöntem tercih edilmektedir (Kabakçı, 2017). Plaxis 2D programı, iki boyutlu deformasyon analizi ve geoteknik mühendisliği stabilite analizlerinde çözüm üreten bir sonlu elemanlar yöntemidir. Plaxisin gelişimi ilk olarak Hollanda ‘da 1987 yılında Delft University of Technology’de başlamıştır. Programın ortaya çıkmasındaki ilk amaç, Hollanda ovalarında yumuşak zeminlerdeki su bentlerinin analizi için kolay bir 2 boyutlu sonlu eleman kodu geliştirmek içindir. Sonraki yıllarda, Plaxis geoteknik mühendisliğin diğer alanlarını içermesi için geliştirilmeye devam etmiştir. İlk Plaxis 2D programı gerilme-şekil değiştirme analiz lerini içermesi ile 1998 yılında oluşturulmuştur (Tarakçı, 2017). Plaxis sonlu elemanlar analiz programı geoteknik mühendisliği projelerinin tasarımında ihtiyaç duyulan deformasyon ve stabilite analizleri, zemin yapı etkileşimi, gerilme şekil değiştirme, yükleme, konsolidasyon, taşıma gücü, akım ağı, zemin dinamiği konularında malzeme çeşitliliği olan durumlarda kullanılmakta olan ve gerçeğe yakın sonuçlar vermesi ile tercih sebebi haline gelmiştir (Emir, 2005). Program kapsamında nonlineer simülasyonla oluşturulmuş modellerin zamana dayalı ve anizotrop davranışları zemin ve kayaları birleştirir. Sürekli bir ortam sonlu

elemanlara bölünerek, denklemler bir eleman için yazılır ve integre edilerek sistem denklemleri elde edilir. Sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklem, lineer bir denklem takımına indirgenerek çözüm yapılır (Berilgen, 2016). Plaxis tüm sistemi "mesh" adı verilen elemanlara böler. Her eleman tercihe göre 6 veya 15 düğüm noktasından oluşturulur. Düğüm noktasının sayısı, sistem çözüm hızını ve elde edilen çözümün doğru sonuçlara yaklaşımını etkilemektedir. 15 düğümlü eleman çözümü ile 6 düğümlü eleman çözümüne göre daha yavaş ancak doğru sonuca daha yakın sonuç elde edilir (Alhabshi, 2006).

Yapı ve zemin arasında kesişim modeli oluşturulmasına imkan sağlar. Plaxis üzerinde yer alan Sismik modül ise zeminleri analiz eder ve deprem gibi sismik yükleme etkisinde kalmış yapıların analizini mümkün kılar .

Ayrıca, zemin çok tabakalı malzemelerden oluştuğu için zemindeki hidrostatik ve hidrostatik olmayan boşluk basınçlarıyla başa çıkmak için özel prosedürler gerekir. Zeminin modellenmesi önemli bir konu olmakla birlikte, birçok projede modelleme yapıları ve yapıların zeminle etkileşimini Plaxis ile mümkün olmaktadır (Brinkgreve & Broere, 2004). Bir modelin, alttaki doğal zemin tabakalarını, yapısal nesneleri, inşa aşamalarını ve yükleri temsil edecek bir çerçevede olması gerekir (Saydal, 1996).

Bu tez çalışmasında Plaxis 2D versiyon 2019 yazılımı kullanılmıştır. Plaxis 2D - 2019 sürümünde sekiz adet malzeme modelini kullanıma sunmaktadır. Zemin cinsine göre kullanılacak model seçilebilmektedir. En yaygın kullanılan model tipleri, Mohr-Coulomb ve Pekleşen Zemin modelleridir. Literatürde birçok zemin modeli verilmesine ve kullanılmasına rağmen bu çalışma kapsamında aşağıda anlatılacak olan zemin modeli ve duraylılık analiz programlarından yararlanılmıştır.

4.2.1.1 Pekleşen zemin modeli (hardening soil model) tanımı

Tasarım modeli oluşturulurken zemin mekaniği problemlerinin analizinde yaygın olarak kullanılan Pekleşen Zemin (Hardening Soil) modeli referans alınmıştır. Plastisite teorisi çerçevesinde oluşturulan gelişmiş bir model olan pekleşen zemin modeli, farklı tiplerdeki zemin davranışlarının modellenebileceği kapsamlı bir model özelliği sunmaktadır (Schanz, Vermeer, & Bonier, 1999). Özellikle gerilmeye bağlı rijitlik artışı, üç farklı rijitlik parametresi ile yükleme-boşaltma ve elastik-plastik ayrımının göz önüne alınması, Hardening Soil modeli kullanılarak yapılan analizlerin

gerçeğe daha yakın sonuçlar vermesini sağlamaktadır. Hardening Soil modeli için kullanılan zemin parametreleri c (kohezyon), ∅ (kayma mukavemeti açısı) ve ψ (genleşme açısı) gibi plastik parametrelerin yanında elastisite modülü E50 (üç eksenli yükleme rijitliği), E_{ur} (üçeksenli boşaltma-yükleme rijitliği) ve E_{oed} (ödometre yükleme rijitliği) olmak üzere üç farklı şekilde tanımlanmıştır.

Çizelge 4.1 : Pekleşen zemin modeli rijitlik parametreleri.

Pekleşen zemin modeli rijitlik parametreleri
E_{50}^{ref} Drenajlı üç eksenli deneylerle elde edilen sekant rijitliği $$E_{50} = E_{50}^{ref}\left(\frac{c\cos\phi - \sigma_3' \sin\phi}{c\cos\phi + p^{ref}\sin\phi}\right)^m$$
E_{oed}^{ref} Drenajlı odömetre deneyleriyle elde edilen tanjant rijitliği $$E_{oed} = E_{oed}^{ref}\left(\frac{c\cos\phi - \frac{\sigma_3'}{K_0^{nc}}\sin\phi}{c\cos\phi + p^{ref}\sin\phi}\right)^m$$
E_{ur}^{ref} Elastik yükleme/boşaltma rijitliği $$E_{ur} = E_{ur}^{ref}\left(\frac{c\cos\phi - \sigma_3' \sin\phi}{c\cos\phi + p^{ref}\sin\phi}\right)^m$$

Bu denklemlerde "m" gerilmeye (yükleme seviyesi) bağlı rijitlik değeri için girilen üs değeridir, kum ve siltler için genellikle 0.5~1 belirlenmiş, yumuşak zeminler için ise genellikle 1 olarak alınmaktadır. Bazı araştırmacılar bu değerleri Norveç kumu ve silt için 0.5 (Janbu, 1963) yumuşak killer için 0.38~0.84 (Kempfert & Gebreselassi, 2006) olarak hesaplamışlardır.

4.2.1.2 Mohr-Coulomb zemin modeli tanımı

Zeminin elasto plastik davranış sergilediğini gösteren ilk zemin modeli olan Mohr Coulomb, gerilme-şekil değiştirme eğrisinin birinci bölgesinde elastik, ikinci bölgesinde ise mükemmel plastik bir malzeme olduğu varsayımına dayanır (Şengün, 2013). Lineer elastik mükemmel plastik gerilme şekil değiştirme davranışını yansıtan zemin modelinde, malzeme davranışını ve elastisitesini; Elastisite modülü E ve Possion oranı ν, zeminin plastisitesini ise zemin kayma mukavemeti ϕ, zemin kohezyonu c ve dilatasyon açısı ψ parametreleri göstermektedir (Şengün, 2013).

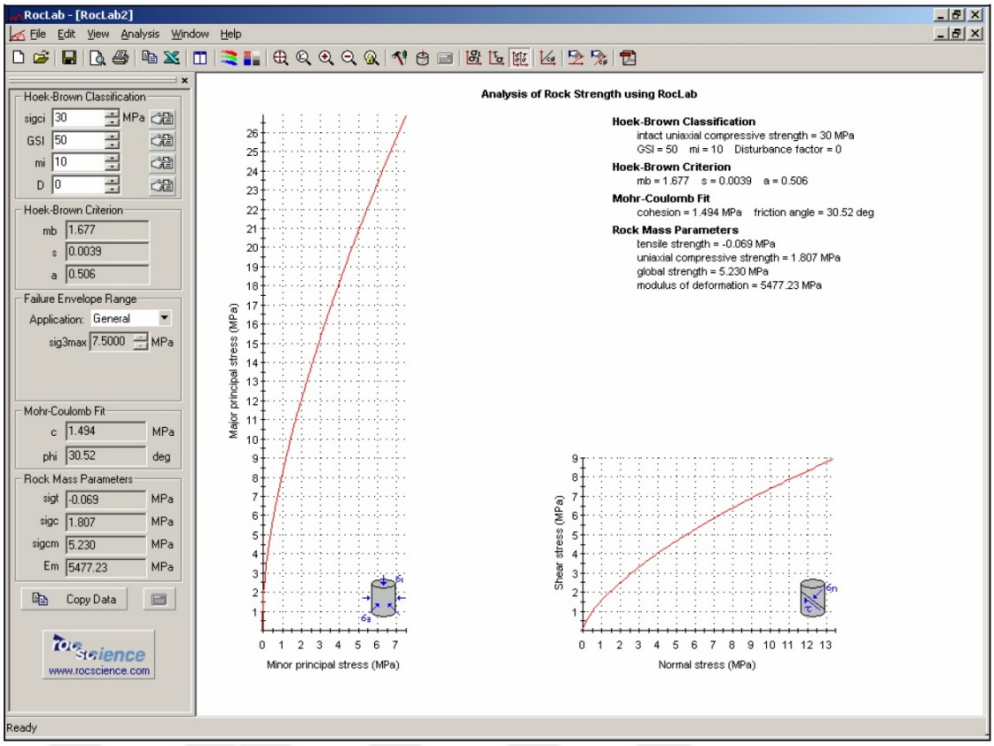
Mohr-Coulomb zemin modeli zeminlerin gerilme altında pekleşme ve yumuşama gibi özelliklerini iyi modelleyemez, bu nedenle özellikle gevşek kumlar ve aşırı konsolide kil davranışını incelerken analizde tercih edilmemektedir (Bahadır & Onur, 2017). Ayrıca her bir zemin tabakası için ortalama sabit zemin rijitliği belirlenebilmekte ya da zemin rijitliğinin derinlik boyunca artırılması sağlanabilmektedir. Mohr-Coulomb zemin modeli, zemin rijitliğini sabit olarak dikkate aldığı için hesaplamalar hızlı bir şekilde yapılabilmekte ve deformasyonlarla ilgili ilk tahminlere pratik bir şekilde fırsat sunabilmektedir. Yükleme-boşaltma durumlarımda detaylı bir sonuç elde edilemediği için, kazı problemlerinde genelde önerilmemektedir (Şengün, 2013). Daha çok limit analiz problemlerinde yani toprak dolgu barajların, dolguların, şevlerin, istinat duvarlarının stabilite çözümlerinde (güvenlik analizi) ve yüzeysel temel projelerinin taşıma gücü hesaplarında kullanılması daha uygun görülmektedir (Şengün, 2013).

Bu çalışmada analiz edilecek toprakarme duvar geri dolgusunun oturduğu kaya zemin, yukarıda bahsedilen durumlar göz önüne alınarak Mohr-Coulomb zemin modeli parametreleri ile tasarlanacaktır.

4.2.2 Mukavemet parametrelerinin ampirik hesaplar yardımı ile belirlenmesi

4.2.2.1 Roclab yazılımı ile kaya birimlerinin mukavemet parametrelerinin belirlenmesi

RocLab, genelleştirilmiş Hoek-Brown yenilme kriterine göre, kaya malzemelerin dayanım parametrelerini değerlendirmek için kullanılan bir yazılımdır. Sayısal modellemelerde kullanılan kaya kütlesi değişkenleri; GSI, UCS, H ve mi olarak bilinmektedir. RocLab yazılım programındaki performansı ile birlikte, kaya özelliklerini tahmin etmek için yararlı bir performans gösterdiği göstermektedir. RocLab programı hem Mohr-Coulomb yenilme ölçütü parametrelerini hem de Hoek-Brown Yenilme Ölçütü parametrelerini kullanarak tasarımda en doğru kaya parametrelerini öngörüp seçmemize yardımcı olur (Şekil 4.3).



Şekil 4.3 : RocLab programı ile kaya parametresi seçimi.

Mohr-Coulomb parametreleri sırasıyla; dolgu birim hacim ağırlığı, kohezyon, içsel sürtünme açısı ve GSI değeridir (Çizelge 4.3). GSI değerine ulaşabilmek için öncelikle kaya parametrelerini sınıflandırmak gerekmektedir. Kaya parametrelerini belirlerken en yaygın olarak kullanılan sınıflama sistemi (Bieniawski, 1973) tarafından önerilen Jeomekanik Kaya-Kütlesi Sınıflama sistemi kullanılmaktadır (RMR Sistem).

RMR sistem aşağıda belirtilen değişkenleri kullanmaktadır;

- Kayanın basınç dayanımı (MPa)
- Kaya Kalite Belirteci(RQD)
- Süreksizliklerin

  -Aralığı,

  -Pürüzlülük Durumu

  -Doğrultusu ve eğimi

  -Yer altı suyu durumu

  -Gerilmeler

  -Kazı Türü

Bu değişkenlerin özelliklerini belirleyerek oluşturulan RMR değerleri Çizelge 4.2'de aşağıda detaylı biçimde aktarılmaktadır.

Çizelge 4.2 : RMR Sınıflama parametreleri ve puanları.

Parametre		Değer Aralığı						
A. SINIFLAMA PARAMETRELERİ VE PUANLAR								
1 (*) Som Kayanın Dayanımı	Nokta Yük Dayanımı	> 10 MPa	4 - 10 Mpa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Bu aralıkta tek eksenli basınç dayanımı yeğlenir.		
	Tek Eksenli Basınç Dayanımı	> 250 MPa	100 - 250 MPa	50 - 100 MPa	25 - 50 MPa	5 - 25 MPa	1 - 5 MPa	< 1 MPa
Değerlendirme		15	12	7	4	2	1	0
2 (*) Sondaj Karot Niteliği (RQD)		90% - 100%	75% - 90%	50% - 75%	25% - 50%	< 25%		
Değerlendirme		20	17	13	8	3		
3 (*) Süreksizlik Aralıkları		> 2 m	0.6 - 2 m	200 - 600 mm	60 - 200 mm	< 60 mm		
Değerlendirme		20	15	10	8	5		
4 Süreksizliklerin Durumu (Çizelge 4'den bulunur)		Çok Pürüzlü Süreksiz Kapalı Taze Eklem Yüzü	Az Pürüzlü Açıklık <1mm Az Ayrışmalı Eklem Yüzü	Az Pürüzlü Açıklık <1mm Çok Ayrışmalı Eklem Yüzü	Cilalı Yüzler veya Dolgu < 5mm veya Açıklık 1-5mm Sürekli	Yumuşak dolgu >5mm veya Açıklık >5mm Sürekli		
Değerlendirme		30	25	20	10	0		
5 Yeraltısuyu	Tünelin her 10m' si için su akımı (l / dk)	Yok	< 10	10 - 25	25 - 125	> 125		
	(Eklem Suyu Basıncı) / (Asal Gerilim)	0	< 0.1	0.1 - 0.2	0.2 - 0.5	> 0.5		
	Genel Durumlar	Bütünüyle Kuru	Nemli	Islak	Damlama- Sızıntı	Akıntı		
Değerlendirme		15	10	7	4	0		
B. SÜREKSİZLİK YÖNELİMİNE GÖRE DÜZELTME								
Süreksizliklerin Doğrultu ve Eğimi		Çok Uygun	Uygun	Orta	Uygun Değil	Hiç Uygun Değil		
Puanlar	Tüneller	0	-2	-5	-10	-12		
	Temeller	0	-2	-7	-15	-25		
	Şevler	0	-5	-25	-50	-60		
C. KAYA SINIFI ve PUANLARI								
Puan		100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 21		
Sınıf No.		I	II	II	IV	V		
Tanımlama		Çok İyi Kaya	İyi Kaya	Orta Kaya	Zayıf Kaya	Çok Zayıf Kaya		
D. KAYA SINIFLARININ BAZI ÖZELLİKLERİ								
Sınıf No.		I	II	II	IV	V		
Ortalama Desteksiz Kalabilme Süresi		15 m Açıklık için 20 Yıl	10 m Açıklık için 1 Yıl	5 m Açıklık için 1 Hafta	2,5 m Açıklık için 10 Saat	1 m Açıklık için 30 Dakika		
Kaya Kütlesinin Kohezyonu (kPa)		> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Kaya Kütlesinin İçsel Sürtünme Açısı (°)		> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15		
E. SÜREKSİZLİKLERİN DURUMUNUN PUANLANDIRILMASI İÇİN ÖNERİLEN REHBER								
Süreksizliği Uzunluğu (Devamlılığı) Puanı		< 1m 6	1 - 3 m 4	3 - 10 m 2	10 - 20 m 1	> 20 m 0		
Süreksizlik Açıklığı Puanı		Yok 6	< 0.1 mm 5	0.1 - 1.0 mm 4	1 - 5 mm 1	> 5 mm 0		
Pürüzlülük Puanı		Çok Pürüzlü 6	Pürüzlü 5	Az Pürüzlü 3	Düz 1	Kaygan 0		
Dolgu Puanı		Yok 6	Sert Dolgu < 5 mm 4	Sert Dolgu > 5 mm 2	Yumuşak Dolgu < 5 mm 2	Sert Dolgu > 5 mm 0		
Ayrışma Puanı		Ayrışmamış 6	Az Ayrışmış 5	Orta Derecede Ayrışmış 3	Çok Ayrışmış 1	Tümüyle Ayrışmış 0		

RMR tablosundan elde edilen değere göre RocLab programında kullanılmak üzere GSI değeri hesaplanır. GSI sistemi ve kaya kütle kalitesi RMR değeri arasında kesin bir korelasyon katsayısı önerilmemekle beraber:

GSI = RMR-5 (RMR>25 olduğu durumlarda kullanılabilir) olarak hesaplanmaktadır. Hesaplamalar sonucunda Mohr-Coulomb Yenilme Ölçütü parametreleri Çizelge 4.3'de belirtildiği gibi belirlenmiş olur.

Çizelge 4.3 : Ampirik hesaplar sonucu ortaya çıkan Mohr-Coulomb yenilme ölçütü parametreleri.

Litoloji	**c (Mpa)**	**ϕ (°)**	**GSI (RMR)**	**$\gamma_{sat.}$ (kN/m3)**	**γ_{unsat} (kN/m3)**
Zemin Birimi	RocLab programı otomatik hesaplar	RocLab programı otomatik hesaplar	RMR sonucuna göre Programa manuel girilir	Sondaj loglarından çıkan sonuca göre programa manuel girilir	Sondaj loglarından çıkan sonuca göre programa manuel girilir

RocLab programında kullanılacak olan bir diğer yenilme ölçütü Hoek-Brown parametrelerinin ampirik hesap ifadeleri aşağıda gösterilmektedir. RocLab programı bu parametreleri hesaplarken, aşağıdaki ölçütleri göz önüne almaktadır.

$$m_b = m_i \exp\left(GSI - 100/28 - 14D\right)$$

$$s = \exp\left(GSI - 100/9 - 3D\right)$$

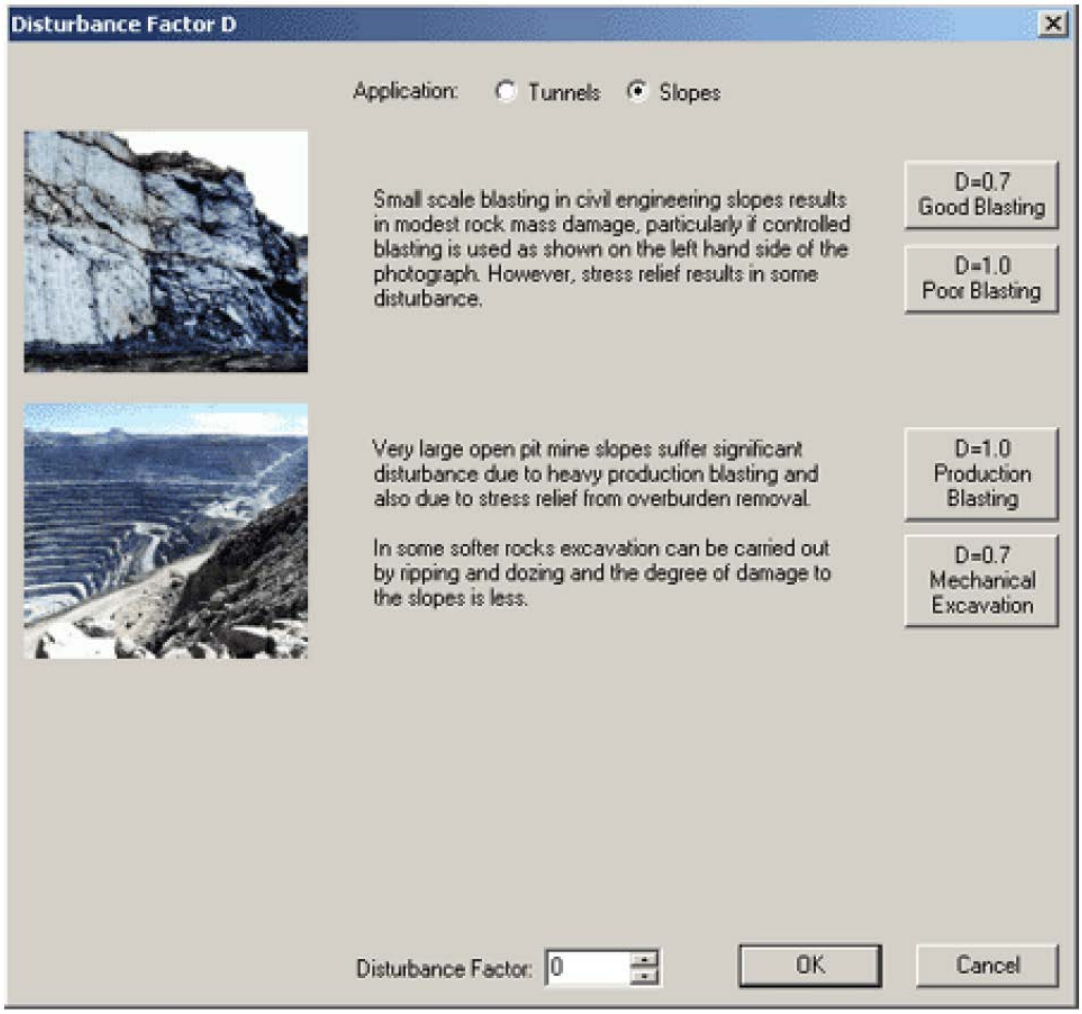
$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6}\left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3}\right)$$

Çizelge 4.4 : RocLab kaya parametre girdileri.

