

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ZEMİN ÇİVİSİ İLE ŞEV STABİLİTESİ VE DERİN
KAZILARIN DESTEKLENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Özlem ÜSTÜNDAĞ**

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2003

**ZEMİN ÇİVİSİ İLE ŞEV STABİLİTESİ VE DERİN
KAZILARIN DESTEKLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Özlem ÜSTÜNDAĞ
(501001650)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 5 Mayıs 2003
Tezin Savunulduğu Tarih : 5 Haziran 2003

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Ahmet SAĞLAMER
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Feyza ÇİNİCİOĞLU (İ.Ü.)
Doç.Dr. Tuğrul ÖZKAN (İ.T.Ü.)

MAYIS 2003

ÖNSÖZ

Yüksek Lisans Tezi olarak hazırlanan bu çalışmada, zemin çivisi ile şev stabilitesi ve derin kazıları desteklenmesi geoteknik açıdan incelenmiş, zemin çivili duvar tasarımında göz önüne alınacak unsurlar açıklanmıştır.

Tez çalışmalarım süresince sabır ve hoşgörü ile bilgi ve deneyimlerinden yararlanma fırsatını bana veren danışman hocam Prof. Dr. Ahmet SAĞLAMER başta olmak üzere, bu çalışmamda bana yol gösteren İnş. Y. Müh. Ethem BALIK'a, Yüksek Lisans programım süresince bana her türlü desteği veren KEMER YAPI ve TURİZM A.Ş. Planlama Departmanı'na ve bugüne kadar her konuda bana verdikleri maddi ve manevi destekten dolayı aileme en içten teşekkürlerimi sunarım.

Mayıs 2003

Özlem ÜSTÜNDAĞ

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	v
TABLO LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	vii
SEMBOL LİSTESİ	ix
ÖZET	xi
SUMMARY	xii
1. GİRİŞ	1
2. ZEMİN ÇİVİSİ YÖNTEMİ	4
2.1 Zemin Çivisi Tanımı	4
2.2 Zemin Çivisi Kavramı	5
2.3 Tarihçesi ve Gelişimi	6
2.4 Zemin Çivisi Yönteminin Avantajları	7
2.5 Zemin Çivisi Yönteminin Dezavantajları	8
2.6 Zemin Çivisi Yöntemi İçin Uygun Zemin Koşulları	9
2.7 Zemin Çivisi Yöntemi İçin Uygun Olmayan Zemin Koşulları	9
2.8 İmalat Malzemeleri	10
2.8.1 Çiviler	10
2.8.2 Yüzey Kaplaması	13
2.9 İnşaat Aşamaları	15
3. UYGULAMA KRİTERİ	20
3.1 Genel	20
3.2 Kazı Destekleme Yapıları	20
3.3 Mevcut Yapıların Onarılması ve Yeniden Yapılandırılması	21
3.4 Şev Stabilizasyonu	22
3.5 Maliyet Analizi	23
4. ARAZİ İNCELEMELERİ VE DENEYLER	24
4.1 Zeminin Tanımlanması	24
4.1.1 Jeolojik Ön İnceleme	24
4.1.2 Arazi Keşif Çalışmaları	25
4.1.3 Zemin Etüdü	25
4.1.4 Deneyler	26
4.1.5 Son Fizibilite Değerlendirmesi	28
4.2 Çivi Sıyrılma Direncinin Tahmini	29
5. ZEMİN ÇİVİLİ DUVARLARIN DAVRANIŞI	32
5.1 Temel Mekanizma	32
5.2 Zemin - Çivi Etkileşimi	33