Hoek-Brown Classification	
sigci	15
GSI	35
mi	6
D	0,7
Hoek-Brown Criterion	
mb	0,169
s	0,0001
a	0,516

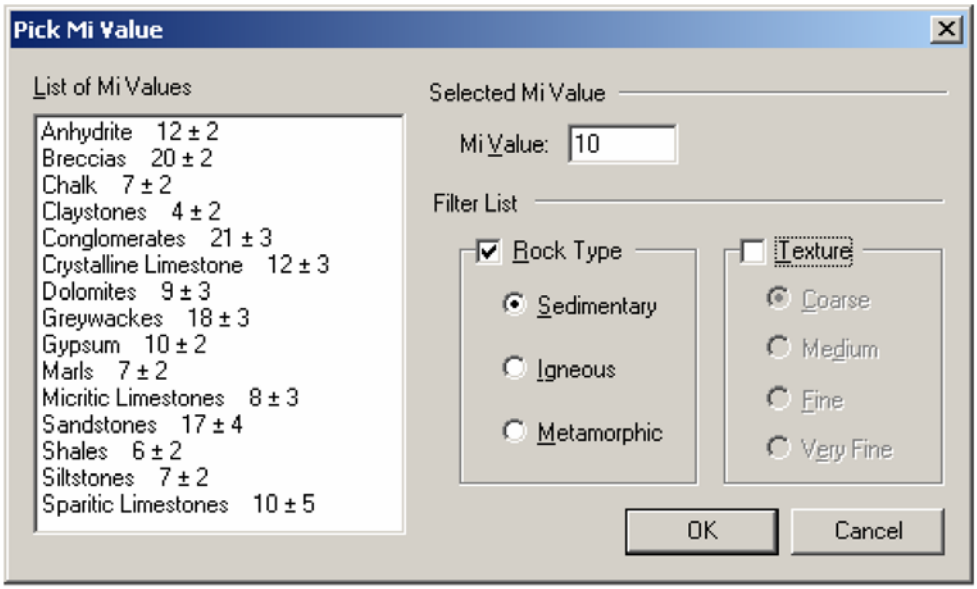
Çizelge 4.4'de görülen ve programa manuel girilen D değeri, yapım sırasında kayanın örselenmesini ifade eden boyutsuz bir faktördür. Örneğin, toprakarme istinat yapısının dayandığı sanat yapılarının (viyadük, altgeçit, üst geçit) kenar ayakları genelde yüzeysel temelli olacağından ve temel geçici kazı yapılıp dolgu kaldırıldıktan hemen sonra kayaya oturtulacağı öngörüldüğünde bu faktör "0.7" kabul edilir yani kayada örselenme olmayacağı düşünülerek hesaplamalara devam edilir (Hoek, Carranza, & Corkum, 2002).

Şekil 4.4'de "D" değeri seçiminde şevler için dikkat edilmesi gereken durumlar detaylı şekilde belirtilmektedir.



Şekil 4.4 : Şevlerde kaya biriminin örselenme durumu.

Yine Çizelge 4.4'de görülen ve RocLab bilgisayar yazılımında kaya parametreleri hesaplanırken mukavemet parametrelerini domine eden m_i değeri, Şekil 4.5'da belli kaya birimler için önerilen şekilde alt üst sınır limitleri ile seçilebilmektedir.



Şekil 4.5 : Kaya birimlerine göre "Mi" değeri seçimi.

Tüm bu veriler ışığında RocLab Hoek-Brown Yenilme Ölçütü parametreleri Çizelge 4.5'de belirtildiği gibi hesaplanmış olur.

Çizelge 4.5 : Ampirik hesaplar sonucu ortaya çıkan Hoek-Brown yenilme ölçütü parametreleri.

Litoloji	mb	s	a	Es (Mpa
Zemin Birimi	RocLab programı otomatik hesaplar	RocLab programı otomatik hesaplar	RocLab programı otomatik hesaplar	RocLab programı otomatik hesaplar

Analiz yöntemlerinin kıyaslanmasında net bir korelasyon yapılabilmesi için, farklı yazılımların zemin birimlerinin modellenmesinde ortak seçimler yapılması düşünülmüştür. Bu kapsamda yalnızca Mohr-Coulomb zemin modeliyle parametre tayin edilmesine olanak sağlayan limit denge yazılımı sebebiyle, sonlu elemanlar yazılımında da bütün mühendislik parametrelerinin Mohr-Coulomb zemin modeline göre belirlenmesi öngörülmüştür. Ancak Bölüm 4.2.1.1 ve Bölüm 4.2.1.2'de

açıklandığı üzere Mohr-Coulomb elasto-plastik model malzemelerin sertliğinin yüzey gerilmelerinden bağımsız olarak tanımladığı durumlarda en yaygın kullanılan zemin davranış modelidir. Derin kazı modellerine, kazı derinliği arttıkça zemin yüzeyindeki oturmaların gerçek değerlerden fazla çıktığı ve güvenilirliğin azaldığı görülmüştür. Bu problemin çözümü için, gerilme düzeyindeki değişikliklere bağlı olarak malzemelerin sertliğini modelleyebilen daha uygun bir davranış modeli kullanılması uygun görülmüştür. Bu nedenle, kaya birimlerinin tanımlanmasında Mohr-Coulomb yöntemi jeolojik birimin doğal davranışını göstermede daha iyi sonuçlar almaya izin verirken, zemin ve dolgu birimlerinde ise Pekleşen zemin modeli çok daha gerçeğe yakın modelleme yapmaya izin vermektedir.

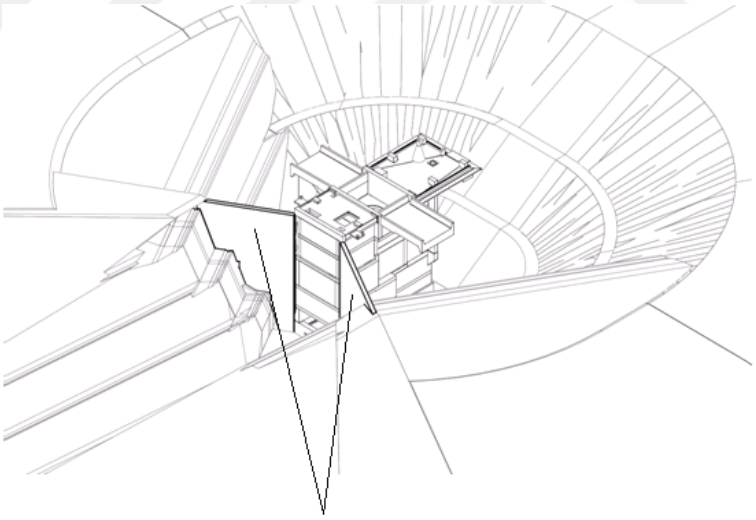
Plaxis yazılımında, zemin ve dolgu birimlerinin Mohr-Coulomb zemin modeli ile tanımlamasında toprakarme sisteminin davranışının ve analizler neticesinde nihai deplasman değerlerinin, öngörülenden çok daha fazla olduğu gözlemlenmiştir. Bu nedenle kaya birimleri Mohr-Coulomb yöntemiyle tanımlanırken, zemin ve dolgu birimlerinin tanımlanmasında Pekleşen zemin modeli kullanılmıştır.

5. VAKA ANALİZİ: KAZAKİSTAN-BOZSHAKOL BAKIR MADENİ TESİSİ TOPRAKARME DUVAR YAPILARININ LİMİT DENGE VE SONLU ELEMANLAR ANALİZ YÖNTEMLERİNE GÖRE DEĞERLENDİRİLMESİ

5.1 Giriş

Kazakistan Astana şehrinin 200 km doğusunda yer alan Bozshakol Madencilik ve Sanayi bölgesinde uygulanan bakır madeni birincil kırıcı tesisi kapsamında; bakır cevheri yüklü komyonların tesise ulaşımı için gerekli platformu oluşturmak amacıyla toprakarme istinat yapıları tasarlanmıştır.

Şekil 5.1'de görüleceği üzere oluşturulan trapez kazı bölgesinin orta kesimine yerleştirilecek kırıcı tesisinin yükleme bölgesine ulaşım platformları amacıyla maksimum yüksekliği yaklaşık 20 m olacak istinat duvarlarına ihtiyaç duyulmuştur.



Şekil 5.1 : Toprakarme duvarların şematik gösterimi.

Kazı derinliklerinin fazla oluşu ve sahaya ulaşım platformu üzerinde hareket edecek sanayi araçlarının oldukça yüksek sürşarj yüküne sahip olması tasarımı daha kritik hale getiren başlıca unsur olmuştur. Konvansiyonel betonarme istinat duvar tasarımının yüksek maliyetli ve imalat sürelerinin fazla oluşu, projede toprakarme duvarları tercih sebebi haline getirmiştir. Hızlı ve ekonomik çözüm sunmasının yanı

sıra, toprakarme istinat yapılarının yüksek sürşarj yüklerine sürekli olarak maruz kalması durumunda dahi minimum deformasyonlar göstererek çalışma sahasının işleyişini bozmayacak şekilde olumlu performanslar göstermesi; işverenin tercih sebebi olarak değerlendirilmiştir. Öte yandan proje kapsamında kırıcı tesise entegre olarak imalatı yapılacak toprakarme istinat yapılarının; duvar taban kotundan, panel üst kotuna kadar herhangi bir mesafe kaybetmeden yüzey panellerinin yatayla 90 derece açı yapacak şekilde imal edilebilmesi ile, tesinin işletme performansında herhangi bir kayıba sebep olmayarak büyük avantaj sağlamıştır.

5.2 Proje Sahası

Projenin yapıldığı alan Kazakistan Astana şehrinin 200 km yakınlarında olup, proje sahasının yer bulduru haritası Şekil 5.2'de verilmektedir.

Şekil 5.2 : Proje sahasının yer bulduru haritası.

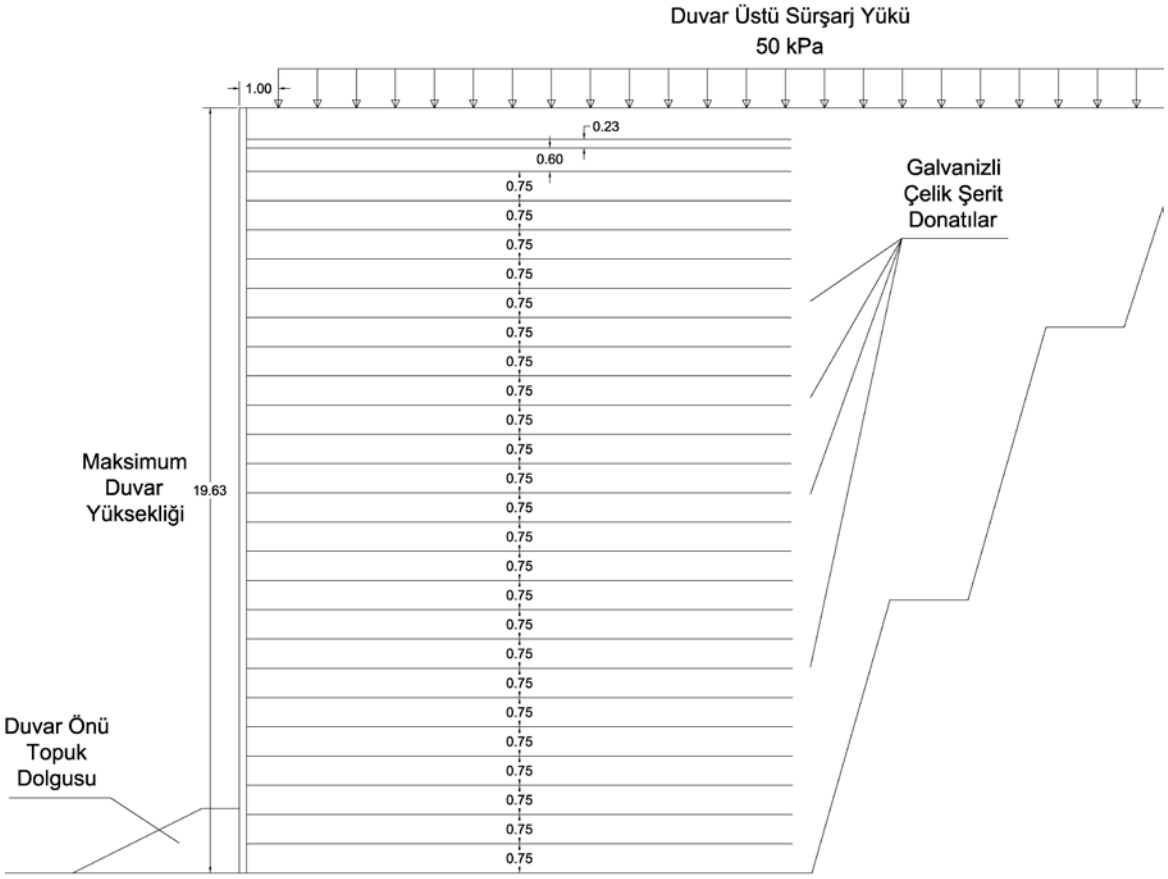
5.3 Proje Genel Bilgileri

Toprakarme duvar imalatı yapılacak alan toplamda 1940 m2 olup, maksimum duvar yüksekliği yaklaşık 20m olarak belirlenmiş ve tasarımda en kritik kesit üzerinden analizler yapılmıştır. Şekil 5.3'de toprakarme duvar imalatları yapılmadan öncesi için saha durumu gösterilirken, kırıcı tesisin ve toprakarme duvarların tamamlanmasının ardından sahanın durumu Şekil 5.4'de görülebilmektedir.

Şekil 5.3 : Toprakarme imalat yapımı öncesi kırıcı tesisin durumu.

Şekil 5.4 : Toprakarme imalatı sonrasında kırıcı tesisin durumu.

Şekil 5.5'de projenin analizlerinde kullanılan duvar modeli tipik kesiti gösterilmiştir. Burada duvar yükseliği yaklaşık 20 m'dir. Duvar üzerindeki yayılı sürşarj yükü duvar ön yüzünden 1 m geriden başlayacak şekilde 50 kPa olarak sisteme etkitilmektedir. Galvanizli çelik şeritler arasında düşey mesafe 75 cm olarak tasarlanmıştır. Yatay mesafeler ise derinlikle değişmekte olup, duvarın en üst kademesinde yatayda 4 adet bağlantı ile başlayarak duvarın en alt sıra şeritlerinde bağlantı sayısı 10 adete yükselmektedir. Donatı uzunlukları donatıların her kademesinde sabit 14 m olarak belirlenmiştir.



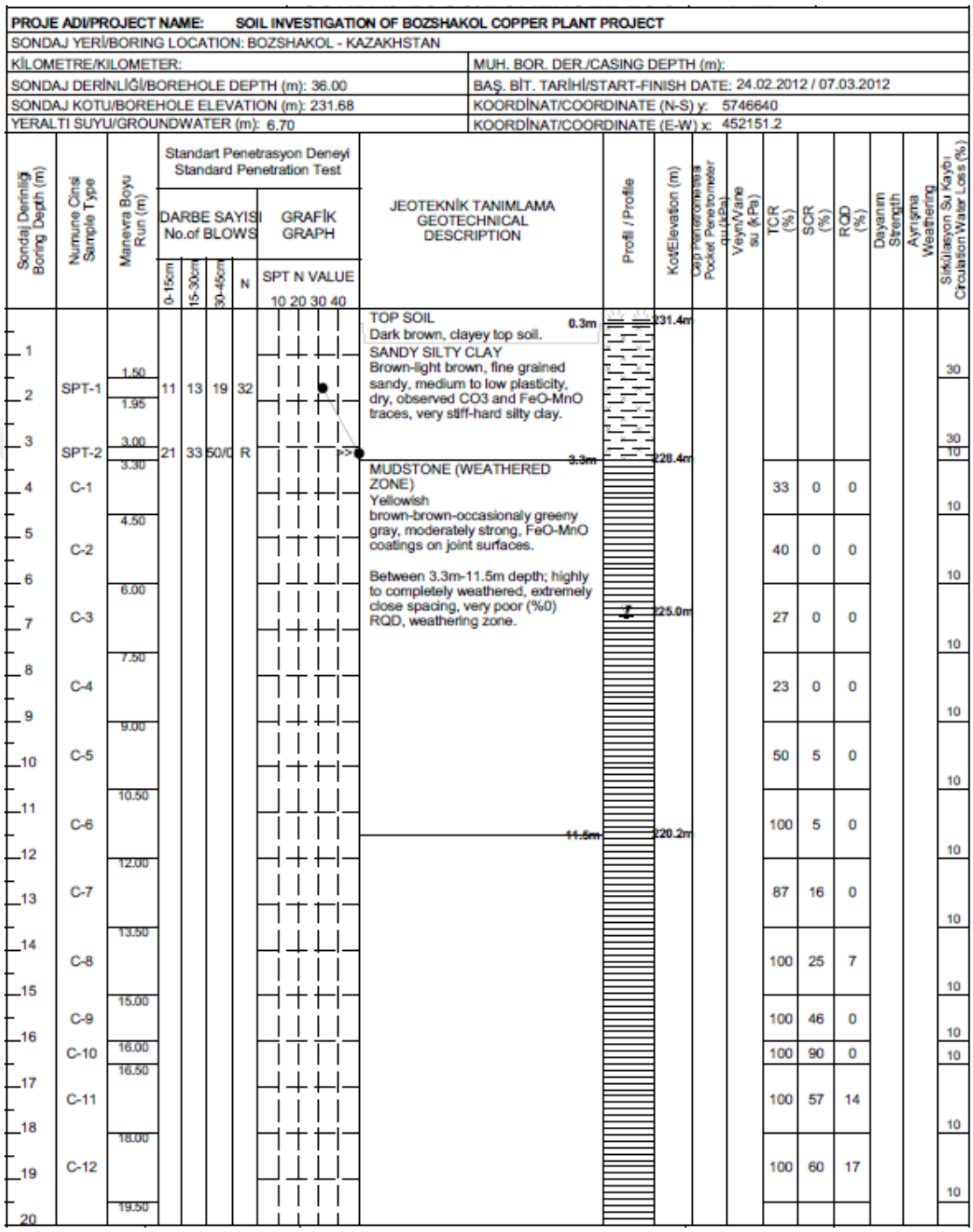
Şekil 5.5 : Toprakarme duvar tipik kesiti.

5.4 Proje Tasarımı için Zemin Araştırmaları ve Geoteknik Kabuller

5.4.1 Sondaj çalışmaları

Proje kapsamında tarafından 2 adet sondaj çalışması yapılmış olup, derinlikleri 36m ve 45m olarak belirlenmiştir. Arazi yüzeyinden ortalama 3.5m derinliğe kadar kum-silt karışımı zemin birimi geçilirken, 3.5m derinlikten sonra zemin çamur taşı olarak

devam etmektedir. Proje kapsamında yapılmış olan 1 numaralı Sondaj verileri Şekil 5.6 ve Şekil 5.7'de detaylı olarak görülebilmektedir.



PROJE ADI/PROJECT NAME: SOIL INVESTIGATION OF BOZSHAKOL COPPER PLANT PROJECT	
SONDAJ YERİ/BORING LOCATION: BOZSHAKOL - KAZAKHSTAN	
KİLOMETRE/KILOMETER:	MUH. BOR. DER./CASING DEPTH (m):
SONDAJ DERİNLİĞİ/BOREHOLE DEPTH (m): 36.00	BAŞ. BİT. TARİHİ/START-FINISH DATE: 24.02.2012 / 07.03.2012
SONDAJ KOTU/BOREHOLE ELEVATION (m): 231.68	KOORDİNAT/COORDINATE (N-S) y: 5746640
YERALTI SUYU/GROUNDWATER (m): 6.70	KOORDİNAT/COORDINATE (E-W) x: 452151.2

Sondaj Derinliği Boring Depth (m)	Numune Cinsi Sample Type	Manevra Boyu Run (m)	Standart Penetrasyon Deneyi Standard Penetration Test: DARBE SAYISI No.of BLOWS 0-15cm	15-30cm	30-45cm	N	GRAFİK GRAPH SPT N VALUE 10 20 30 40	JEOTEKNİK TANIMLAMA GEOTECHNICAL DESCRIPTION	Profil / Profile	Kot/Elevation (m)	Cep Penetrometresi Pocket Penetrometer qu (kPa)	Veyn/Vane su (kPa)	TCR (%)	SCR (%)	RQD (%)	Dayanım Strength	Ayrışma Weathering	Sirkülasyon Su Kaybı Circulation Water Loss (%)
								TOP SOIL Dark brown, clayey top soil. 0.3m		231.4m								
1								SANDY SILTY CLAY Brown-light brown, fine grained sandy, medium to low plasticity, dry, observed CO3 and FeO-MnO traces, very stiff-hard silty clay.										30
2	SPT-1	1.50 / 1.95	11	13	19	32												
3	SPT-2	3.00 / 3.30	21	33	50/0	R		3.3m		228.4m								30 / 10
4	C-1							MUDSTONE (WEATHERED ZONE) Yellowish brown-brown-occasionaly greeny gray, moderately strong, FeO-MnO coatings on joint surfaces. Between 3.3m-11.5m depth; highly to completely weathered, extremely close spacing, very poor (%0) RQD, weathering zone.					33	0	0			10
5	C-2	4.50											40	0	0			
6																		10
7	C-3	6.00								225.0m			27	0	0			10
8	C-4	7.50											23	0	0			
9																		10
10	C-5	9.00											50	5	0			10
11	C-6	10.50						11.5m		220.2m			100	5	0			
12																		10
13	C-7	12.00											87	16	0			10
14	C-8	13.50											100	25	7			
15																		10
16	C-9	15.00											100	46	0			10
	C-10	16.00											100	90	0			10
17	C-11	16.50											100	57	14			
18																		10
19	C-12	18.00											100	60	17			10
20		19.50																

Şekil 5.6 : 1 nolu sondaj logu 1/2.

PROJE ADI/PROJECT NAME: SOIL INVESTIGATION OF BOZSHAKOL COPPER PLANT PROJECT	
SONDAJ YERİ/BORING LOCATION: BOZSHAKOL - KAZAKHSTAN	
KİLOMETRE/KILOMETER:	MUH. BOR. DER./CASING DEPTH (m):
SONDAJ DERİNLİĞİ/BOREHOLE DEPTH (m): 36.00	BAŞ. BİT. TARİHİ/START-FINISH DATE: 24.02.2012 / 07.03.2012
SONDAJ KOTU/BOREHOLE ELEVATION (m): 231.68	KOORDİNAT/COORDINATE (N-S) y: 5746640
YERALTI SUYU/GROUNDWATER (m): 6.70	KOORDİNAT/COORDINATE (E-W) x: 452151.2

Sondaj Derinliği Boring Depth (m)	Numune Cinsi Sample Type	Manevra Boyu Run (m)	Standart Penetrasyon Deneyi Standard Penetration Test: DARBE SAYISI No.of BLOWS 0-15cm	15-30cm	30-45cm	N	GRAFİK GRAPH SPT N VALUE 10 20 30 40	JEOTEKNİK TANIMLAMA GEOTECHNICAL DESCRIPTION	Profil / Profile	Kot/Elevation (m)	Cep Penetrometre Pocket Penetrometer qu (kPa)	Veyn/Vane su (kPa)	TCR (%)	SCR (%)	RQD (%)	Dayanım Strength	Ayrışma Weathering	Sirkülasyon Su Kaybı Circulation Water Loss (%)
21	C-13	21.00						MUDSTONE Yellowish brown-brown-occasionaly greeny gray, moderately strong, FeO-MnO coatings on joint surfaces.					100	35	13			10
22	C-14	22.50						Between 11.5m-15.0m depth; moderately weathered, close to very close spacing, very poor (%0-%7) RQD.					100	67	42			10
23	C-15	24.00						Between 15.0m-28.5m depth; slightly to moderately weathered, medium close to close spacing, very poor to poor (%0-%42) RQD.					100	53	16			10
24	C-16	25.50						Between 28.5m-31.8m depth; moderately weathered, close to very close spacing, very poor (%0-%13) RQD.					100	63	21			10
25	C-17	27.00						Between 28.5m-31.5m depth; joint surfaces occasionaly silt infilled.					100	70	18			10
26	C-18	28.50						Between 16.5m-16.7m and 24.3m-34.5m depths; nearly horizontal calcite veins observed.*(continued)*					100	53	7			10
27	C-19	30.00											100	33	0			10
28	C-20	31.50											100	37	7			10
29	C-21	33.00						MUDSTONE Light blue-gray, moderately strong, slightly to moderately weathered, medium close to close spacing, very poor (%9-%13) RQD, FeO-MnO coatings on joint surfaces, CO3 included.		31.8m 199.9m			100	43	13			10
30	C-22	34.50						Between 32.3m-32.8m depth; extremely weathered-residual crushing zone.					100	67	12			10
31	C-23	36.00						Between 31.8m-31.9m and 33.15m-33.25m depths; horizontal calcite veins with 3mm thickness.		36m 195.7m			100	37	9			
32																		
33																		
34																		
35																		
36																		

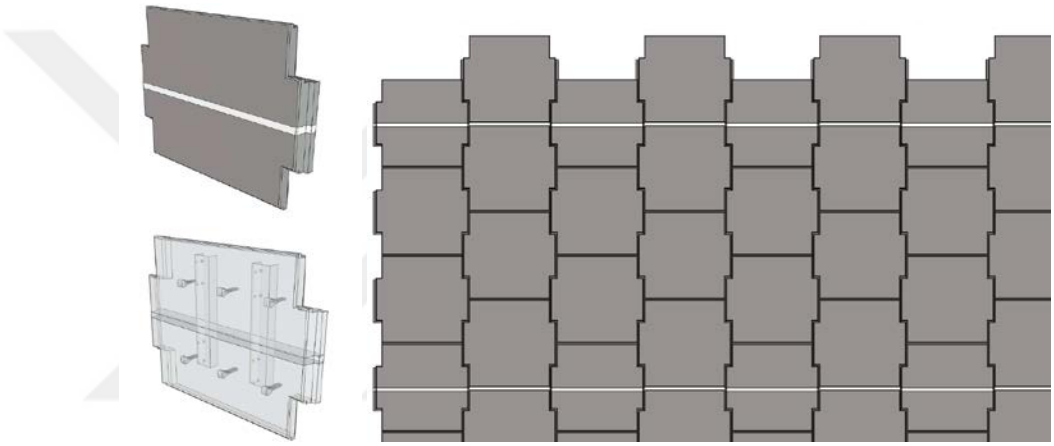
KUYU SONU/BOREHOLE DEPTH (m): 36.00

Şekil 5.7 : 1 nolu sondaj logu 2/2.

Sondaj verileri incelendiğinde, zeminin kumlu kil birimler için SPT değerinin +50, yer altı su seviyesinin ise yüzeyden ortalama 7.0m derinde dikkate alınabileceği görülebilmektedir. Toprakarme duvarın en kritik yüksekliği olan 20m boyunca zemin değerleri incelendiğinde, 12m derinliğe kadar RQD değerleri 0 olarak görülmekte olup, bu değerlerden yola çıkarak çamurtaşı biriminin çok ayrışmış kaya özelliği gösterdiğini söylemek mümkün olmaktadır. Zayıf zemin koşullarında ve sisteme gelecek yüksek sürşarj yükleri düşünüldüğünde, toprakarme duvarın oturma ve deformasyon riskine karşın hafriyat ve dolgu malzemesinin kalitesi daha fazla önem

arz etmektedir. Dolgu malzemesinin kalitesinin yanı sıra, 20 metrelik bir toprakarme duvarı palyeli çözmek sistemi rahatlatacak bir çözüm olmakla beraber, Bölüm 5.1'de anlatıldığı üzere projede duvar önünde yeterli alan olmadığı için tabandan duvar üst kotuna kadar 90 derece açı ile stabil durabilecek bir donatılı zemin çözümü uygulanmak durumunda kalınmıştır. Bunun için alternatif olarak sıkıştırılabilir paneller düşünülmüştür.

Sıkıştırılabilir paneller özellikle yüksek ve dik açılı duvarlar için iyi bir çözüm önerisi olmakla beraber, panel katmanları duvar yüksekliğine göre değişkenlik gösterecektir. Sıkıştırılabilir panellerin gösterimi Şekil 5.8 ve Şekil 5.9'da verilmektedir.



Şekil 5.8 : Sıkıştırılabilir panellerin şematik gösterimi.

Şekil 5.9 : Panel döküm ve montaj işleri.

5.4.2 Toprakarme duvar parametre seçimleri

5.4.2.1 Dolgu malzemesi

Toprakarme dolgusu olarak kullanabilmesi için iyi derecelenmiş zemin birimlerin gradasyonunda AASHTO tarafından önerilen değerler Çizelge 5.1'de, Karayolları Teknik Şartnamesi'nde önerilen değerler ise Çizelge 5.2'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.1 : AASHTO'ya göre dolgu malzemesinin gradasyonu için kriterler (AASHTO T-27-11, 2012).

Elek Boyutu (mm)	% Geçen
102 (4")	100
0.425 (No. 40)	0-60
0.075 (No.200)	0-15

Çizelge 5.2 : Dolgu malzemesinin gradasyonu için (KTŞ, 2013).

Elek Boyutu (mm)	% Geçen
102 (4")	100
75 (3")	85 - 100
12,5 (1/2")	25 - 100
2 (No.10)	15 - 100
0.60 (No.30)	0 - 65
0.075 (No.200)	< 15

5.4.2.2 Geri dolgu malzeme analizleri

Toprakarme duvar imalatı için kritik durum oluşturan geri dolgu malzemesi için, imalat başlamadan önce malzeme araştırması yapılmıştır. Uygulamada kullanılması planlanan dolgu malzemesi üzerinde deneyler yapılarak şartnameye uygunluğu kontrol edilmiştir. Dolgu malzeme üzerine elek analizi, kıvam limitleri, Standart Proktor deneyi, direkt kesme deneyi ve malzemenin elektrokimyasal özelliklerinin belirlenmesi deneyleri yapılmıştır.

Projede toprakarme sisteminin uzun süreler sanayi yapısına hizmet edecek olması ve maruz kalacağı yüksek sürşarj yükleri, dolgu malzemesinin özelliklerinin şartnamelere uygunluğu konusunda daha dikkatli olunması gerektiğini ortaya koymuştur. (Mitchell & Zornberg, 1995)'e göre ince malzeme oranı düşük, sıkıştırma özellikleri iyi, granüler bir geri dolgu seçimi yapı performansını iyi yönde etkileyen bir faktördür.

5.4.2.3 Geoteknik koşullar

Donatılı zemin yapılarında dolgu malzemesi olarak iyi sıkışabilen özel seçilmiş kaba taneli malzeme tercih edilmektedir. Bu malzemelerin drenajlarının iyi olması halinde donatı şeridi ve dolgu malzemesi arasındaki etkili normal basınç yayılımı düzgün bir şekilde gerçekleşmekte olup, dolgu malzemesinin üniformluk katsayısı Cu > 5, plastisite indisi PI < 6 olmalıdır (KTŞ, 2013).

Proje kapsamında 50x4 ebatlarında galvanizli çelik şeritler kullanılacak olup, çelik şeritler ve geri dolgunun beraber efektif çalışabilmesi için Çizelge 5.3'de verilen parametreler dikkate alınacaktır;

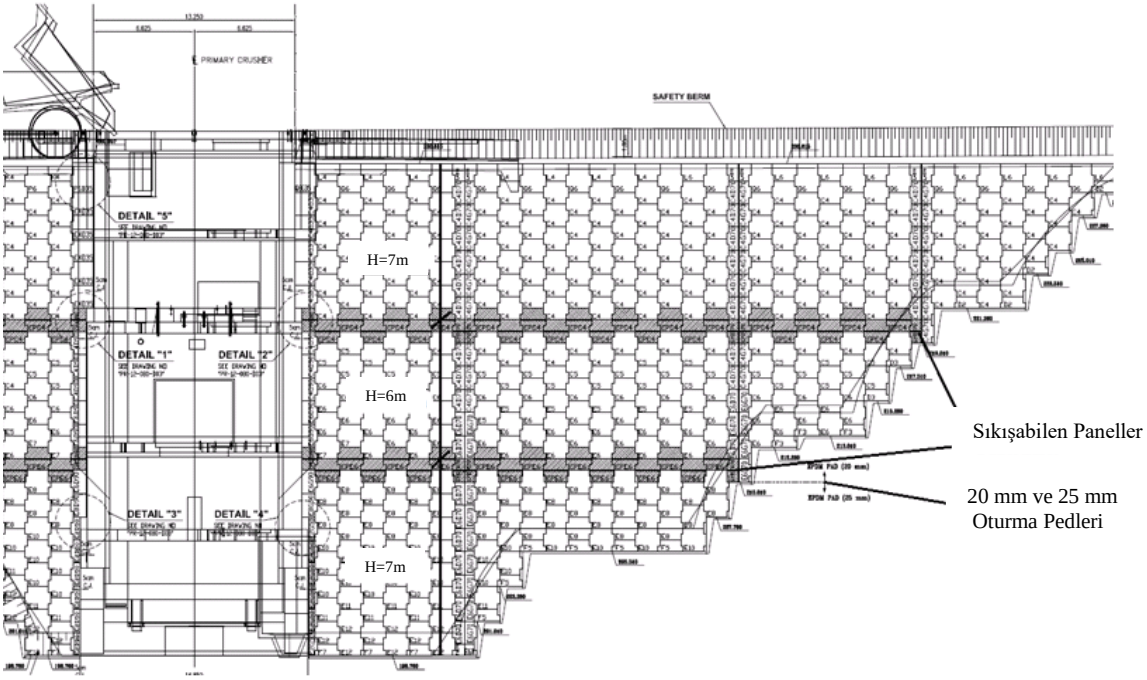
Çizelge 5.3 : AASHTO'ya göre geri dolgu seçimi için elektrokimyasal kriterler.

Elektrokimyasal Özellik	AASHTO	Test Yöntemi
Rezistivite (ohm-cm)	> 3000	ASTM G 57
pH	5_10	ASTM G 51
Suda Çözülebilir Klorit İyonu (mg/kg)	< 100	ASTM D 512
Suda Çözülebilir Sülfat İyonu (mg/kg)	< 200	ASTM D 516
Minimum Redoks Potansiyeli (volt)	0,40	ASTM D 1498
Maksimum Organik Madde İçeriği (%)	1	ASTM D 2974

Kullanılacak dolgu malzemesi Standart Proctor Testinde minimum %95 sıkışma özelliği göstermelidir. Proje tasarım ömrü 40 yıl olarak belirlenmiş olup, depremsellik açısından 3.bölge olarak belirlenen yapı alanı için a0/g=0.2g olarak dikkate alınacaktır. Toprakarme duvarın oturacağı zemin için izin verilen taşıma kapasitesi 8kg/cm2, içsel sürtünme açısı 33° olarak belirlenmiştir.

5.4.2.4 Yükleme koşulları

Toprakarme duvar plaftormu üzerinde yer alan iş makineleri sebebi ile maksimum sürşarj yükü q=50kN/m^2 olarak dikkate alınacak olup, toprakarme duvarın 1 m gerisinden itibaren sisteme etkitilecektir. Şekil 5.10'da tasarımı oluşturan duvarın profili yer almaktadır.



Şekil 5.10 : Toprakarme duvar profil görünüşü.

5.5 Tasarım ve Analiz Değerlendirmeleri

İç ve dış stabilite analizleri limit durum yöntemini esas alan NF P94-270 "Reinforced Fill and Soil Nailing Structures (2009)" isimli standarda göre yapılmıştır. İç ve dış stabilite analizleri Valdez yazılımı kullanılarak yapılmış olup, genel stabilite analizleri basitleştirilmiş bishop yöntemini kullanan Slide 5.0 ve sonlu elemanlar yöntemini kullanan Plaxis 2D yazılımları ile yapılmıştır.

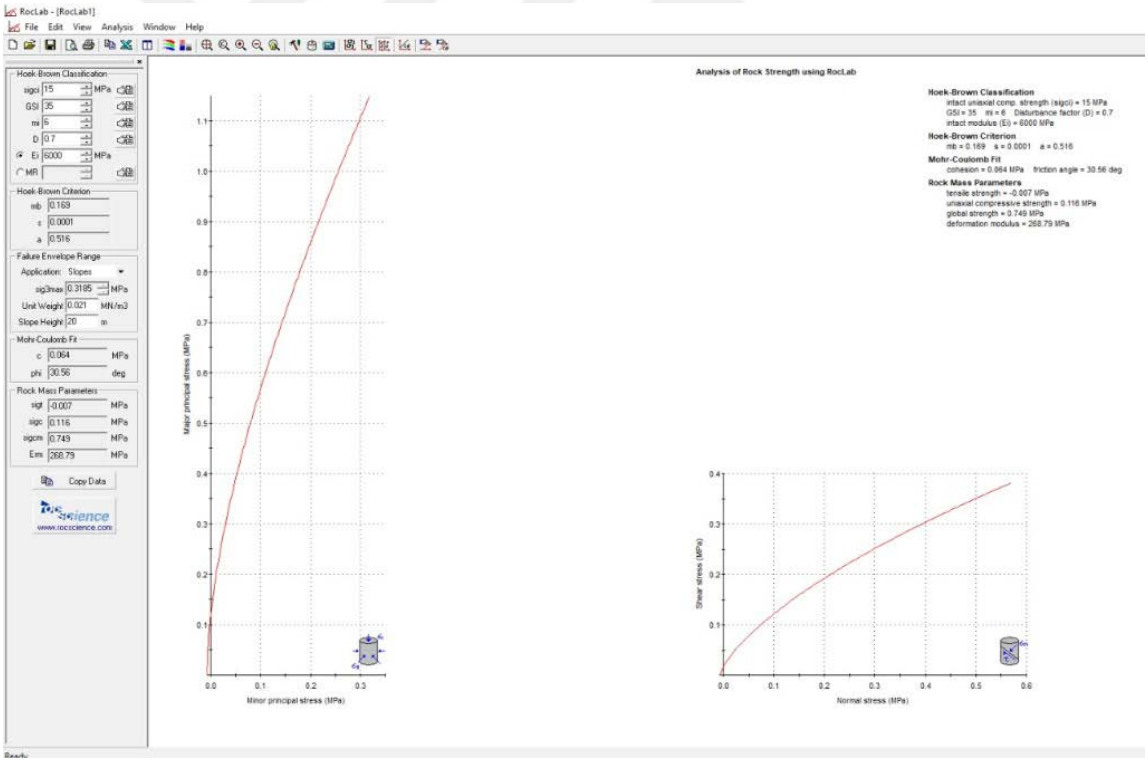
5.5.1 İç ve dış stabilite analizlerinin limit denge yöntemiyle hesabı

Toprakarme duvar ön tasarımı için Bölüm 4.1'de detaylı olarak anlatılmış olan limit denge analiz yöntemi ile çözüm yapan Valdez yazılımı kullanılarak, genel anlamda geometrik koşullar belirlenmektedir. Geometrik koşullar belirlendikten sonra ise Slide yazılımı kullanılarak genel stabilite tahkikleri ile toptan göçme koşulları değerlendirilmetkedir. Ön tasarımdaki geometrik koşullar yapılan değerlendirmeler

sonucunda yapının servis ömrü boyunca hizmet vermesine uygun ise tasarım detaylandırılmaktadır. Analizler esnasında uygun olmayan bir geometrik durum ile karşılaşılması durumunda ön tasarım revize edilerek, yeni tasarıma göre değerlendirmeler tekrar edilmektedir.

5.5.1.1 RocLab yazılımı taban kaya parametrelerinin berlirlenmesi

Toprakarme duvarların oturacağı taban zemini Bölüm 5.4.1'de sondaj logları verilen çamurtaşı birimidir. Yapının iç ve dış stabilite analizlerinde kullanılmak üzere temel jeolojik biriminin mühendislik parametrelerini RocLab yazılımı ile gerçekleştirilmiştir. Bölüm 4.2.2.1'de açıklandığı gibi, tek eksenli basınç, GSI, mi ve D değerlerinden faydalanılarak, çamurtaşı biriminin içsel sürtünme açısı $Ø = 30{,}56$ kohezyon $c = 64$ kPa ve elastisite modülü $E = 268{,}79$ MPa değerlerine ulaşılmıştır. Değerler Çizelge 5.4'de tablo olarak verilmiştir ve RocLab yazılımı çıktısı Şekil 5.11'de gösterilmiştir.



Şekil 5.11 : RocLab yazılımı ile kaya parametreleri belirlenmesi.

İç ve dış stabilite analizleri kapsamında Bölüm 3'de detaylı olarak açıklanan şerit kopması, bağlantı elemanları kırılması, aderans, tabanda kayma, dolgu içi kayma ve devrilme durumları için Valdez yazılımı kullanılarak yapılmıştır. Hesap detayları ve program tanıtım dosyası EK A'da verilmektedir.

Çizelge 5.4 : RocLab yazılımı ile belirlenmiş kaya parametreleri.

Kaya Parametreleri	
Tek Eksenli Basınç Dayanımı (sigci)	15 MPa
Jeolojik Dayanım Endeksi (GSI)	35 -
mi	6 -
Örselenme Faktörü (D)	0,7 -
İçsel Sürtünme Açısı (Ø)	30,56 °
Kohezyon (c)	0,64 MPa
Elastisite Modülü (E)	268,79 MPa

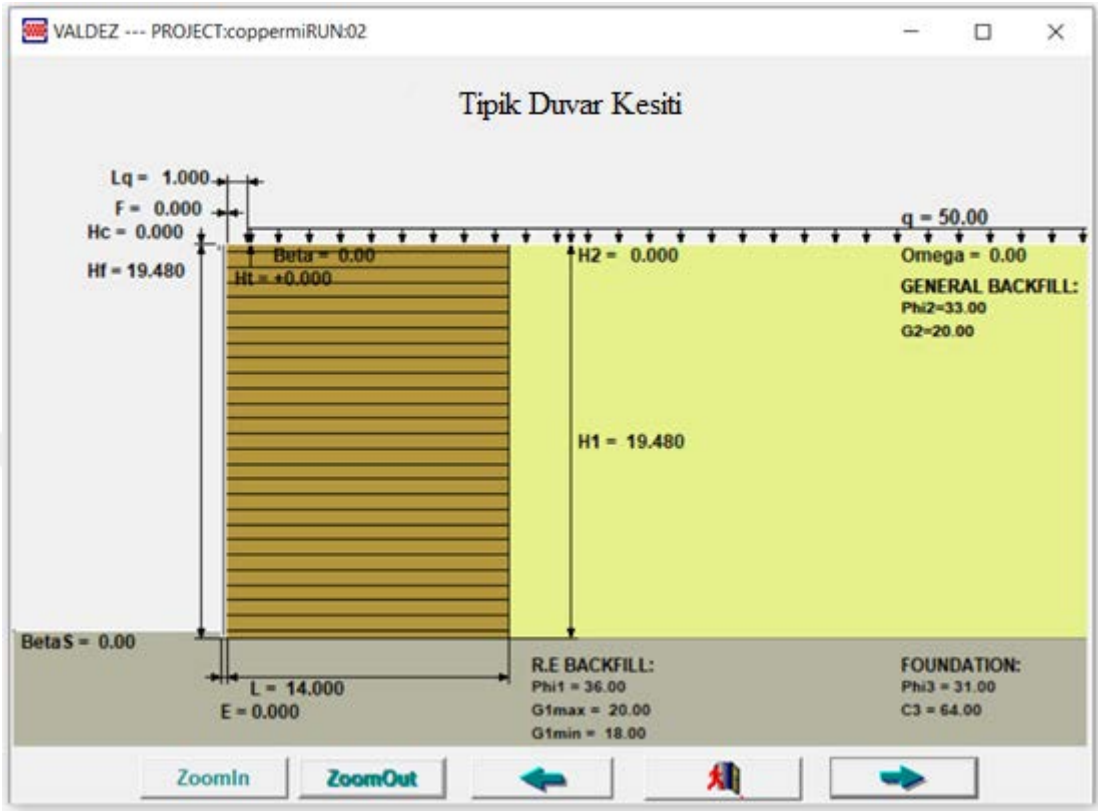
5.5.1.2 Valdez yazılımı stabilite analizleri

Proje kapsamında analiz edilecek maksimum yükseliği yaklaşık 20 m olan toprakarme duvarın servis ömrü boyunca üzerinde çalışacak yüksek tonajlı iş makinelerinden kaynaklı 50 kPA'lık yayılı sürşarj yükü duvar ön yüzünden 1 m geriden sisteme etkitilmiştir. FHWA tarafından önerilen kriterlere göre, toprakarme duvarlarda donatı uzunluğu sistemin narinlik koşulundan kaynaklı duvar yüksekliğinin minimum 0,7 katına eşit olmalıdır (Elias, Christopher, & Berg, 2001). Bu bilgiler ışığında donatı uzunluğu L=14,0m olarak belirlenmiştir. Tasarımda geoteknik araştırmalar sonucu elde edilen zemin parametreleri ile şartnamelerde belirtilen dolgu özellikleri ve sismik parametreler kullanılmıştır. Belirtilen koşullarda tasarlanmış toprakarme duvar hesap kesiti Şekil 5.12'de gösterilmiştir.