5.3	Çivi – Zemin - Kaplama Etkileşimi	35
5.4	Çivi Kuvvetlerinin Dağılımı	35
5.5	Deformasyon Davranışı	36
5.6	Zemin Çivili Duvarların Göçme Biçimleri	39
6.	TASARIM PRENSİPLERİ	42
6.1	Tasarım Parametreleri	42
6.1.1	Çivi Boyu, Ara Mesafeler ve Çivi Eğiminin Etkileri	42
6.1.2	Duvar Eğiminin Etkisi	44
6.1.3	Zemin Tabakalaşmasının Etkisi	44
6.2	Tasarım Metodları	46
6.2.1	Limit Denge Metodları	46
6.2.1.1	Davis Metodu	48
6.2.1.2	Alman Metodu	56
6.2.1.3	Fransız Metodu	58
6.3	Servis Gerilmesi Analizi	62
6.4	Sismik Tasarım ve Sismik Yükler Altındaki Performans	63
6.5	Korozyon Koruması	65
6.6	Özel Tasarım Durumları	66
6.6.1	Heterojen Zemin Profili	66
6.6.2	Kademeli Yapılar	67
6.6.3	Değişken Çivi Boyuna Sahip Yapılar	68
6.6.4	Değişken Çivi Eğimine ve Doğrultusuna Sahip Yapılar	69
6.6.5	Sonsuz Şev Durumu	69
6.7	Zemin Çivili Duvarların Drenajı	70
7.	ZEMİN ÇİVİLİ DUVARLARA İLİŞKİN UYGULAMA ÖRNEKLERİ	73
7.1	Uygulama Örneği 1	75
7.2	Uygulama Örneği 2	80
7.3	Uygulama Örneği 3	84
8.	SONUÇ	90
	KAYNAKLAR	94
	EKLER	97
	EK-A Zemin Çivili Duvarlara İlişkin Fotoğraflar	97
	EK-B Sondaj Logları	103
	EK-C Sondaj Logları	108
	ÖZGEÇMİŞ	159

KISALTMALAR

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation
Officials
ASTM : American Standards of Testing Material
FHWA : Federal Highway Administration

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1 : Kuru ve ıslak karışım yöntemlerinin uygulama özelliklerinin kıyaslanması.....	15
Tablo 4.1 : Zeminin kötü etkilerinin belirlenmesi için yapılan deneyler ve kritik değerler.....	27
Tablo 4.2 : Kohezyonsuz zeminler için nihai aderans gerilmesi.....	30
Tablo 4.3 : Kohezyonlu zeminler için nihai aderans gerilmesi.....	30
Tablo 4.4 : Kaya zeminler için nihai aderans gerilmesi.....	31
Tablo 6.1 : Farklı tasarım yaklaşımlarının temel kabülleri.....	49
Tablo 6.2 : Dayanım faktörleri ve güvenlik sayıları.....	63
Tablo 7.1 : Hesaba esas zemin modeli ve parametreleri.....	74
Tablo 7.2 : Anadolu Otoyolu KM 14+880 – KM 14+940 zemin çivisi tasarımı özet tablosu.....	81
Tablo 7.3 : Geçici ve kalıcı yapılar için aranan minimum güvenlik sayıları...	85

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 : Zemin çivisi uygulamaları.....	2
Şekil 2.1 : Zemin çivisi.....	4
Şekil 2.2 : Korozyon korumalı kapsüllü çivi.....	13
Şekil 2.3 : Zemin çivili duvarların inşaat aşamaları.....	17
Şekil 4.1 : Zemin çivili duvarlar için arazi etüdları.....	26
Şekil 5.1 : Zemin çivisi davranışı.....	33
Şekil 5.2 : Zemin çivili duvarların deplasmanları.....	37
Şekil 5.3 : Dayanma yapılarında gözlemlenen yanal yer değiştirmeler.....	38
Şekil 5.4 : Zemin çivili duvarların potansiyel göçme biçimleri.....	40
Şekil 5.5 : Zemin çivili duvarların potansiyel iç göçme biçimleri.....	41
Şekil 6.1 : Çivi uzunluğunun zemin çiviliduvarın stabilitesine etkisi.....	43
Şekil 6.2 : Çivi aralığının zemin çivili duvarın stabilitesine etkisi	43
Şekil 6.3 : Çivi eğiminin duvarın stabilitesine etkisi.....	44
Şekil 6.4 : Duvar eğiminin zemin çivili duvarın stabilitesine etkisi.....	45
Şekil 6.5 : Tabakalı zeminin zemin çivili duvarlara etkisi.....	45
Şekil 6.6 : Zemin çivili duvarlarda çivi dağılımı örnekleri.....	48
Şekil 6.7 : Davis metodu’nda muhtemel kayma yüzeyi.....	51
Şekil 6.8 : Davis metodu 1. durum serbest cisim şemaları.....	52
Şekil 6.9 : Davis metodu 2. durum serbest cisim şemaları.....	53
Şekil 6.10 : Stocker tarafından kullanılan bilineer göçme yüzeyi.....	57
Şekil 6.11 : Multi-kriterli şev stabilitesi analiz metodu.....	59
Şekil 6.12 : Rijit takviyenin eğilmesi.....	60
Şekil 6.13 : Çubuktaki maksimum kuvvetin belirlenmesi.....	61
Şekil 6.14 : Sismik yükleme durumunda sığ ve derin kayma yüzeyleri.....	64
Şekil 6.15 : Heterojen zemin koşullarının kritik kayma yüzeyi üzerindeki etkisi.....	67
Şekil 6.16 : Kademeli zemin çivili duvar kesiti.....	68
Şekil 6.17 : Sonsuz şev durumu tasarım yaklaşımı.....	70
Şekil 6.18 : Zemin çivili duvarların drenajı.....	72
Şekil 7.1 : Anadolu otoyolu KM 14+900’deki zemin profili.....	76
Şekil 7.2 : Anadolu otoyolu KM 14+840 – KM 14+880 arası zemin çivisi tasarımı, statik durum.....	77
Şekil 7.3 : Anadolu otoyolu KM 14+840 – KM 14+880 arası zemin çivisi tasarımı, depremlı durum.....	78
Şekil 7.4 : Anadolu otoyolu KM 14+840 – KM 14+880 arası zemin çivisi tasarımı, depremlı durum.....	79
Şekil 7.5 : Anadolu otoyolu KM 14+880 – KM 14+940 arası zemin çivisi tasarımı, statik durum.....	81
Şekil 7.6 : Anadolu otoyolu KM 14+880 – KM 14+940 arası zemin çivisi tasarımı, depremlı durum.....	82

Şekil 7.7	: Anadolu otoyolu KM 14+880 – KM 14+940 arası zemin çivisi tasarımı, depremli durum.....	83
Şekil 7.8	: Anadolu otoyolu V4 viyadüğü kapsamındaki P5l ve P6L temel kazıları.....	85
Şekil 7.9	: Anadolu otoyolu KM 14+323'deki P6L temel kazısı zemin çivili duvar tasarımı, geçici yapı.....	86
Şekil 7.10	: Anadolu otoyolu KM 14+323'deki P6L temel kazısı zemin çivili duvar tasarımı, kalıcı yapı, statik durum.....	87
Şekil 7.11	: Anadolu otoyolu KM 14+323'deki P6L temel kazısı zemin çivili duvar tasarımı, kalıcı yapı, depremli durum.....	88
Şekil 7.12	: Anadolu otoyolu KM 14+323'deki P6L temel kazısı zemin çivili duvar tasarımı, kalıcı yapı, depremli durum.....	89
Şekil A.1	: Zemin çivisi tesisi için delgi yapılması.....	98
Şekil A.2	: Donatının zemine yerleştirilmesi.....	98
Şekil A.3	: Püskürtme betonun uygulanması ve kaplama donatısının görünüşü.....	99
Şekil A.4	: Kazı yapımı ve kazı yüzeyinin düzenlenmesi.....	99
Şekil A.5	: Anadolu otoyolu V4 viyadüğü P6L temel kazısı yeri.....	100
Şekil A.6	: Anadolu otoyolu V4 viyadüğü P6L ayağının zemin çivisiyle desteklenmesi.....	100
Şekil A.7	: Zemin çivileriyle yol şevi stabilizasyonunun sağlanması.....	101
Şekil A.8	: Kademeli zemin çivili duvar inşaatı.....	101
Şekil A.9	: Zemin çivili duvar yüzeyine geotekstil serilmesi.....	102