EK-A'da detaylı olarak verilen iç stabilite analizlerinden alınan sonuçlarda görüleceği üzere, donatılar üzerindeki maksimum gerilme değerini gösteren T_r/T_m için aşırı tasarım faktörü (overdesing factor) değeri minimum 1,18 olarak hesaplanmıştır. Donatının yüzeyinde oluşan maksimum gerilme değerini gösteren T_{r0}/T_0 için aşırı tasarım faktörü değeri minimum 1,02 olarak hesaplanmıştır. Donatı kopma kapasitesi değerini gösteren T_f/T_m aşırı tasarım faktörü değeri minimum 2,46 olarak hesaplanmıştır. Buradan hareketle bütün aşırı tasarım faktörülerinin bir 1'den büyük olduğu görülmektedir.

EK A'da detaylı olarak verilen dış stabilite hesap çıktılarından görüleceği üzere; zemine uygulanan maksimum gerilme değeri q_{ref} = 721,1 kPa'dır. Bölüm 5.4.2.3'de geoteknik koşullarda verilen temel zemininin maksimum taşıma gücü değeri 800,0

kPa'dır ve duvardan gelen maksimum düşey gerilme değerini karşılamaktadır. Duvarın tabanında kayma durumu için yapılan tahkikte minimum aşırı tasarım faktörü (overdesing factor) 1,60'dır.



Şekil 5.12 : Valdez analizi ile kritik yükseklik için hesap kesiti.

5.5.1.3 Slide yazılımı ile stabilite analizleri

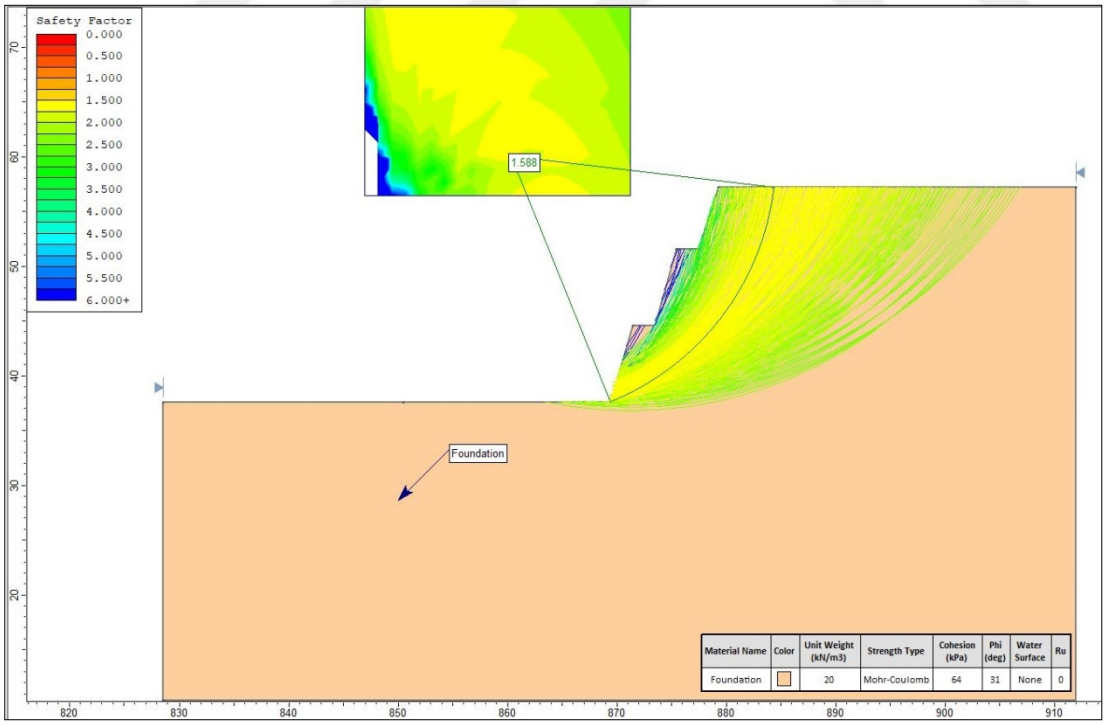
İç ve dış stabilite analizlerinin yanı sıra oluşturulan güçlendirilmiş zemin bloğunun bir bütün olarak hareketinin değerlendirilmesi açsından genel stabilite kontrolünün de yapılması gerekmektedir. Donatı ile güçlendirilmiş toprakarme duvar sistemi uygulanacak yüklemelere karşı yeterince dayanıklı olsa dahi temel zemininin durumu toptan göçmeye karşı kontrol edilir. Proje kapsamında Bölüm 4.1.2'de detaylı olarak anlatılan Slide yazılımı yardımı ile toptan göçme analizleri yapılmıştır.

Yapının servis ömrü boyunca yüksek sürşarj yüklere maruz kalması ve duvar yüksekliğinin neredeyse 20 m olması nedeniyle genel stabilite tahkikinin yapılması önem arz etmektedir. Tasarım için en kritik yükseklik seçilmiş ve ön tasarımda belirlenen donatı uzunluğu ile sistem modellenmiştir. Kritik kayma yüzeylerinin güvenlik katsayılarını hesaplamakta Basitleştirilmiş Bishop Yöntemini kullanan

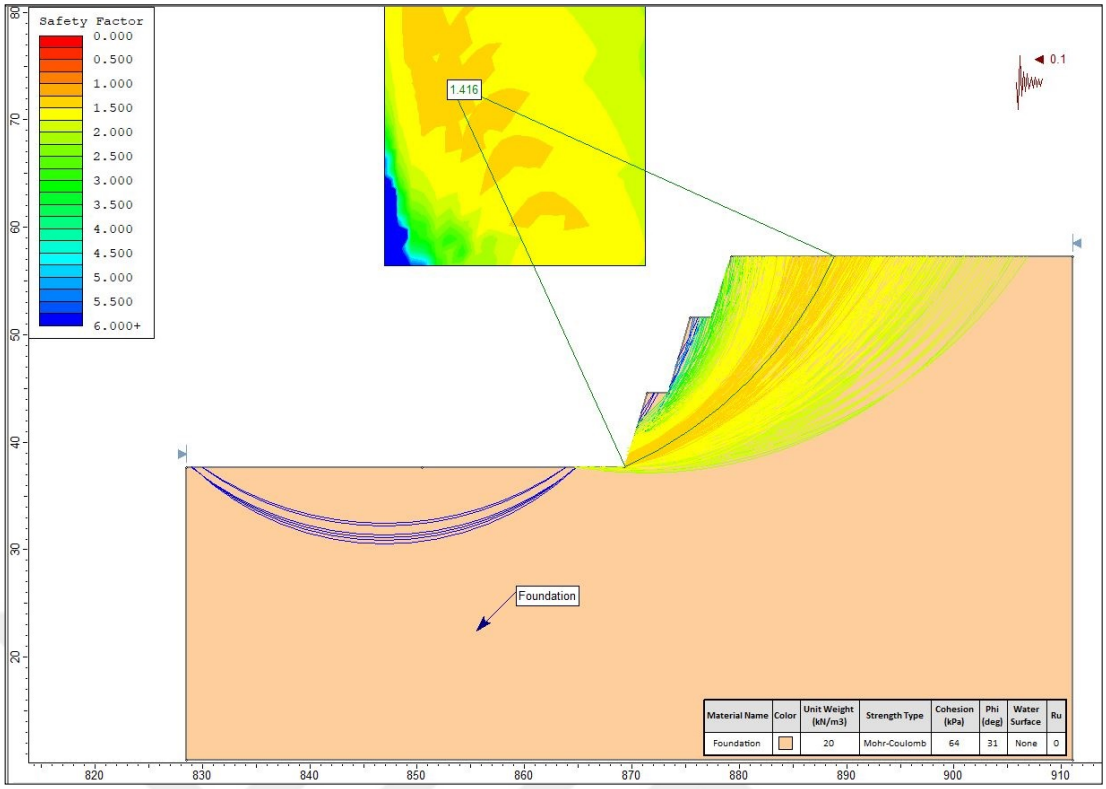
Slide 5.0 yazılımı ile analizler gerçekleştirilmiştir. Modelleme yapılırken sondaj loglarındaki jeolojik tabaka verilerinden faydalanılmış ve temel zemini için Roclab programı yardımı ile parametreler belirlenmiştir.

Toprakarme duvarların imalatı için yapılan kazı neticesinde ortaya çıkmış palyeli şevlerin, dolgu işlemi gerçekleştirilmeden önceki doğal stabilite durumu da tahkik edilmiştir. Donatılı zemin bloğu imal edilmeden, geçici durumdaki şevlerin statik ve sismik durumdaki stabilite analizleri Şekil 5.13 ve 5.14'de gösterilmektedir. Statik durumda yapılan analizde en kritik kayma yüzeyi için güvenlik sayısı 1,588 ve sismik durumda yapılan analizde en kritik kayma yüzeyi için güvenlik 1,416 olarak hesaplanmıştır.

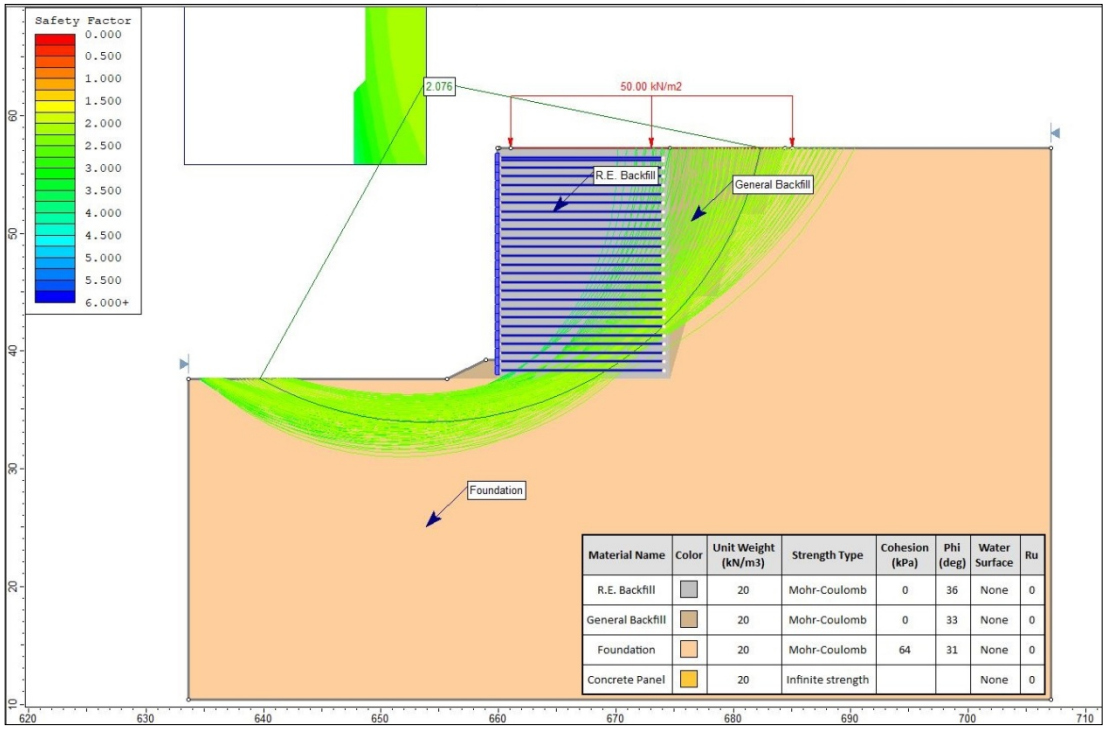
FHWA'ya göre en kritik kesitlerdeki minimum güvenlik faktörü statik durumda 1,5'dan büyük, sismik durumda ise 1,0'den büyük olmak zorundadır (FHWA, 2009). Şekil 5.15 ve Şekil 5.16'd görüldüğü gibi statik durumda yapılan analizde en kritik kayma yüzeyi için güvenlik sayısı 2,076 ve sismik durumda yapılan analizde en kritik kayma yüzeyi için güvenlik 1,839 olarak hesaplanmıştır.



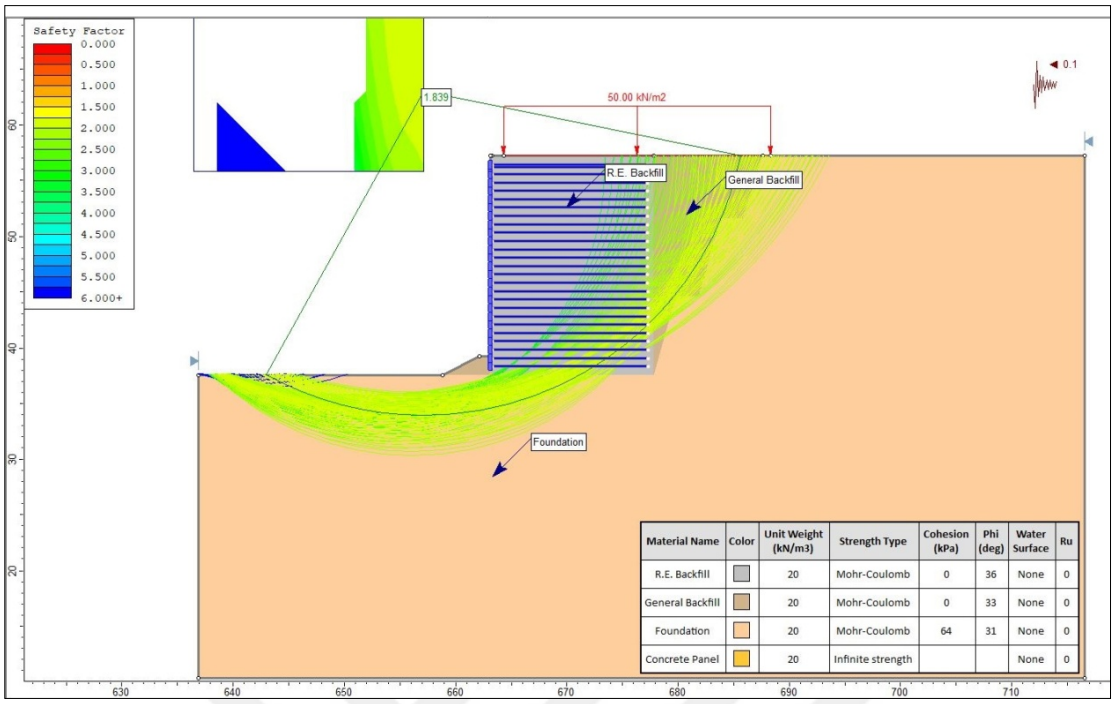
Şekil 5.13 : Statik durumda kazı şevi stabilite analizi (G.S=1.588).



Şekil 5.14 : Sismik durumda kazı şevi stabilite analizi (G.S=1.416).



Şekil 5.15 : Statik durumda genel stabilite analizi (G.S=2.076).



Şekil 5.16 : Sismik durumda genel stabilite analizi (G.S=1.839).

5.5.2 İç ve dış stabilite analizlerinin sonlu elemanlar yöntemiyle hesabı

5.5.2.1 Plaxis yazılımında kullnılacak şerit parametrelerinin belirlenmesi

Toprakarme duvar modelini oluştururken, gerçek duvar koşullarına yansıtmak için donatı seçimi oldukça önemlidir. Çelik şeritlerin çalışma prensibini en gerçekçi şekilde yansıtan malzeme geogrid olarak belirlenmiştir. Donatıların normal kuvvet doğrultusunda gerilme gösterecek sertlik (EA) parametresinde çalışacak ancak eğilme kuvvetine karşı gerilme göstermeyecek nitelikte olmalıdır. Seçilen georgid malzemesi tek yönlü olarak çalıştırılmış ve her bir donatı boyuna denk gelen alansal etki tabaka rijitliği (elastik sertlik) olarak tanımlanmıştır.

Donatı çeliğinin elastisite modülü 210 x 10^3 MPa (210 kN/mm^2)'dır. Tasarımda seçilen donatının boyutları 50 mm x 4 mm olarak belirlenmiştir. Limit denge yöntemi ile Valdez yazılımında iç stabilite hesapları iki panel genişliği (3,0 m) olarak dikkate alınmaktadır. Hesap genişliği olan 3,0 m'de donatı için eşdeğer rijitlik 42 x 10^3 kN'dur. Plaxis modeli için 1,0 m geinişlikteki donatı üzerindeki eşdeğer rijitlik, donatı başına 14 x 10^3 kN olarak belirlenmiştir. Her tabakada yer alan donatı adeti ile çarpılarak Çizelge 5.5'de verilen eşdeğer tabaka rijitlik değerleri hesaplanmıştır.

Çizelge 5.5 : Donatı bağlantı sayısına bağlı eşdeğer tabaka rijitlikleri.

3,0 m Hesap Genişliğindeki Donatı Adedi, n	Donatı Tipi (E = 210,000 Mpa)	Eşdeğer Tabaka Rijitliği (E x A x 3m/n , kN/m)
4	50 mm x 4 mm	56000
5	50 mm x 4 mm	70000
6	50 mm x 4 mm	84000
7	50 mm x 4 mm	98000
8	50 mm x 4 mm	112000
9	50 mm x 4 mm	126000
10	50 mm x 4 mm	140000

5.5.2.2 Plaxis yazılımı ile stabilite analizleri

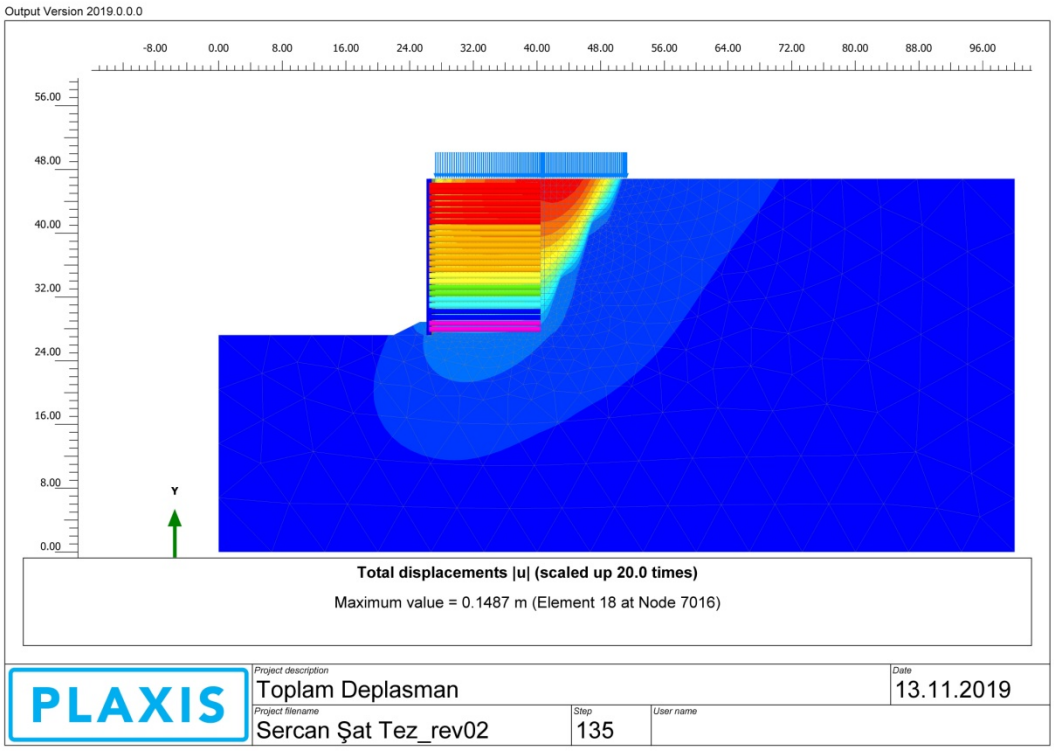
Ön tasarımda belirlenen geometrik koşullar Sonlu Elemanlar yöntemi ile kontrol edilerek, toprakarme duvar sisteminin her bir noktasına etki edecek kuvvetler, şekil değiştirmeler değerlendirilmiştir. Aynı zamanda Plaxis yazılımı ile sistemin genel stabilite tahkiki ve oturma analizleri gerçekleştirilmiştir.

Proje kapsamında analiz edilecek toprakarme duvar için programa zemin özellikleri, sürşarj yükleri, şerit ve panel özellikleri girilmiştir. Zemin parametreleri için girilen değerler Çizelge 5.6'da gösterilmektedir. Şerit, panel ve zemin parametreleri detaylı olarak Ek B kısmında verilmektedir.