SEMBOL LİSTESİ

A	: Sismik katsayı
A_{pk}	: Pik zemin ivme katsayısı
C	: Zeminin kohezyonu
C'	: Mobilize olan kohezyon
C_i	: i elemanının kohezyonu
C_u	: Uniformluk katsayısı
D	: Çivi çapı
D	: Delgi çapı
D_g	: Delgi çapı
D_r	: Relatif sıkılık değeri
dT/dL	: Çivi çekme kuvvetinin çivi boyunca değişimi
EI	: Çivinin eğilme rijitliği
F_{sφ}	: İçsel sürtünme açısına bağlı emniyet katsayısı
F_{sc}	: Kohezyona bağlı emniyet katsayısı
F_{SL}	: Sıyırılma emniyet katsayısı
H	: Duvar yüksekliği
I_c	: Kıvam indeksi
I_L	: Likidite indeksi
K	: İtke katsayısı
K_a	: Aktif toprak basıncı katsayısı
K_h	: Yanal toprak basıncı katsayısı
k_h	: Yatay deprem katsayısı
L	: Çivi boyu
L₂	: Toptan göçme yayının uzunluğu
L_a	: Takviye kenetlenme boyu
LL	: Likit limit
L_o	: Transfer uzunluğu
M_{max}	: Maksimum eğilme momenti
M_p	: Plastik eğilme momenti
N₁	: Eleman 1 ve 2 arasında oluşan yan al toprak basıncı
PI	: Platisite indeksi
Q	: Birim çivi uzunluğunda mobilize olan kayma kuvveti
Q_u	: Çivi ile zemin arasındaki sıyırılma direnci
R_c	: Çivinin kesme dayanımı
R_n	: Çivinin çekme dayanımı
S₁	: Eleman 1 ve 2 arasındaki teğetsel kuvvet
S_D	: Toplam itki kuvveti
s_h	: Çiviler arası yatay mesafe
S_R	: Toplam direnç kuvveti
S_u	: Drenajsız kayma mukavemeti
s_v	: Çiviler arası düşey mesafe

T	: Birim duvar genişliği için çivideki çekme kuvveti
T_c	: Maksimum kesme kuvveti
T_f	: Mobilize olan çekme kuvveti
T_m	: Mobilize çekme kuvveti
T_p	: Çivi sıyrılma direnci
V_f	: Mobilize olan kesme kuvveti
W	: Su muhtevası
W_1	: Eleman 1'in ağırlığı
W_l	: Likit limit
W_p	: Plastik limit
θ	: Çivilerin eğim açısı
η	: Duvar yüzeyinin düşeyle yaptığı açı
τ	: Enjeksiyon zemin arasında mobilize olan kayma gerilmesi
γ	: Zeminin birim hacim ağırlığı
ϕ'	: Mobilize olan sürtünme açısı
δ_h	: Duvar tepesindeki yatay yer değiştirme
ϕ_i	: i elemanının içsel sürtünme açısı
ΣT	: Limit dengeyi sağlayacak mobilize olan toplam çivi kuvvetleri
ΣT_i	: Çivilerin eksenel kuvvetleri toplamı
ΣT_p	: Çivilerin direnç kuvvetleri toplamı
δ_v	: Duvar tepesindeki düşey yer değiştirme

ÖZET

Bu çalışmada, son yıllarda ülkemizde de geniş uygulama alanı bulan derin kazıları desteklemek ve şevlerin stabilizasyonunu sağlamak için kullanılan yöntemlerden biri olan zemin çivili duvarlar hakkında detaylı bilgi verilmiştir. Zemin çivisi tekniği ile zemine sık aralıklarla pasif takviyeler yerleştirerek mevcut zemin yerinde güçlendirilmekte ve etkili bir şekilde kullanılması sağlanmaktadır. Zemin çivili duvarlar diğer klasik sistemlerden daha hızlı uygulanabilmesi ve ekonomik olması sebebiyle sıkça tercih edilen ve uygulanan bir yöntem olmuştur.

Bu tez çalışması kapsamında, zemin çivisi tekniği ile ilgili detaylı bir literatür araştırması yapılmış ve zemin çivili duvar tasarımında göz önüne alınacak unsurlara yer verilmiştir. Aynı zamanda, Kaliforniya Ulaştırma Şubesi tarafından geliştirilen Snailz bilgisayar programı ile Anadolu Otoyolu kapsamında inşa edilecek üç zemin çivili duvar tasarımına yer verilmiştir.

SLOPE STABILIZATION AND DEEP EXCAVATION SUPPORT WITH SOIL NAILING

SUMMARY

In this study, comprehensive information was presented about soil nailing technique that is one of the methods used in deep excavation support and slope stabilization, which has also found broad application range in the recent years in our country. With soil nailed walls, existing ground is being reinforced and used effectively by installing passive bars with close spacing. Soil nailing walls have often become a preferred method since it is economical and can be applied faster than other classical systems.

Detailed research in literature was conducted on soil nailing technique and facts considered in the design of soil nailing walls were included within the scope of this thesis study. Additionally, Snailz software application program developed by California Department of Transportation (CALTRANS) as well as the design of three soil nailing walls to be constructed in the scope of Anatolian Motorway were presented.

1. GİRİŞ

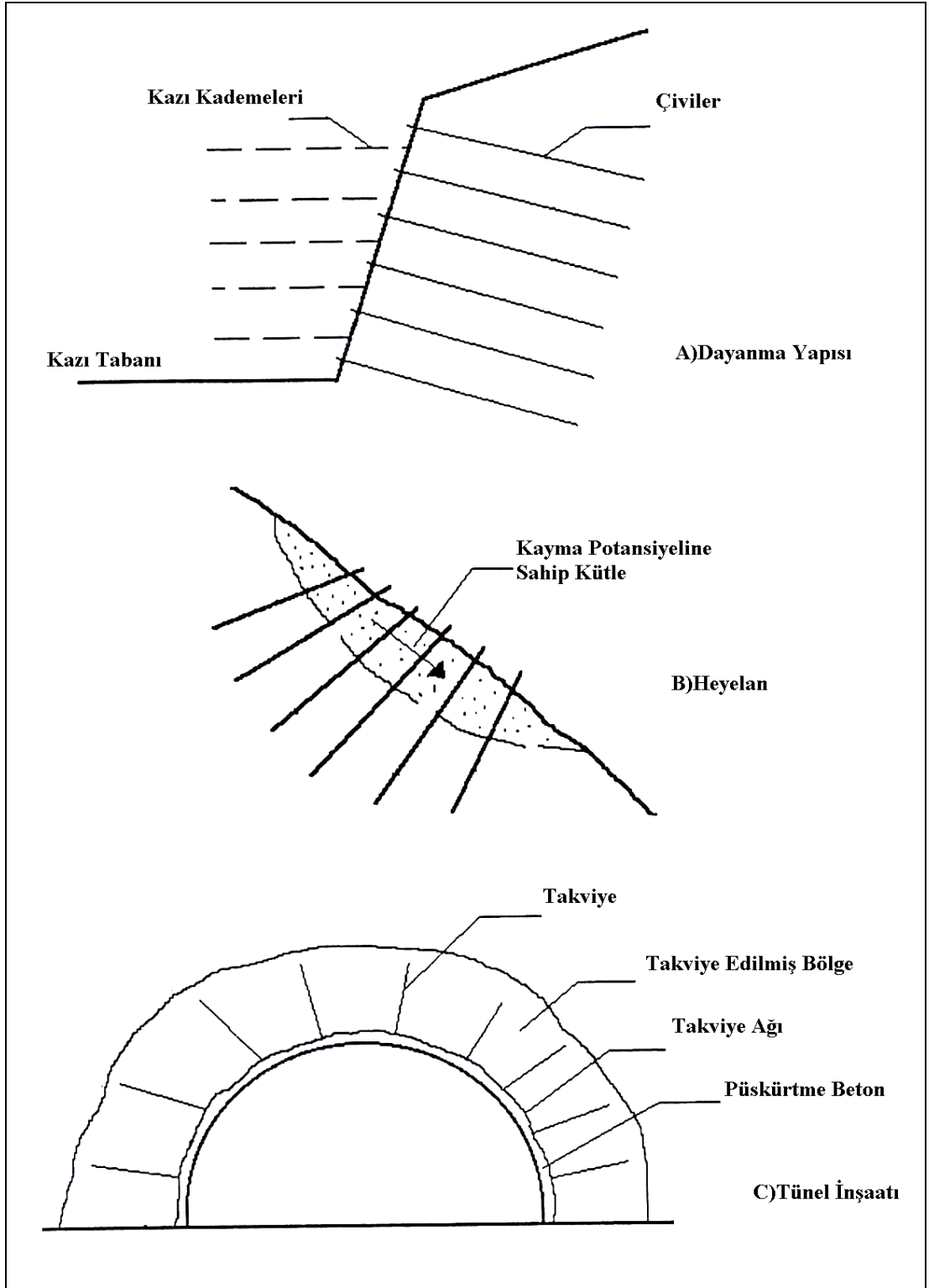
Zemin çivili dayanma yapıları, kazı ve şevlerin stabilizasyonu ve desteklenmesi amacıyla son 30 yıl içinde özellikle Avrupa ve Amerika'da kullanımı yaygınlaşmış bir yerinde zemin takviye yöntemidir.