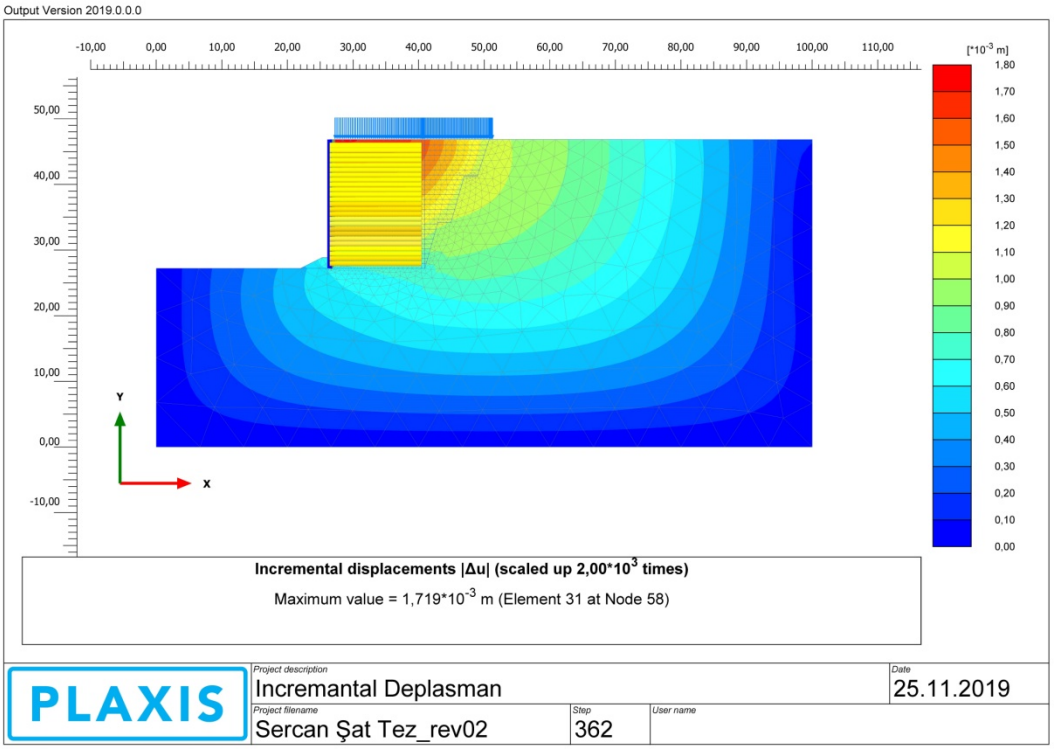
En alt kademeden başlayarak, panel yerleşimi ve her bir çelik şerit kademesi serilip dolgu ile sıkıştırılmasının ardından en üst kota kadar sistem modellenmiş olup, statik ve sismik durumda toprakarme duvar sisteminin toplam deplasman grafikleri Şekil 5.17 ve Şekil 5.18'de verilmektedir. Sistemin statik ve sismik durumda güvenlik sayıları ise Şekil 5.19'da gösterilmektedir.

Çizelge 5.6 : Zemin parametreleri için kullanılan değerler.

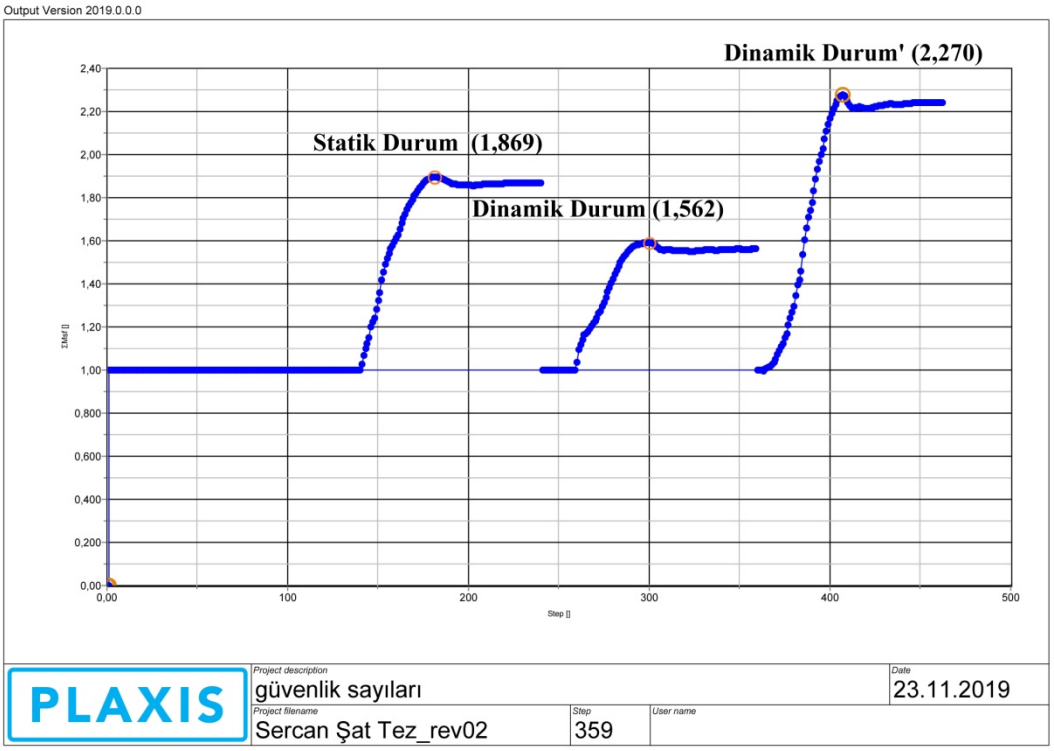
Zemin Cinsi	Zemin Modeli	γ (kN/m3)	E50 (MPa)	Eoed (MPa)	Eur (MPa)	E (MPa)	c (kPa)	ϕ
Toprakarme Dolgusu	HSE	20	40	40	120	-	15	36
Geri Dolgu	HSE	20	30	30	90	-	20	34
Ana Kaya-Çamurtaşı	MC	23	-	-	-	268	64	31



Şekil 5.17 : Statik durumda toplam deplasman grafiği (u:14mm).

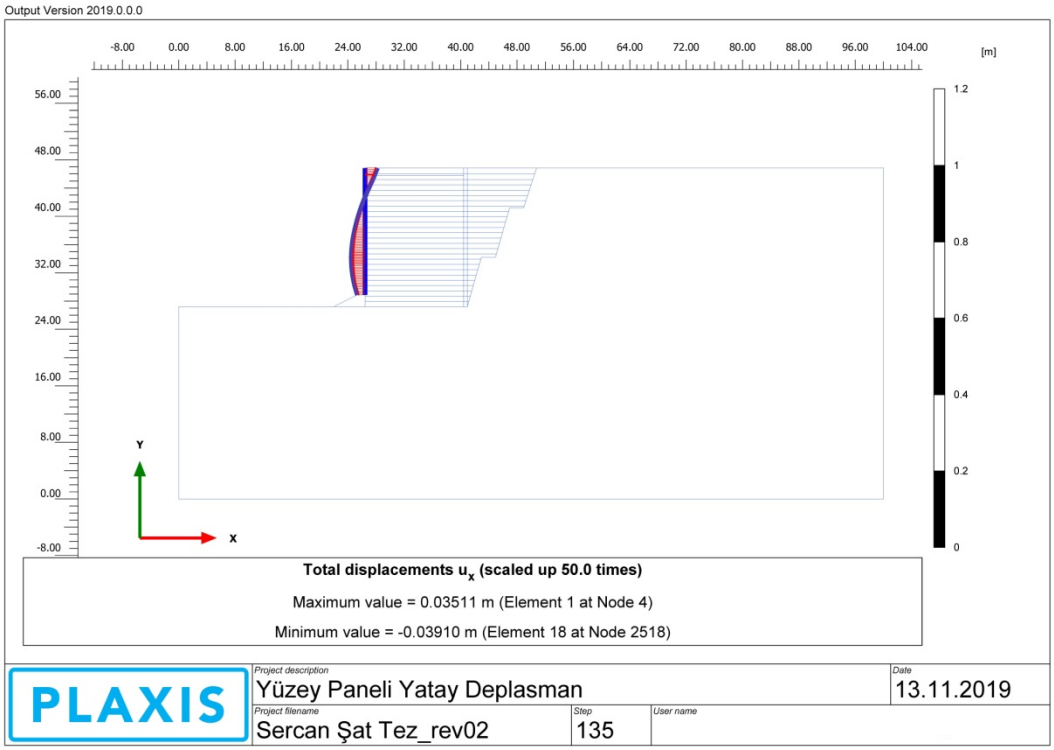


Şekil 5.18 : Sismik durumda arttırılmış deplasman grafiği (1.7mm).

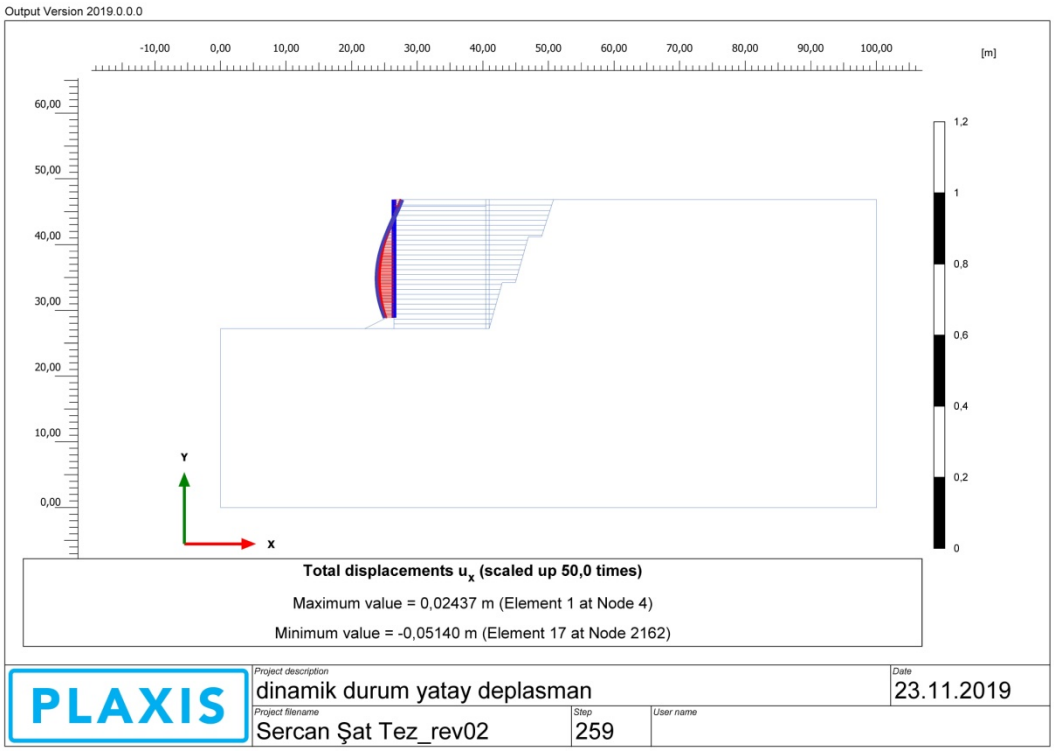


Şekil 5.19 : Statik ve sismik durumda güvenlik sayıları.

Panel yüzeyinde oluşan yatay deplasman grafiği statik durum için Şekil 5.20'de sismik durum için ise Şekil 5.21'de verilmektedir.

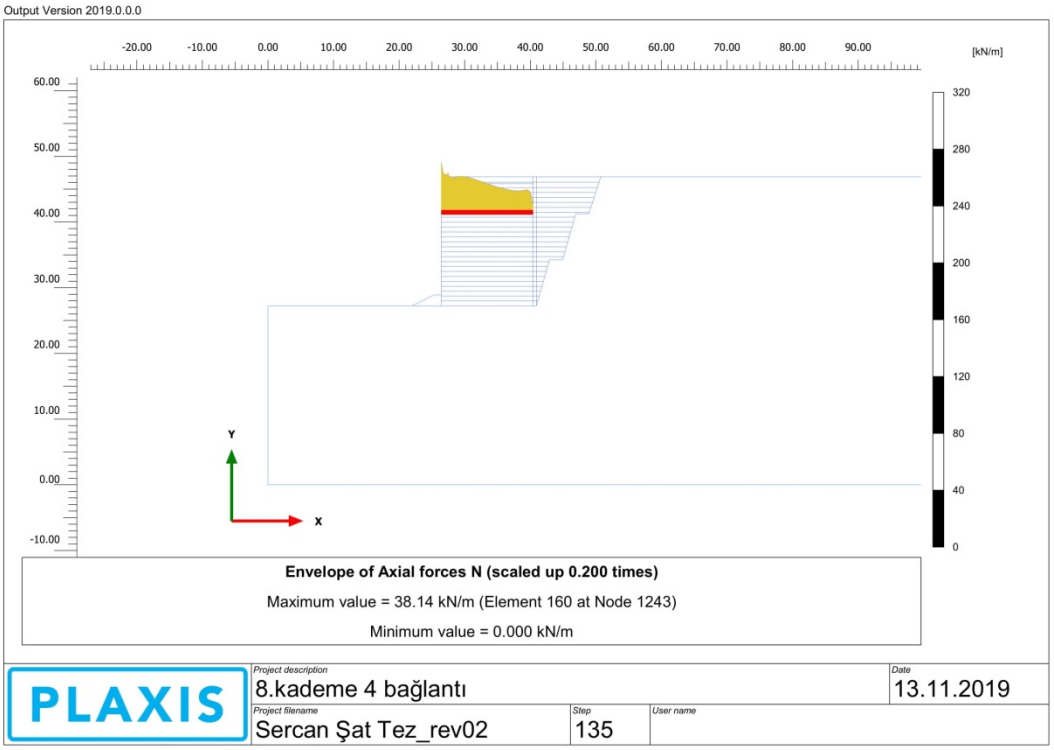


Şekil 5.20 : Statik durumda panel yüzeyindeki yatay deplasman grafiği (U_x:39mm).

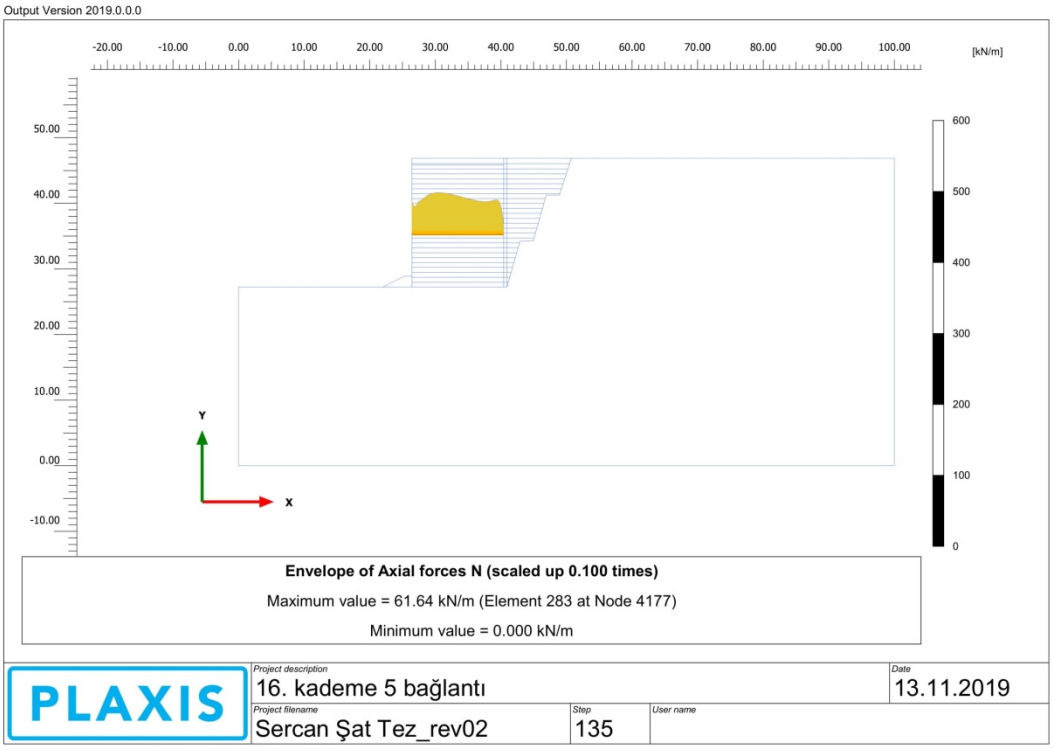


Şekil 5.21 : Sismik durumda panel yüzeyindeki yatay deplasman grafiği (U_x:51mm).

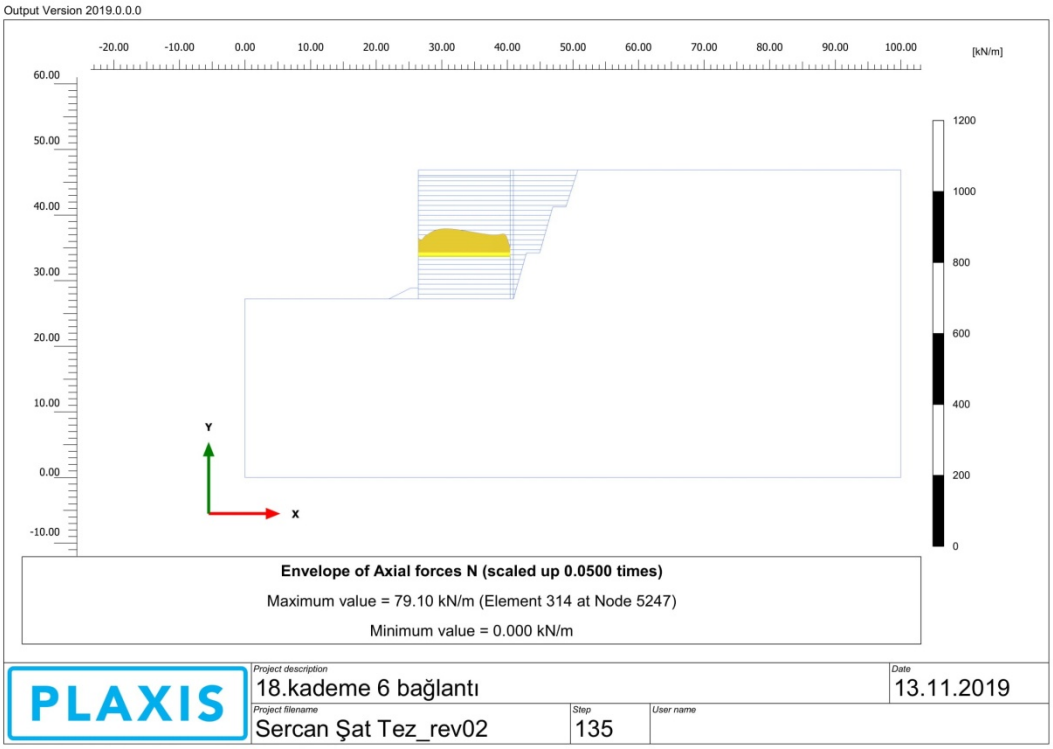
Statik ve sismik (Psödo-Statik) durumlarda her bir bağlatı durumundaki seritlere uygulanan maksimum yük değerleri Şekil 5.22'den Şekil 5.35'e kadar verilmiştir.



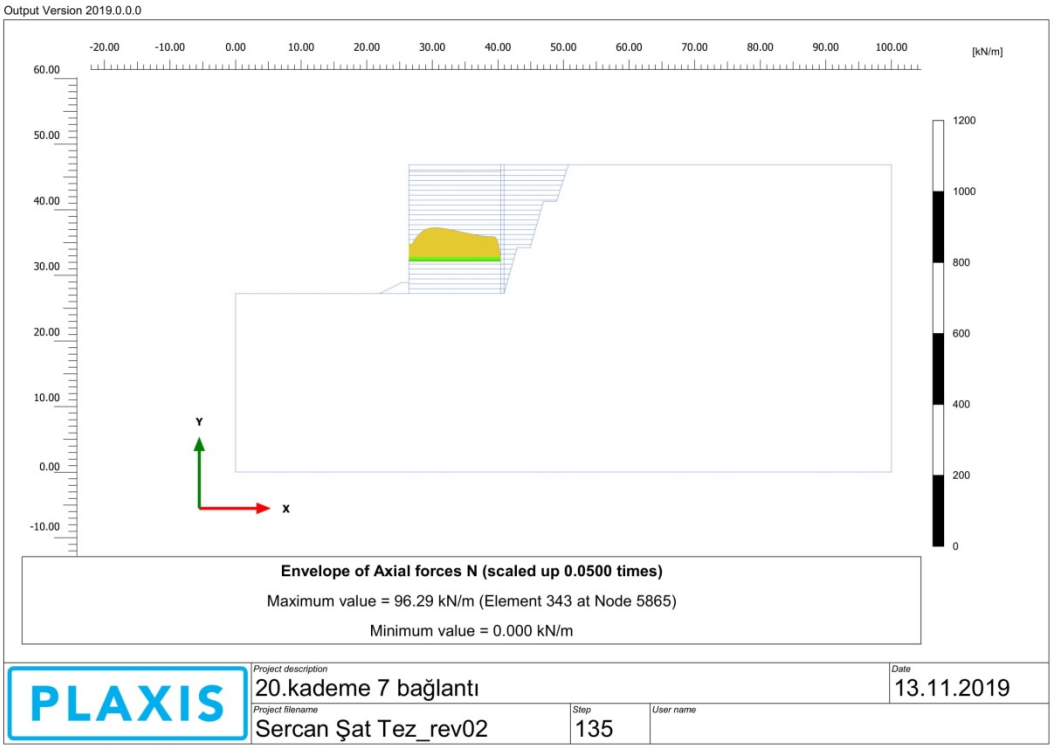
Şekil 5.22 : Statik durumda 4 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.



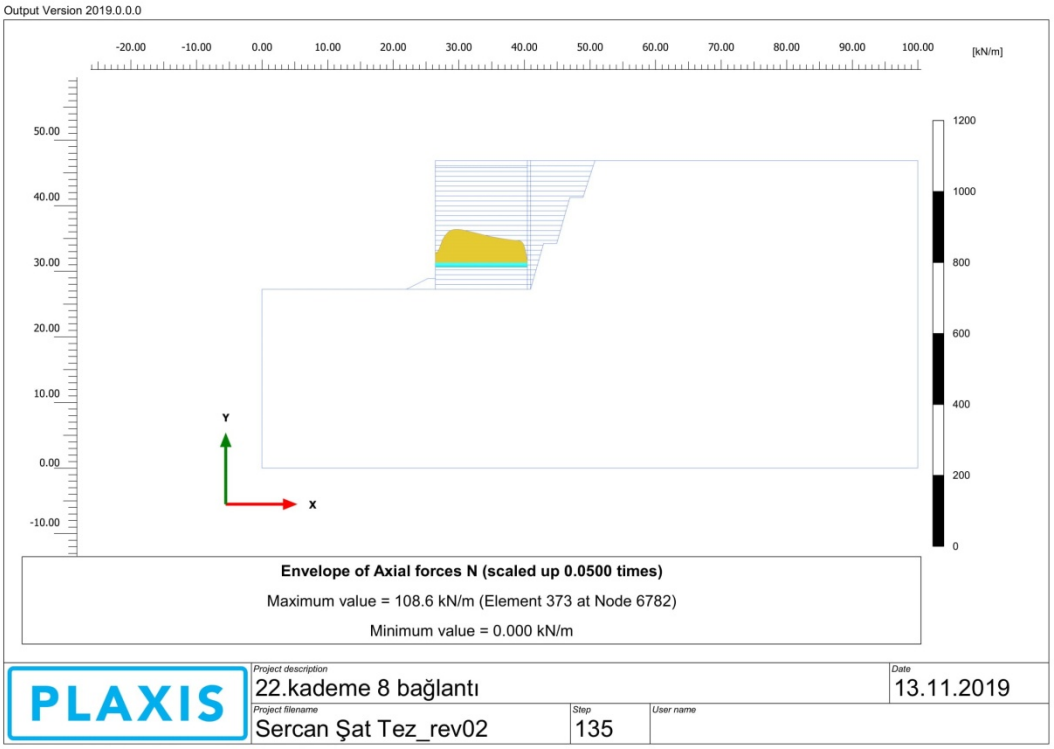
Şekil 5.23 : Statik durumda 5 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.



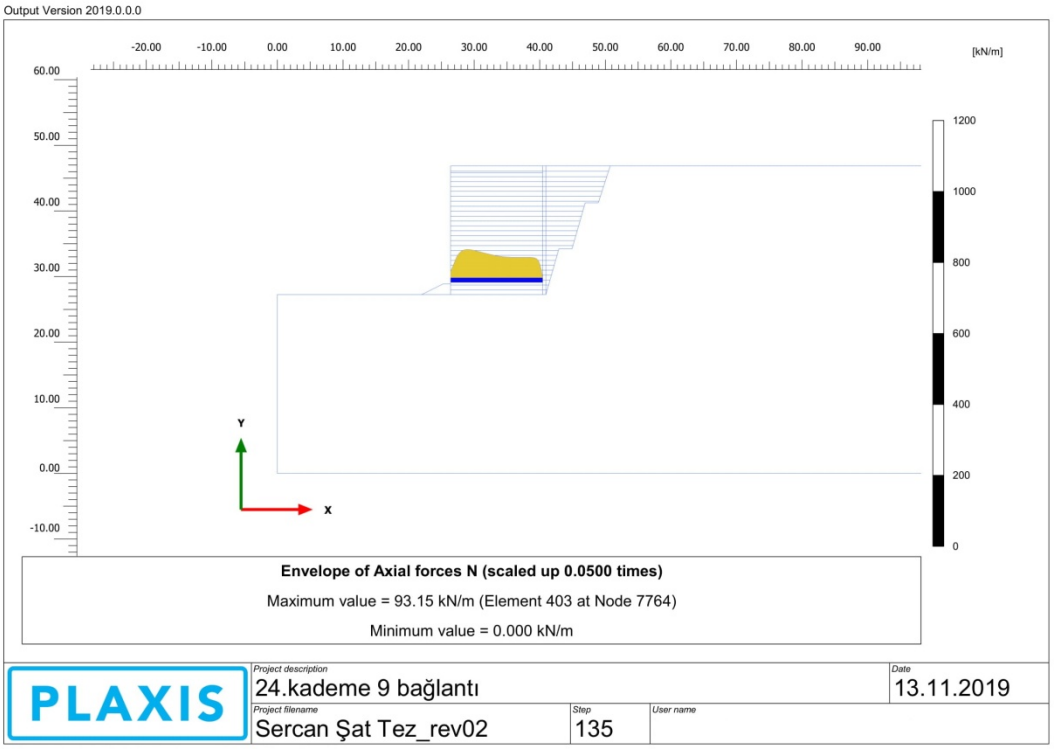
Şekil 5.24 : Statik durumda 6 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.



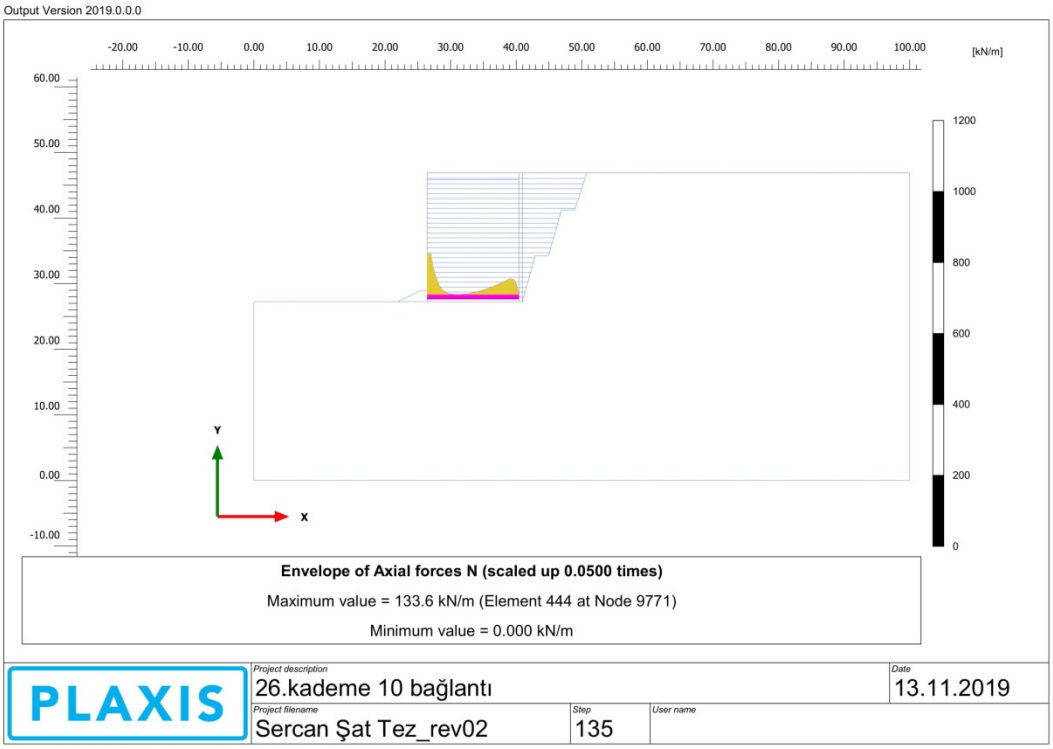
Şekil 5.25 : Statik durumda 7 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.



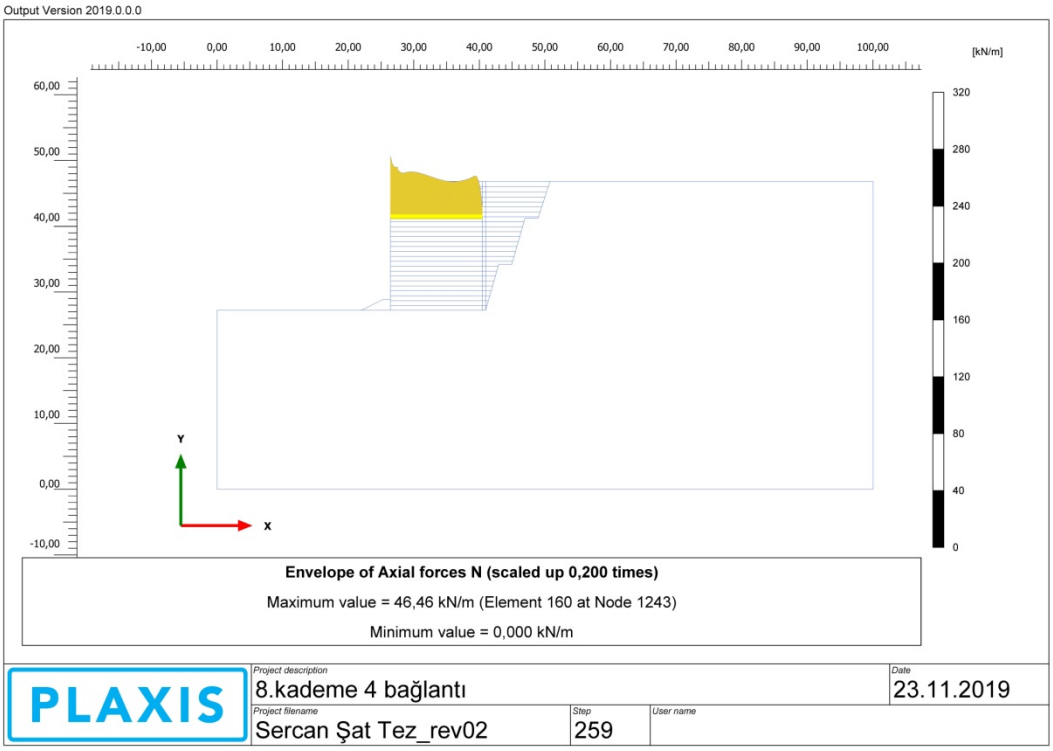
Şekil 5.26 : Statik durumda 8 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.



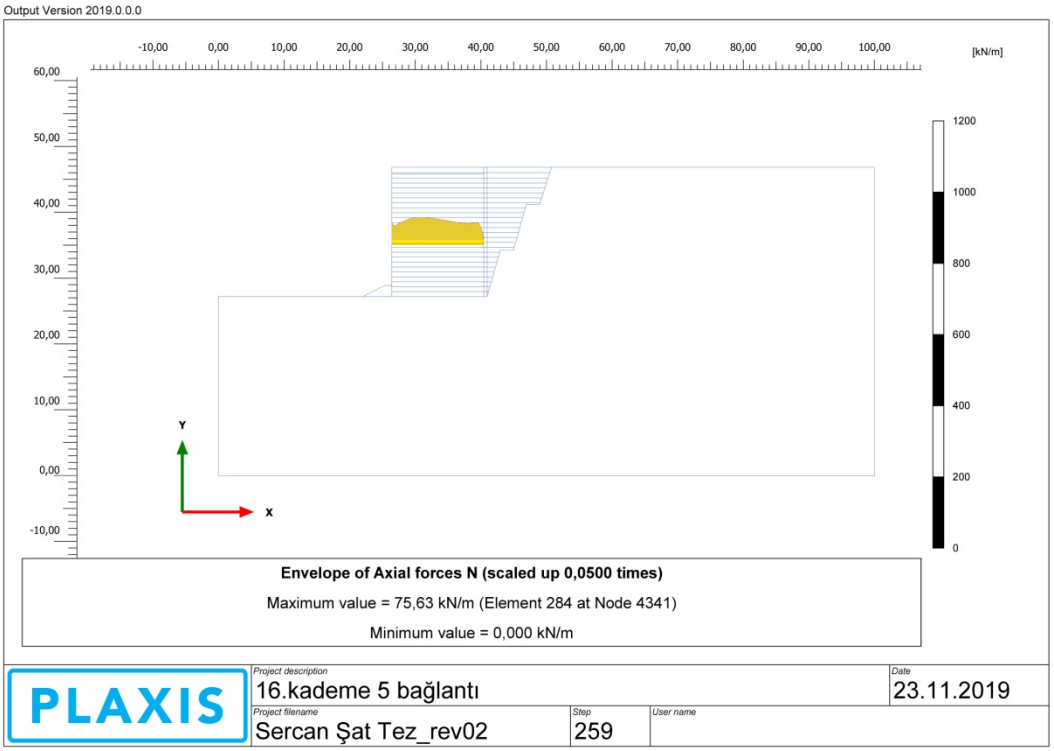
Şekil 5.27 : Statik durumda 9 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.



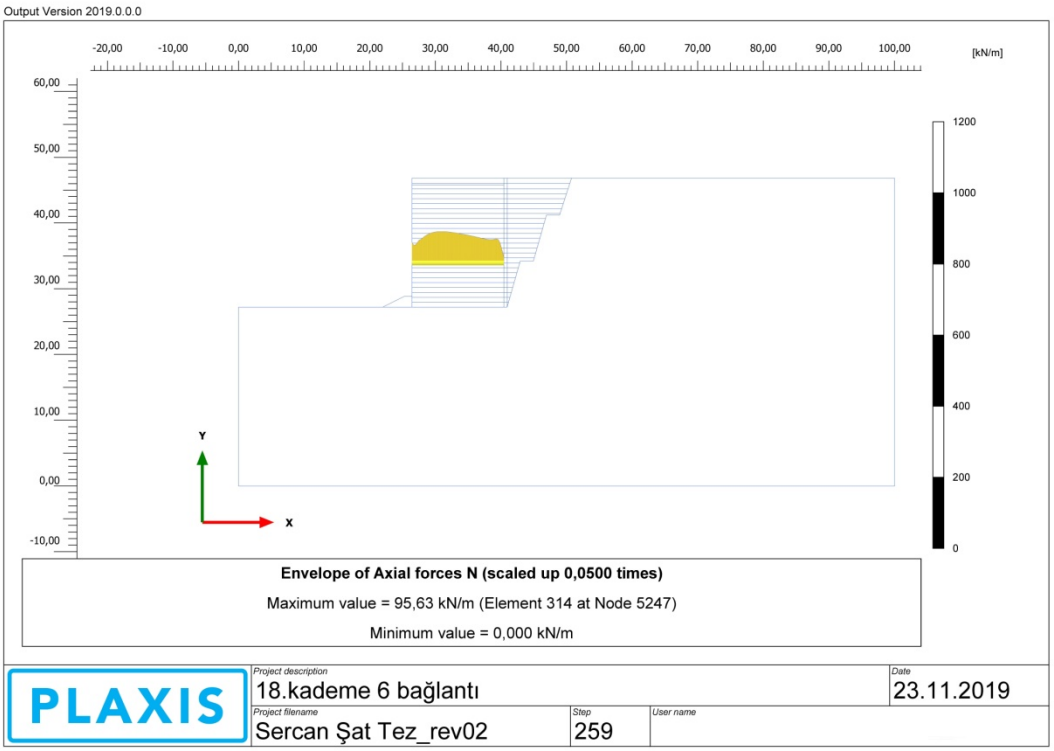
Şekil 5.28 : Statik durumda 10 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.



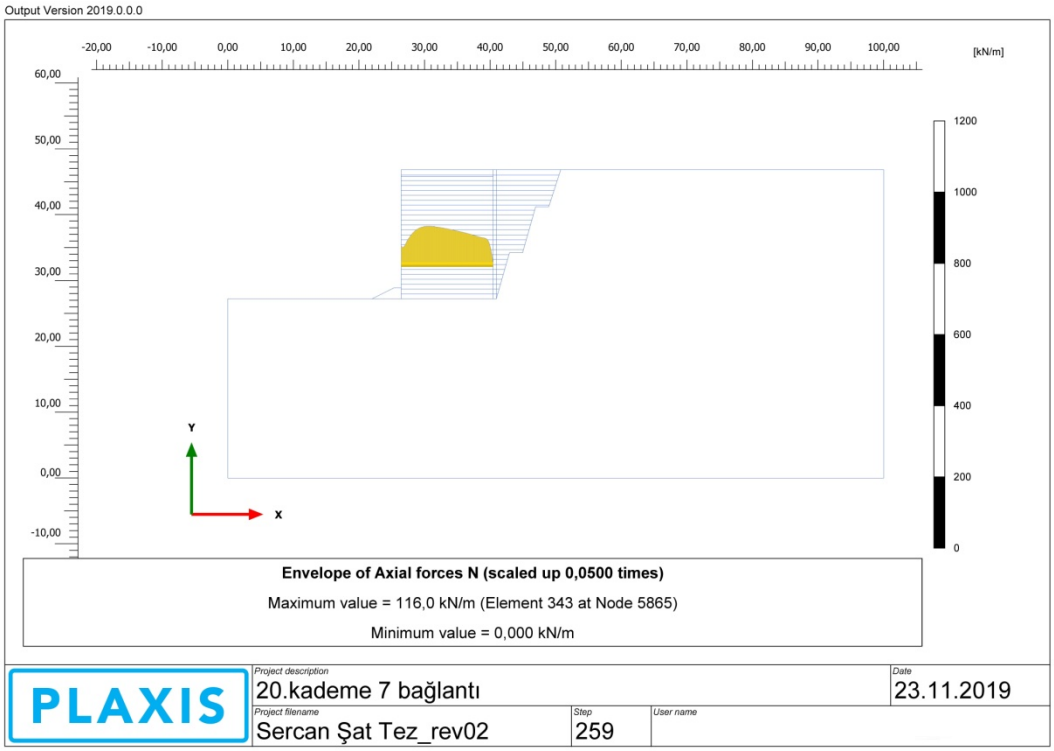
Şekil 5.29 : Sismik durumda 4 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.



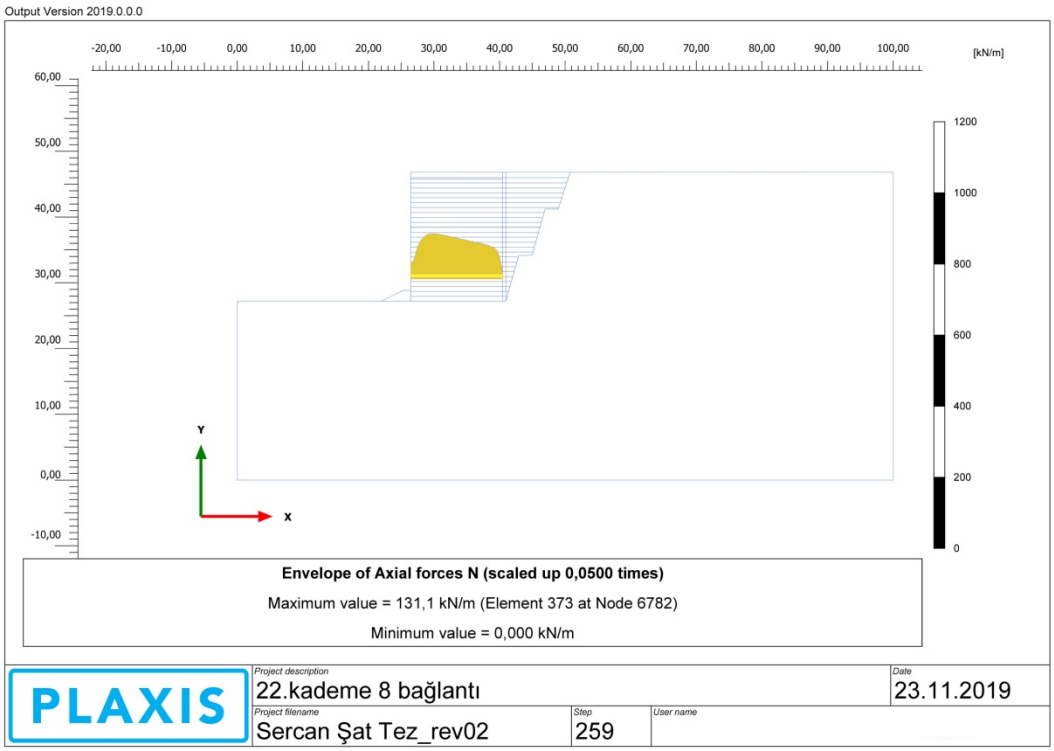
Şekil 5.30 : Sismik durumda 5 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.



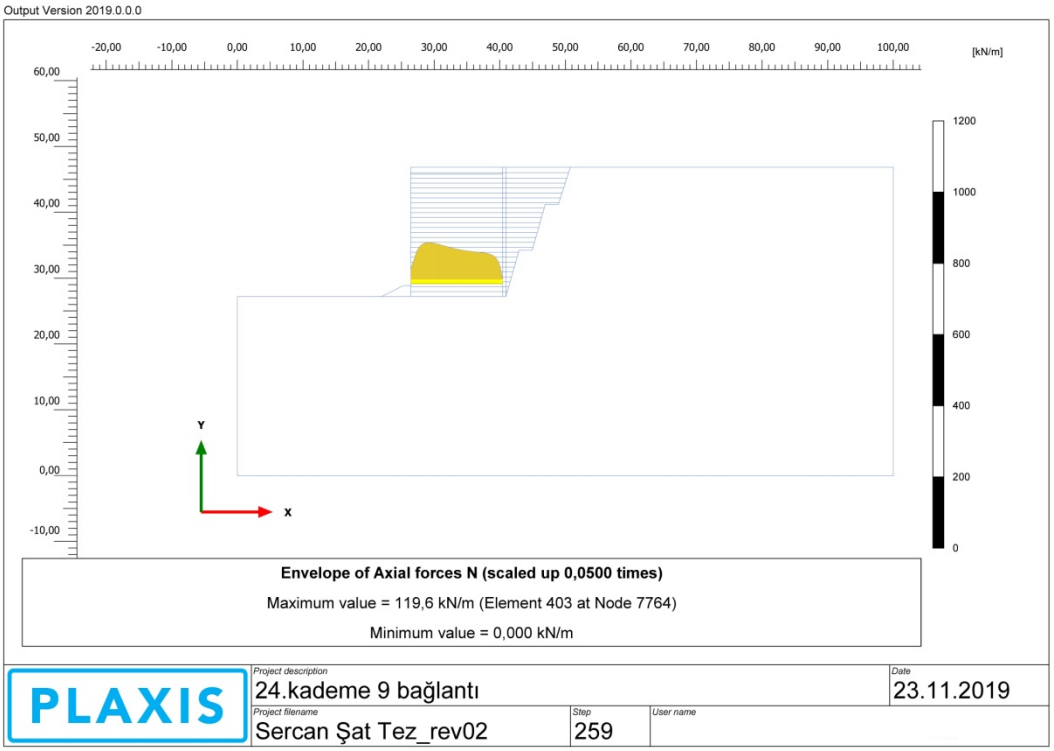
Şekil 5.31 : Sismik durumda 6 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.



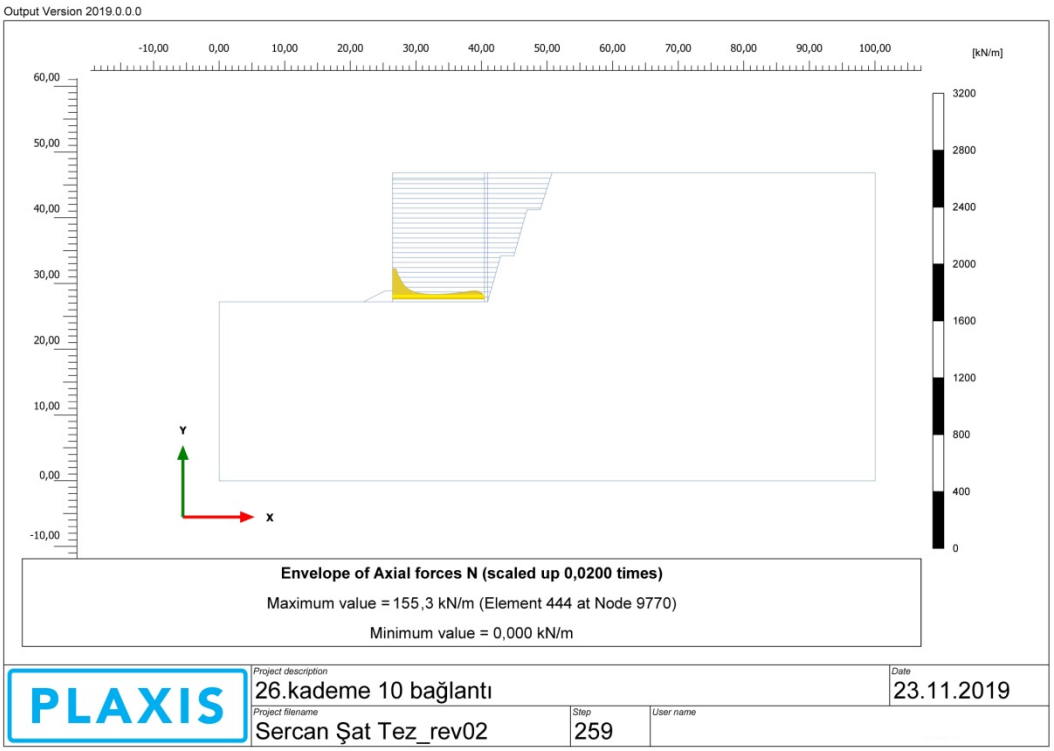
Şekil 5.32 : Sismik durumda 7 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.



Şekil 5.33 : Sismik durumda 8 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.



Şekil 5.34 : Sismik durumda 9 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.



Şekil 5.35 : Sismik durumda 10 bağlantılı donatılarda maksimum gerilme değeri.

Plaxis programı ile tasarlanan modelde her bir şerite gelen yükler statik ve sismik durumda analiz edilmiş olup, maksimum yük oluşan şeritler tespit edilmiştir. Çizelge 5.7'de kazı aşamalarına göre şeritlere gelen yükler toplu halde görülebilmektedir.

Çizelge 5.7 : Statik ve sismik durumda kazı kademelerine göre şeritlere gelen yükler.

Donatı Kademesi	Bağlantı Adedi	Statik Durum Tmaks (kN/m)	Sismik Durum Tmaks (kN/m)
1	4	23,97	25,69
2	4	13,40	19,08
3	4	17,30	19,34
4	4	21,68	25,81
5	4	30,98	33,49
6	4	30,33	35,53
7	4	37,60	43,97
8	4	38,14	46,46
9	5	45,59	48,95
10	5	46,78	51,23
11	5	47,86	52,83
12	5	48,94	53,49
13	5	51,07	53,74
14	5	54,96	69,95
15	5	58,60	72,95
16	5	61,64	75,63
17	6	76,49	93,08
18	6	79,10	95,63
19	7	94,29	113,80
20	7	96,29	116,00
21	8	110,40	133,00
22	8	108,60	131,10
23	9	111,70	137,00
24	9	93,15	119,60
25	10	79,95	114,00
25	10	133,60	155,30

Plaxis sonuçlarına göre statik durumda maksimum yük en alt kademe şerite gelmektedir ve yükün değeri 133,60 kN/m'dir. Aynı şekilde sismik durumda maksimum yük en alt kademe şerite gelmektedir ve yükün değeri 155,30 kN/m'dir.

6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Günümüzde uygulamasına sıkça rastladığımız otoyol, sanat yapıları, havalimanı, baraj yapıların tasarımları yapılırken, şevlerin stabilite sorunu önemli bir unsur haline gelmektedir. Bu sorunu ortadan kaldırmak amacı ile mühendislik yapıları ile entegre olarak çalışacak çeşitli istinat yapı sistemleri çözüm olarak önerilmekte ve önerilen çözüm irdelenerek en uygun ve optimize durum değerlendirilmektedir.

Yapılan uygulamalarda istinat yapılarına hangi şartlar altında ihtiyaç duyulabileceği ve tercih edilecek istinat yapısı türünün projenin akışını doğrudan etkilemesi sebebi ile doğru kararlar alınması önemlidir. Çalışma kapsamında istinat yapılarının bir çeşiti olan esnek istinat yapıları incelenmiş ve bu yapı sınıfına dahil olan donatılı zemin istinat yapıları üzerinde durulmuştur. Donatılı zemin istinat yapıları özellikle zayıf zemin koşulları barındıran, su koşulları sebebi ile kritik durum teşkil eden inşaat projelerinde; yapımda kolaylık sağlaması, geçici duvar oluşturma mecburiyeti ve yeniden kullanma olanağının ekonomi sağlaması sebebiyle rijit ve yarı rijit türlere göre tercih sebebi haline gelmiştir.

Özellikle son 40 yılda ulaştırma ve sanayi yapılarında sıkça kullanılmaya başlayan donatılı zemin yapısı, iri daneli dolgu zeminin içerisine yerleştirilen çelik şeritler sayesinde çekme dayanımı sağlayarak kompozit bir sistem oluşturmaktadır. Bu tür istinat yapılarının avantajı büyük kütleli olmaları ve gerektiğinde kazı yapılmadan yamaç ya da yarmanın önüne hızla yükseltilebilmeleridir. Genişliklerinin fazla oluşu sebebi ile gelen yükleri zemine yayarak, çok zayıf zeminlerde ekonomik uygulamalar yapabilmektedir. Donatılı zemin yapıları tüm bunların haricinde, aşırı deprem ivmeleri altında ötelemelerin kabul edilebilir limitleri aşmaması nedeniyle güvenle tercih edilme sebebi haline gelmiştir.

Bu çalışma kapsamında, toprakarme istinat yapılarının tarihsel gelişimi incelenerek, çelik şerit donatılı istinat yapısı genel çalışma prensipleri ve yapısal elemanları ile ortaya konmuştur. Toprakarme istinat yapılarının tasarımında göz önüne alınan temel prensipler, çelik şerit donatılı yapısal elemanlar için yapılan kabuller, toprakarme

istinat yapılarının şartname ve yönetmeliklere göre tasarım gereklilikleri araştırılmıştır. Çelik şerit uygulanarak tasarımı yapılan toprakarme sistemde, limit durum ve sonlu elemanlar yöntemi ile çözüm yapılarak, yüksek sürşarj yükleri altında sistemin davranışı incelenmiştir. Projenin tasarımı kapsamında kullanılan nümerik analiz programlarının dikkate aldığı çalışma koşulları irdelenmiş, statik ve sismik yükleme yapılarak çıkan sonuçlar karşılaştırılarak geoteknik değerlendirmeler yapılmıştır. Statik ve sismik yükleme durumunda tasarım ilkelerinin belirlenmesinde A.B.D., Türkiye ve Fransa Karayollarının ilgili şartname ve yönetmeliklerine başvurulmuştur.

Bu çalışmanın konusunu, Kazakistan'da bulunan bir bakır madeni tesisi kapsamında yapılmış olan 3. derece deprem bölgesindeki dik bir şevin topuk bölgesine inşa edilen 20m yüksekliğindeki donatılı zemin istinat yapısı oluşturmaktadır. Tasarım A.B.D. Karayolları şartnamesine göre statik ve sismik yükler dikkate alınarak oluşturulan analizleri içermektedir. Donatılı esnek istinat duvarı iç ve dış stabilite analizleri Valdez programı ile, genel stabilite ve toptan göçme analizleri ise Plaxis 2D ve Slide programları ile çözülerek çalışma içeriğine dahil edilmiştir. Çalışma kapsamında birtakım değerlendirmeler yapılmış ve bu değerlendirmeler neticesinde çıkan sonuçlar aşağıda özetlenmiştir;

- Sistemin genel stabilite analizleri Slide ve Plaxis yazılımları yardımı ile hesaplanmış, toptan göçme durmu için güvenlik kat sayıları Çizelge 6.1'de gösterilmiştir.

Çizelge 6.1 : Toptan göçme güvenlik kat sayıları sonuçları.

Kullanılan Program	Statik Durum (G.S)	Sismik Durum (G.S)
Plaxis	1.869	1.562
Slide	2.076	1.839

- Limit denge yönteminin analiz şeklinde, bir şevin güvenlik sayısı değeri, o şevin göçmesi için zeminin kayma mukavemetini sağlayan mühendislik parametrelerinin hangi miktarda azaltılması gerektiğini ifade eden sayıdır. Limit denge yönteminde zemin mukavemetinin kohezyon ve sürtünme bileşenleri için güvenlik sayısı tüm zeminler için eşit kabul edilir. Sonlu

elemanlar yöntemlerinde bu kabullerin kullanılması gerekmez. Bu nedenle güvenlik sayılarının hesabında kullanılan yaklaşımlar birbirlerinden farklı olmaktadır (Tekin, 2011). Bu bilgiler doğrultusunda kritik kayma yüzeyinin oluşumunun net bir şekilde anlaşılabilmesi için limit denge yöntemlerinin yeterli olmayacağı düşünülmüş ve şev hareketlerine bağlı deplasmanları da hesaplayabilen bir yaklaşıma ihtiyaç duyulduğu için sonlu elemanlar yöntemi ile analiz yapan programdan da yararlanılmıştır. Çizelge 6.1 incelendiğinde her iki programdan elde edilen değerlerin birbirine yakın olduğu ve bu değerlerin Çizelge 3.4'de belirtilen sınır değerlerin üzerinde yer aldığı görülmüştür.

- Plaxis sonuçlarına göre panel yüzeyinde oluşan yatay deplasman değerleri Çizelge 6.2'de verilmektedir. Bu değerler, 20m yüksekliğe sahip bir toprakarme duvar için literatürde verilen limit deplasman değer sınırları dahilinde kalındığını göstermektedir.

Çizelge 6.2 : Statik ve sismik durumda panel yüzeyinde oluşan yatay deplasman değerleri

Panel Yüzeyi Yatay Deplasman (U_x)	
Statik Durum	3.9cm
Psödo-Statik Durum	5.1cm

- Plaxis yazılımı ile yapılan analizlerde çelik şeritlere gelen eksenel yükler, Valdez yazılımı yardımı ile analiz edilmiş olan sistemdeki çelik şeritlere gelen eksenel yükler ile kıyaslanarak, kritik durumlar irdelenmiştir. Çizelge 6.3'de statik ve sismik durum için donatılar üzerindeki maksimum gerilme değerleri gösterilmektedir.

- Çizelge 6.3'de görüleceği üzere statik durumda Valdez ve Plaxis analizlerinden elde edilen sonuçların birbirlerine yakın mertebelerde olduğu, ve çeliğin taşıma kapasitesi limit sınırları içerisinde kaldığı gözlenmektedir. Sismik (psödo-statik) durum analizleri de ise Plaxis yazılımından elde edilen değerlerin statik durma göre artış gösterdiği gözlenirken, Valdez yazılımda aynı analiz sonuçlarında değerlerin rölatif olarak az olduğu gözlenmektedir. Plaxis yazılımnda malzeme ve hesaplama yöntemleri esnasında herhangi bir azaltma faktörü kullanılmamaktadır. Ancak Valdez yazılımında ise sismik

durum analizlerinde Şekil 4.2'de verilen güvenlik faktörleri (1,35) ile donatılara etkiyecek yük değerleri azaltılmaktadır.

Çizelge 6.3 : Statik ve sismik durumda donatılardaki maksimum gerilme değerleri.

VALDEZ HESAP SONUÇLARI							PLAXIS HESAP SONUÇLARI	
Donatı Kademesi	Bağlantı Adedi	Birim Hesap Genişliği (sh,m)	Statik Durum		Sismik Durum		Statik Durum Tmaks (kN/m)	Sismik (Psödo-Statik) Durum Tmaks (kN/m)
			Tmaks (kN)	Tmaks (kN/m)	Tmaks (kN)	Tmaks (kN/m)		
1	4	3	15,28	20,37	7,02	9,36	23,97	25,69
2	4	3	19,15	25,53	10,29	13,72	13,40	19,08
3	4	3	22,40	29,87	13,22	17,63	17,30	19,34
4	4	3	25,24	33,65	15,84	21,12	21,68	25,81
5	4	3	27,68	36,91	18,15	24,20	30,98	33,49
6	4	3	29,72	39,63	20,15	26,87	30,33	35,53
7	4	3	31,34	41,79	21,84	29,12	37,60	43,97
8	4	3	32,55	43,40	23,22	30,96	38,14	46,46
9	5	3	27,67	46,12	21,19	35,32	45,59	48,95
10	5	3	30,28	50,47	23,13	38,55	46,78	51,23
11	5	3	32,94	54,90	25,09	41,82	47,86	52,83
12	5	3	35,65	59,42	27,09	45,15	48,94	53,49
13	5	3	38,42	64,03	29,11	48,52	51,07	53,74
14	5	3	41,24	68,73	31,17	51,95	54,96	69,95
15	5	3	44,14	73,57	33,27	55,45	58,60	72,95
16	5	3	47,10	78,50	35,41	59,02	61,64	75,63
17	6	3	41,79	83,58	32,59	65,18	76,49	93,08
18	6	3	44,39	88,78	34,63	69,26	79,10	95,63
19	7	3	40,35	94,15	32,52	75,88	94,29	113,80
20	7	3	42,72	99,68	34,38	80,22	96,29	116,00
21	8	3	39,51	105,36	32,73	87,28	110,40	133,00
22	8	3	41,72	111,25	34,47	91,92	108,60	131,10
23	9	3	39,12	117,36	33,15	99,45	111,70	137,00
24	9	3	41,22	123,66	34,80	104,40	93,15	119,60
25	10	3	39,06	130,20	33,74	112,47	79,95	114,00
26	10	3	40,55	135,17	34,99	116,63	133,60	155,30

EK A'da görüleceği üzere yalnızca donatılar üzerinde değil toprakarme dolgusunun birim hacim ağırlığı değerlerinde de farklı analiz değerleri için farklı azaltma faktörleri kullanılmaktadır. Buradan hareketle, sismik durum analizlerinde birden fazla parametrede azaltma faktörleri kullanarak analiz yapan Valdez yazılımı ile Plaxis yazılımı değerlerinin kıyaslanması sağlıklı sonuçlar vermemektedir. Krahn (2004) tarafından ifade edildiği gibi güvenlik sayısı her hesap dilimi için değişkendir. Tüm dilimler için güvenlik sayısının eşit olması kuralı nedeniyle limit denge yöntemlerinden elde edilen gerilmeler her zaman gerçekçi ya da temsili olamamaktadır.

KAYNAKLAR

AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. *2009 Interim Revisions.*

AASHTO. (2007). *LRFD Bridge Design Specifications* .

AASHTO T-27-11. (2012). *Sieve Analysis of Fineand Coarse Aggregate.* American Association of State Highway and Transportation Officials, USA.

Alhabshi, A. (2006). *Finite Element Based Design Procedures For MSE/Soil Nail Hybrid Retaining (Doctor of Philosophy).* Faculty of Texas Tech University.

Alkaya, D., & Yeşil, B. (2012). Metal şerit ve Geosentetik Donatı Kullanılarak Oluşturulan Donatılı Zemin (Toprakarme) Yapıların Spreadsheet Kullanarak Analizi, Bilimsel Makale.

American Society of Civil Engineers, 1994. *Retaining and Flood Walls Technical Engineering and Design Guides, ASCE Press, New York.*

Arı, S. (1998). Toprakarme Sistemi ve Türkiye'deki Uygulamaları. *İnşaat Mühendisliği Odası Teknik Dergi, İstanbul* .

Bahadır, A., & Onur, İ. (2017). Derin Kazı Destek Sistemi Tasarımında Zemin Modeli Seçimi. *7.Geoteknik Sempozyumu.* İstanbul.

Berilgen, M. (2016). Geoteknik Mühendisliğinde Sayısal Yöntemler ve Program Kullanımı. *TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Geoteknik Meslekçi Eğitim Kursu.* YTÜ İnş. Fak. İnş. Müh. Böl. Geoteknik Anabilim Dalı.

Bieniawski, Z. T. (1973). *Rock mass classification in rock.* In Exploration for Rock Engineering, Proc.of the Symp., (ed. Z.T. Bieniawski) .

Brinkgreve, R., & Broere, W. (2004). *Plaxis 2D Manuel-Version 8.*

Department of Transportation. (1998). *Geosynthetic Design and Construction Guidelines Participant Notebook.* Washington: Publication No: FHWA HI-95-038 National Highway Institute.

Durgunoğlu, H. T., & Özbatır, M. (2007). Donatılı Zemin Duvar Yapılarının Depremde Davranışı (Bildiri). *TMMOB Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 1.Özel Konulu Sempozyum.* İstanbul.

Durgunoğlu, H. T., & Özbatır, M. (2007). Donatılı Zemin Duvar Yapılarının Depremde Davranışı. *TMMOB Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 1.Özel Konulu Sempozyum.* İstanbul.

Elias, V., Christopher, B. R., & Berg, R. R. (2001). *FHWA-NHI-00-043: Design of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines.* Woodbury, USA.

Emir, A. S. (2005). *Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Statik ve Dinamik Yüklere Göre Tasarımı (Yüksek Lisans Tezi).* İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

FHWA. (2009). *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines.* United State of America. National Highway Institute: U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.

Fırat, S., & Canik, B. (2014). Şev İyileştirmelerinde Kullanılan Kazıklara Uygulanan Deprem Etkisi. *Politeknik Dergisi* , 31-34.

Güler, E., Çiçek, E., Demirkan, M. M., & Hamderi, M. (2011). Numerical Analysis of Reinforced Soil Walls with Granular and Cohesive Backfills Under Cyclic Loads. *Bull Earthquake Eng.10:793–811.*

Güneri, U. (1997). *Teorik Ve Pratik Donatılı Zemin Uygulamaları Üzerine Bir Araştırma (Yüksek Lisans Tezi).* Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İzmir.

Hoek, E., Carranza, C., & Corkum, T. (2002). *Hoek-Brown Failure Criterion-2002 Edition.* Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto,2002.

Janbu, N. (1963). *Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests.* Wiesbaden, Vol. 1, p. 19-25.: Proceedings of European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ECSMFE).

Kabakçı, İ. (2017). *Zemin Çivili Duvarların Tasarım İlkeleri ve Snap-2, Snailz, Plaxis, Slide Programları ile İncelenmesi (Yüksek Lisans Tezi).* İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Kempfert, H. G., & Gebreselassi, B. (2006). *Constitutive Soil Models and Soil Parameters.* Excavations and Foundations in Soft Soils, 57-116.

Kesim, R. S. (1996). *Donatılı Zemin Yapılarının Sistem Davranış Özellikleri (Yüksek Lisans Tezi).* İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Koerner, R. M. (1998). *Design with Geosynthetics.* Prentice Hall.

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice-Hall Inc.* New Jersey.

KTŞ. (2013). Karayolları Genel Müdürlüğü, Karayolları Teknik Şartnamesi, Ankara.

Liang, R. Y. (2004). *MSE Wall and Reinforcement Testing (Master of Thesis).* University of Akron.

McKittrick, D. P. (1978). Reinforced Earth Application of Theory and Research to Practice. *Symposium on Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques.* Sydney, Australia.

Mitchell, J. K., & Zornberg, J. G. (1995). *Reinforced Soil Structures with Poorly Draining Backfills Part II: Case Histories and Applications.* Geosynthetics International, Vol. 2, No. 1, pp. 265-307.

Özkol, O. (2006). *Geosentetik Donatılı İstinat Yapılarının Tasarımı (Yüksek Lisans Tezi).* İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Peng, L. V., & Yang, G. (2000). *Dynamic Stability Analysis of Geosyntheticly Reinforced Soil Retaining Wall Under Earthquake Loading Shijiazhuang Railway Institute.* China.

Rocscience Inc. (2011). 2D elasto-plastic finite element program. Joint Verification Manual .

Saydal, K. (1996). *A Case Study on The Application of Prestressed and Passive Anchors (Master of Thesis).* Boğaziçi Ünversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Schanz, T., Vermeer, P., & Bonier, P. (1999). *Formulation and Verification of the Hardening Soil Model. In Beyond 2000 in Computational Geotechnics.* Balkema,Rotterdam.

Seyedtehrani, E. (2016). *Design of MSE/Soil Nail Hybrid Walls Under Highspeed Railway Loads (Master of Thesis).* İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Slide 5.0. (1997). *Slide user Manual Book.* 1991-1997 Silicon Graphics, Inc.

Smith, R., & Ünal, İ. (1989). Donatılı Toprak Projelendirme ve Malzemelere İlişkin Notlar. *Türkiye İnşaat Mühendisleri Odası 10. Teknik Kongre Bildiriler Kitabı Cilt 2.* Ankara.

Şengün, E. (2013). *Oyuk Genişlemesi Probleminin Sonlu Elemanlar Yöntemi ile İki Boyutlu Sayısal Analizi(Yüksek Lisans Tezi).* İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Tarakçı, M. (2017). *Derin Kazılarda Yatay Jet Grout Uygulamasının Sonlu Elemanlar Yöntemi ile İncelenmesi (Yüksek Lisans Tezi).* İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Tekin, A. (2011). *Sonlu Elemanlar ve Limit Denge Yöntemleri İle Şev Stabilitesi Analizi (Yüksek Lisans Tezi).* İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Tezcan, S., & Buket, Z. S. (1999). Design of Reinforced Soil Retaining Wall Including Seismic Performance Principals. Türk Deprem Vakfı, İstanbul.

TS 7994. (1990). *Zemin Dayanma Yapıları; Sınıflandırma, Özellikleri Ve Projelendirme Esasları.* Ankara.

Xanthakos, P. P. (1994). *Slurry Walls as Structural Systems.* New York: McGraw-Hill.

Yıldız, T. (2014). *Aşırı Yüklemeler Altında Toprakarme İstinat Yapılarının Tasarımı (Yüksek Lisans Tezi).* İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Yılmaz, F. (2018). *Şerit Donatılı Toprakarme Duvar Sisteminin Uygulanması (Yüksek Lisans Tezi).* Bartın Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Bartın.

EKLER

EK A: Valdez Analizi Hesap Çıktıları

EK A: Valdez Analizi Hesap Çıktıları

```
COPPERMIWS02.RST                    Wednesday November13 2019  17:03:23  Page 1


          ************************************************
          *                                              *
          *       Reinforced Earth : Program Valdez      *
          *                                              *
          *                                        5.2   *
          ************************************************


Job number : coppermi
============

Run number : 02
============


Structure  : Copper Mine
============
             ReinforcedEarth Wall

             Reas Turkey

Designed by : ss
============
```

```
*************************************
*     1 .    GENERAL DATA           *
*************************************
```

1 . 1 STRUCTURE CLASS :

Service life : 40 years

Site : No water

1 . 2 R.E. STRIPS :

protection : Galvanized

Type 1: HA 40X4

```
grade              : 510.0 MPa
width          b  :  40.0  mm
thickness      eo :   4.0  mm
sacrif. thick. es :  0.625 mm
Allowable tensile strength :
         full section  Tr  :  44.18 kN
         connection    Tro :  29.26 kN
```

Type 2: HA 50X4

```
grade              : 510.0 MPa
width          b  :  50.0  mm
thickness      eo :   4.0  mm
sacrif. thick. es :  0.625 mm
Allowable tensile strength :
         full section  Tr  :  55.65 kN
         connection    Tro :  41.08 kN
```

1 . 3 FACING: TERRACLASS

1 . 4 SEISMIC DATA :

```
Maximal horizontal acceleration ao/g : 0.20
Reduction factor of live loads       : 0.00
Dynamic variation factor             : 1
```

```
****************************************
*          2 . SECTION  02             *
****************************************
```

2 . 1 SECTION DATA :

2 . 1 . 1 GEOMETRY :

```
R.E MASS
  Facing height   Hf : 19.480 m        R.E.backfill height   H1 : 19.480 m
  Coping height   Hc :  0.000 m        Free board            Ht :  0.000 m
  Slope height    H2 :  0.00  m        Mechanical height     Hm : 19.480 m
  Slope angle   Beta :  0.00  deg.     Terrace angle      Omega :  0.00  deg.
  Setback          F :  0.00  m        Angle at toe      Beta_s :  0.00  deg.

  Strip Length : 14.00 m

SURCHARGES
  Load     q  :  50.00 kPa           Position Lq :   1.00 m
  Type        : Superstructure
```

2 . 1 . 2 SOIL PROPERTIES :

```
R.E. BACKFILL
  Density   gamma1 maxi : 20.00 kN/m3     Friction   phi1 : 36.00 deg.
            gamma1 mini : 18.00 kN/m3

GENERAL BACKFILL
  Density   gamma2      : 20.00 kN/m3     Friction   phi2 : 33.00 deg.

FOUNDATION
  Cohesion  C3          : 64.00 kPa       Friction   phi3 : 31.00 deg.
```

2 . 1 . 3 EARTH PRESSURE :

```
  Inclination of earth pressure at back of R.E. mass delta =  14.31 deg.

  Earth pressure coefficients:
  k2x   =  0.000   k2y   =  0.269   (Static)
  x     =  0.000 m y     = 19.480 m
  kaex  =  0.000   kaey  =  0.371   (Dynamic)
  x     =  0.000 m y     = 19.480 m
```

2 . 2 EXTERNAL STABILITY

2 . 2 . 1 LOADS APPLIED ON THE FOUNDATION SOIL :

case		Rv kN/m	Rh kN/m	M kNm/m	qref kPa	2.x m
1		8668.98	1677.88	52110.18	721.08	12.02
2		5987.00	1677.88	33222.57	539.45	11.10
3		6421.47	1242.88	38600.13	534.13	12.02
1s	+dW	6047.61	1958.57	27673.44	660.81	9.15
	-dW	5365.81	1958.57	22900.85	628.62	8.54
2s	+dW	5468.08	1890.39	24280.81	615.71	8.88
	-dW	4854.46	1890.39	19985.47	589.57	8.23

Minimum embedment depth = 1.08 m

2 . 2 . 2 SLIDING ON THE BASE - OVERTURNING :

	SLIDING ON THE BASE				OVERTURNING
	Overdesign factor		minimal value		Overdesign factor
case	slip in R.E.	slip in found.	phi(ø)	Cohesion(kPa)	
1	3.13	2.91	13.08	-	3.56
			-	197.75	
2	2.16	2.11	18.59	-	2.51
			-	197.75	
1s	1.66	1.68	23.65	-	1.60
			-	209.85	

2 . 3 INTERNAL STABILITY

Calculation width : 3.00 m

2 . 3 . 1 STRIP RUPTURE - TENSILE LOAD AT FACING : Overdesign factors

layer	z m	deltah m	Strip type	Ties Num.	Ties Num.	case	k	sigmah kPa	Tmax kN	To kN	Tr/Tm	Tro/To	
1	0.365	0.740	2	4	4	1	.403	27.54	15.28	12.99	3.64	3.16	UR4
						2	.403	20.11	11.16	9.49	4.99	4.33	
						1s	.403	2.94	7.02	5.97	7.92	6.88	
						2s	.403	2.65	6.32	5.37	8.80	7.65	
2	1.115	0.750	2	4	4	1	.384	34.04	19.15	16.27	2.91	2.52	UR4
						2	.384	24.37	13.71	11.65	4.06	3.53	
						1s	.384	8.56	10.29	8.75	5.41	4.70	
						2s	.384	7.71	9.26	7.87	6.01	5.22	
3	1.865	0.750	2	4	4	1	.365	39.82	22.40	19.04	2.48	2.16	UR4
						2	.365	28.18	15.85	13.47	3.51	3.05	
						1s	.365	13.63	13.22	11.24	4.21	3.66	
						2s	.365	12.27	11.90	10.11	4.68	4.06	
4	2.615	0.750	2	4	4	1	.346	44.88	25.24	21.46	2.20	1.91	UR4
						2	.346	31.51	17.73	15.07	3.14	2.73	
						1s	.346	18.14	15.84	13.46	3.51	3.05	
						2s	.346	16.33	14.26	12.12	3.90	3.39	
5	3.365	0.750	2	4	4	1	.327	49.21	27.68	23.53	2.01	1.75	UR4
						2	.327	34.39	19.34	16.44	2.88	2.50	
						1s	.327	22.09	18.15	15.42	3.07	2.66	
						2s	.327	19.89	16.34	13.89	3.41	2.96	
6	4.115	0.750	2	4	4	1	.308	52.83	29.72	25.26	1.87	1.63	UR4
						2	.308	36.79	20.70	17.59	2.69	2.34	
						1s	.308	25.50	20.15	17.12	2.76	2.40	
						2s	.308	22.97	18.14	15.42	3.07	2.66	
7	4.865	0.750	2	4	4	1	.288	55.72	31.34	26.64	1.78	1.54	UR4
						2	.288	38.73	21.78	18.52	2.55	2.22	
						1s	.288	28.36	21.84	18.56	2.55	2.21	
						2s	.288	25.56	19.67	16.72	2.83	2.46	
8	5.615	0.750	2	4	4	1	.269	57.87	32.55	27.67	1.71	1.48	UR4
						2	.269	40.19	22.60	19.21	2.46	2.14	
						1s	.269	30.68	23.22	19.74	2.40	2.08	
						2s	.269	27.65	20.92	17.78	2.66	2.31	
9	6.365	0.750	2	5	5	1	.260	61.48	27.67	23.52	2.01	1.75	R(4+6)
						2	.260	42.68	19.21	16.33	2.90	2.52	
						1s	.260	33.64	21.19	18.01	2.63	2.28	
						2s	.260	30.34	19.09	16.23	2.91	2.53	
10	7.115	0.750	2	5	5	1	.260	67.28	30.28	25.74	1.84	1.60	R(4+6)
						2	.260	46.74	21.03	17.88	2.65	2.30	
						1s	.260	37.77	23.13	19.66	2.41	2.09	
						2s	.260	34.08	20.85	17.72	2.67	2.32	
11	7.865	0.750	2	5	5	1	.260	73.19	32.94	28.00	1.69	1.47	R(4+6)
						2	.260	50.90	22.91	19.47	2.43	2.11	
						1s	.260	41.96	25.09	21.33	2.22	1.93	
						2s	.260	37.88	22.63	19.24	2.46	2.14	
12	8.615	0.750	2	5	5	1	.260	79.22	35.65	30.30	1.56	1.36	R(4+6)
						2	.260	55.18	24.83	21.11	2.24	1.95	
						1s	.260	46.21	27.09	23.02	2.05	1.78	

layer	z m	deltah m	Strip type	Num.	Ties Num.	case	k	sigmah kPa	Tmax kN	To kN	Tr/Tm	Tro/To	
						2s	.260	41.74	24.45	20.78	2.28	1.98	
13	9.365	0.750	2	5	5	1	.260	85.37	38.42	32.65	1.45	1.26	R(4+6)
						2	.260	59.59	26.82	22.79	2.08	1.80	
						1s	.260	50.53	29.11	24.75	1.91	1.66	
						2s	.260	45.67	26.29	22.34	2.12	1.84	
14	10.115	0.750	2	5	5	1	.260	91.65	41.24	35.06	1.35	1.17	R(4+6)
						2	.260	64.14	28.86	24.53	1.93	1.67	
						1s	.260	54.93	31.17	26.50	1.79	1.55	
						2s	.260	49.68	28.17	23.94	1.98	1.72	
15	10.865	0.750	2	5	5	1	.260	98.08	44.14	37.52	1.26	1.09	R(4+6)
						2	.260	68.85	30.98	26.33	1.80	1.56	
						1s	.260	59.41	33.27	28.28	1.67	1.45	
						2s	.260	53.77	30.08	25.57	1.85	1.61	
16	11.615	0.750	2	5	5	1	.260	104.68	47.10	40.04	1.18	1.03	R(4+6)
						2	.260	73.72	33.17	28.20	1.68	1.46	
						1s	.260	63.98	35.41	30.10	1.57	1.36	
						2s	.260	57.95	32.04	27.23	1.74	1.51	
17	12.365	0.750	2	6	6	1	.260	111.44	41.79	36.07	1.33	1.14	R6
						2	.260	78.78	29.54	25.50	1.88	1.61	
						1s	.260	68.65	32.59	28.13	1.71	1.46	
						2s	.260	62.24	29.51	25.46	1.89	1.61	
18	13.115	0.750	2	6	6	1	.260	118.39	44.39	38.96	1.25	1.05	R6
						2	.260	84.04	31.51	27.65	1.77	1.49	
						1s	.260	73.43	34.63	30.39	1.61	1.35	
						2s	.260	66.64	31.38	27.53	1.77	1.49	
19	13.865	0.750	2	7	7	1	.260	125.53	40.35	35.99	1.38	1.14	R(6+8)
						2	.260	89.52	28.77	25.66	1.93	1.60	
						1s	.260	78.33	32.52	29.00	1.71	1.42	
						2s	.260	71.15	29.48	26.29	1.89	1.56	
20	14.615	0.750	2	7	7	1	.260	132.90	42.72	38.72	1.30	1.06	R(6+8)
						2	.260	95.24	30.61	27.75	1.82	1.48	
						1s	.260	83.35	34.38	31.16	1.62	1.32	
						2s	.260	75.79	31.19	28.27	1.78	1.45	
21	15.365	0.750	2	8	8	1	.260	140.50	39.51	36.38	1.41	1.13	R8
						2	.260	101.23	28.47	26.22	1.95	1.57	
						1s	.260	88.51	32.73	30.14	1.70	1.36	
						2s	.260	80.58	29.71	27.36	1.87	1.50	
22	16.115	0.750	2	8	8	1	.260	148.34	41.72	39.02	1.33	1.05	R8
						2	.260	107.50	30.24	28.28	1.84	1.45	
						1s	.260	93.82	34.47	32.23	1.61	1.27	
						2s	.260	85.51	31.32	29.29	1.78	1.40	
23	16.865	0.750	2	9	9	1	.260	156.46	39.12	37.15	1.42	1.11	R(8+10)
						2	.260	114.10	28.52	27.09	1.95	1.52	
						1s	.260	99.29	33.15	31.48	1.68	1.30	
						2s	.260	90.61	30.15	28.63	1.85	1.43	
24	17.615	0.750	2	9	9	1	.260	164.87	41.22	39.74	1.35	1.03	R(8+10)
						2	.260	121.04	30.26	29.17	1.84	1.41	
						1s	.260	104.93	34.80	33.56	1.60	1.22	
						2s	.260	95.89	31.69	30.55	1.76	1.34	
25	18.365	0.750	2	10	10	1	.260	173.60	39.06	38.22	1.42	1.07	R10
						2	.260	128.36	28.88	28.26	1.93	1.45	
						1s	.260	110.75	33.74	33.01	1.65	1.24	
						2s	.260	101.35	30.74	30.08	1.81	1.37	

layer	z m	deltah m	Strip type	Num.	Ties Num.	case	k	sigmah kPa	Tmax kN	To kN	Tr/Tm	Tro/To	
26	19.115	0.740	2	10	10	1	.260	182.66	40.55	40.27	1.37	1.02	R10
						2	.260	136.11	30.22	30.00	1.84	1.37	
						1s	.260	116.78	34.99	34.74	1.59	1.18	
						2s	.260	107.03	31.92	31.69	1.74	1.30	

2 . 3 . 2 ADHERENCE : Overdesign factor

layer	z m	L m	La m	type	Num. Ties		case	f*	Za m	Tmax kN	Tf kN	Tf/Tm
1	0.365	14.00	8.22	2	4	4	1	1.252	1.923	15.28	38.39	2.51
							2	1.230	2.096	11.16	27.40	2.46
							1s	1.453	0.365	7.02	30.71	4.37
							2s	1.453	0.365	6.32	29.59	4.68
2	1.115	14.00	8.34	2	4	4	1	1.158	2.653	19.15	49.72	2.60
							2	1.136	2.824	13.71	34.61	2.52
							1s	1.356	1.115	10.29	39.78	3.87
							2s	1.356	1.115	9.26	37.38	4.04
3	1.865	14.00	8.47	2	4	4	1	1.064	3.384	22.40	59.13	2.64
							2	1.042	3.553	15.85	40.54	2.56
							1s	1.260	1.865	13.22	47.31	3.58
							2s	1.260	1.865	11.90	43.78	3.68
4	2.615	14.00	8.59	2	4	4	1	0.965	4.149	25.24	66.75	2.64
							2	0.943	4.320	17.73	45.27	2.55
							1s	1.163	2.615	15.84	53.40	3.37
							2s	1.163	2.615	14.26	48.89	3.43
5	3.365	14.00	8.72	2	4	4	1	0.866	4.922	27.68	72.04	2.60
							2	0.843	5.095	19.34	48.43	2.50
							1s	1.066	3.365	18.15	57.63	3.18
							2s	1.066	3.365	16.34	52.31	3.20
6	4.115	14.00	8.84	2	4	4	1	0.766	5.694	29.72	74.81	2.52
							2	0.743	5.869	20.70	49.89	2.41
							1s	0.970	4.115	20.15	59.85	2.97
							2s	0.970	4.115	18.14	53.89	2.97
7	4.865	14.00	8.97	2	4	4	1	0.727	6.466	31.34	81.72	2.61
							2	0.727	6.644	21.78	55.98	2.57
							1s	0.873	4.865	21.84	65.38	2.99
							2s	0.873	4.865	19.67	60.46	3.07
8	5.615	14.00	9.09	2	4	4	1	0.727	7.239	32.55	92.76	2.85
							2	0.727	7.419	22.60	63.38	2.80
							1s	0.776	5.615	23.22	74.21	3.20
							2s	0.776	5.615	20.92	68.45	3.27
9	6.365	14.00	9.22	2	5	5	1	0.727	8.011	27.67	104.07	3.76
							2	0.727	8.194	19.21	70.96	3.69
							1s	0.727	6.365	21.19	83.26	3.93
							2s	0.727	6.365	19.09	76.64	4.01
10	7.115	14.00	9.34	2	5	5	1	0.727	8.783	30.28	115.65	3.82
							2	0.727	8.969	21.03	78.73	3.74
							1s	0.727	7.115	23.13	92.52	4.00
							2s	0.727	7.115	20.85	85.03	4.08
11	7.865	14.00	9.47	2	5	5	1	0.727	9.556	32.94	127.50	3.87
							2	0.727	9.743	22.91	86.67	3.78
							1s	0.727	7.865	25.09	102.00	4.07
							2s	0.727	7.865	22.63	93.61	4.14
12	8.615	14.00	9.59	2	5	5	1	0.727	10.328	35.65	139.63	3.92
							2	0.727	10.518	24.83	94.80	3.82
							1s	0.727	8.615	27.09	111.70	4.12
							2s	0.727	8.615	24.45	102.38	4.19
13	9.365	14.00	9.72	2	5	5	1	0.727	11.100	38.42	152.03	3.96
							2	0.727	11.293	26.82	103.11	3.85
							1s	0.727	9.365	29.11	121.62	4.18
							2s	0.727	9.365	26.29	111.36	4.24

layer	z m	L m	La m	type	Num.	Ties	case	f*	Za m	Tmax kN	Tf kN	Tf/Tm
14	10.115	14.00	9.84	2	5	5	1	0.727	11.872	41.24	164.69	3.99
							2	0.727	12.068	28.86	111.60	3.87
							1s	0.727	10.115	31.17	131.76	4.23
							2s	0.727	10.115	28.17	120.53	4.28
15	10.865	14.00	9.97	2	5	5	1	0.727	12.645	44.14	177.64	4.02
							2	0.727	12.843	30.98	120.28	3.88
							1s	0.727	10.865	33.27	142.11	4.27
							2s	0.727	10.865	30.08	129.90	4.32
16	11.615	14.00	10.09	2	5	5	1	0.727	13.417	47.10	190.85	4.05
							2	0.727	13.617	33.17	129.13	3.89
							1s	0.727	11.615	35.41	152.68	4.31
							2s	0.727	11.615	32.04	139.46	4.35
17	12.365	14.00	10.44	2	6	6	1	0.727	14.230	41.79	209.44	5.01
							2	0.727	14.437	29.54	141.66	4.80
							1s	0.727	12.365	32.59	167.55	5.14
							2s	0.727	12.365	29.51	152.99	5.19
18	13.115	14.00	10.82	2	6	6	1	0.727	15.047	44.39	229.42	5.17
							2	0.727	15.261	31.51	155.13	4.92
							1s	0.727	13.115	34.63	183.54	5.30
							2s	0.727	13.115	31.38	167.54	5.34
19	13.865	14.00	11.19	2	7	7	1	0.727	15.864	40.35	250.26	6.20
							2	0.727	16.086	28.77	169.18	5.88
							1s	0.727	13.865	32.52	200.21	6.16
							2s	0.727	13.865	29.48	182.71	6.20
20	14.615	14.00	11.57	2	7	7	1	0.727	16.681	42.72	271.97	6.37
							2	0.727	16.910	30.61	183.81	6.00
							1s	0.727	14.615	34.38	217.57	6.33
							2s	0.727	14.615	31.19	198.51	6.36
21	15.365	14.00	11.94	2	8	8	1	0.727	17.498	39.51	294.53	7.45
							2	0.727	17.735	28.47	199.02	6.99
							1s	0.727	15.365	32.73	235.63	7.20
							2s	0.727	15.365	29.71	214.94	7.23
22	16.115	14.00	12.32	2	8	8	1	0.727	18.315	41.72	317.97	7.62
							2	0.727	18.559	30.24	214.81	7.10
							1s	0.727	16.115	34.47	254.37	7.38
							2s	0.727	16.115	31.32	231.99	7.41
23	16.865	14.00	12.69	2	9	9	1	0.727	19.132	39.12	342.26	8.75
							2	0.727	19.383	28.52	231.18	8.10
							1s	0.727	16.865	33.15	273.81	8.26
							2s	0.727	16.865	30.15	249.67	8.28
24	17.615	14.00	13.07	2	9	9	1	0.727	19.936	41.22	367.20	8.91
							2	0.727	20.194	30.26	247.97	8.19
							1s	0.727	17.615	34.80	293.76	8.44
							2s	0.727	17.615	31.69	267.80	8.45
25	18.365	14.00	13.44	2	10	10	1	0.727	20.686	39.06	391.95	10.03
							2	0.727	20.944	28.88	264.56	9.16
							1s	0.727	18.365	33.74	313.56	9.29
							2s	0.727	18.365	30.74	285.72	9.29
26	19.115	14.00	13.82	2	10	10	1	0.727	21.436	40.55	417.49	10.30
							2	0.727	21.694	30.22	281.67	9.32
							1s	0.727	19.115	34.99	333.99	9.55
							2s	0.727	19.115	31.92	304.21	9.53

Strips type 1 : HA 40X4
Strips type 2 : HA 50X4

```
Strips type 1 :     0.0 meters for  3.0 m width of wall
Strips type 2 :  2128.0 m
```

```
                    ***********************************
                    *       COMPLEMENTARY DATA        *
                    ***********************************


 1  STANDARDISATION FILE :  TURK MSE
--------------------------


 2  CALCULATION METHOD : Limit state
------------------------


 3   FACTORS :
--------------

|                      Load factors            R.E    |
| load         LFw     LFp     LFq1    LFq2  density  |
| cases                                               |
|   1          1.35    1.35    1.35    1.35     2     |
|   2          1.00    1.35    1.00    1.35     1     |
|   3          1.00    1.00    1.00    1.00     2     |
|   1s         1.00    1.00    1.00    1.00     2     |
|   2s         1.00    1.00    1.00    1.00     1     |
|                                                     |
 R.E density : 1 = min - 2 = max


|                                                                |
| Safety factors     FSg    FSgc     FSr     FSc     FSt     FSf  |
|     Static        1.20    1.65    1.50    1.50    1.50    1.35  |
|     Seismic       1.20    1.50    1.50    1.50    1.50    1.00  |
| Method factors                                                  |
|     Static        1.000           1.000   1.000   1.000   1.000 |
|     Seismic       1.000           1.000   1.000   1.000   1.000 |
|_________________________________________________________________|


 4  STRIPS :
------------

  Strip type 1
  ------------
  Width tolerance  :  1.50 mm      Thickness tolerance :  0.00 mm
  Hole diameter    : 12.70 mm
     -> tolerance  :  0.30 mm

  Strip type 2
  ------------
  Width tolerance  :  1.50 mm      Thickness tolerance :  0.00 mm
  Hole diameter    : 12.70 mm
     -> tolerance  :  0.00 mm

 5  FACING :
------------
  Vertical strip spacing  :  0.750 m
  bottom height           :  0.365 m
  Facing flexibility      : 2
  Flexibility : 1 = rigid    (ex: full height facing)
                2 = descrete (ex: std panels)
                3 = flexible (ex: steel facing)
  Tr/R0 ratio   toe     0.4pHm      Hm
      (%)     100.00     85.00     85.00
```

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Sercan ŞAT

Doğum Tarihi ve Yeri : 04.03.1988 Kadıköy/İSTANBUL

E-posta : sercansat@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2012, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü
- **Lisans** : 2012, İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Fakültesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü

MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:

- 2012 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi'nde lisans eğitimini tamamladı.
- İnşaat Mühendisi olarak 7 yıl özel sektörde çalışma tecrübesi vardır.