Zemin çivisi tekniğinin temel prensibi zemine sık aralıklarla donatılar yerleştirilerek kazı süresince ve sonrasında oluşan deplasmanları engellemektir. Bu şekilde mevcut zeminin etkili olarak kullanılması sağlanmaktadır. Bu teknik aslında, Rabcewicz (1964-1965) tarafından tanımlanan Yeni Avusturya Tünel Metodu'nda kullanılan kaya bulonları ve donatılı püskürtme beton tekniğinin bir uzantısı olarak gelişmiştir.

Zemin çivili duvarların kayıtlı ilk uygulaması 1972-1973 yıllarında Versailles'te bir demiryolu genişletme projesinin parçası olarak Fransız müteahhit Bouygues ile uzman müteahhit Soletanche tarafından gerçekleştirilmiştir. Bu duvar, kum zeminde 4-6 m uzunluğunda çiviler kullanılarak inşa edilen geçici bir uygulamadır. Amerika'daki ilk kayıtlı uygulama ise, yetmişli yılların başında Vancouver'da geçici kazıların desteklenmesi amacıyla inşa edilen duvardır.

Zemin çivisi, diğer tekniklere göre daha yeni bir teknik olmasına rağmen dünyada demiryollarının stabilizasyonu, yol inşaatları, kazı şevlerinin stabilizasyonu, heyelan potansiyeline sahip şevlerin stabilizasyonu, stabil olmayan şevlerdeki tünel girişlerinin stabilizasyonu gibi inşaat mühendisliği uygulanmalarında tercih edilen bir yöntem olmuştur. Tipik zemin çivisi uygulama alanları Şekil 1.1.'de görülmektedir.

Türkiye'de yerleşimin sık olduğu yerlerde daha fazla yer elde edebilmek amacıyla derin kazılara olan talebin giderek artması sonucu derin kazı iksa sistemi olarak zemin çivisi son yıllarda özellikle İstanbul'da sıkça uygulanan bir yöntem olmuştur. Sistemin ekonomik ve uygulama açısından hızlı bir teknik olması, derin kazılarda kalıcı veya geçici iksa sistemi olarak zemin çivisi tekniğini önemli bir alternatif haline getirmiştir. Zemin çivili duvarların genel stabilite tahkikleri, ankrajlı duvarlar için de yaygın olarak kullanılan geleneksel şev stabilitesi analizleri ile yapılmaktadır.



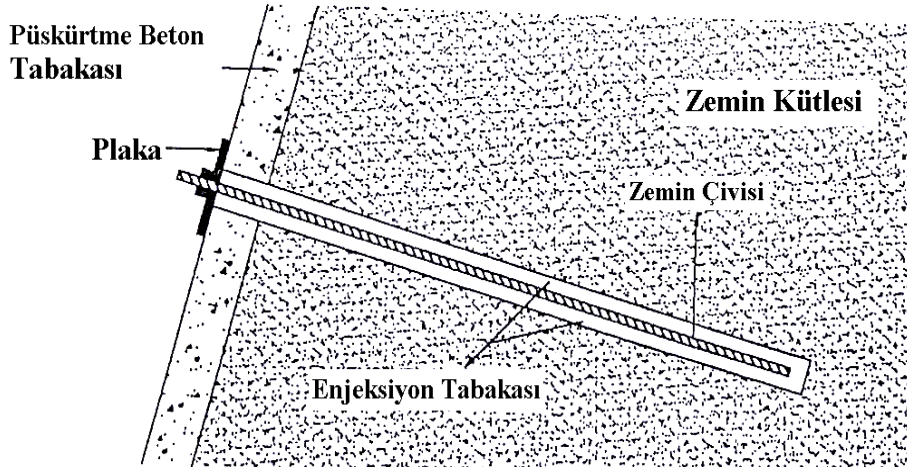
Şekil 1.1 Zemin Çivisi Uygulamaları

Bu tez çalışması kapsamında, zemin çivili duvarların inşaatı, genel davranışı ve tasarımında göz önüne alınan hususlar incelenmiş ve zemin çivisi tekniği için kullanılan çeşitli güncel tasarım metodları değerlendirilmiştir. Bu noktadan hareketle zemin çivisi tekniği için uygun zemin koşulları, uygulama kriterleri anlatılmış, sistemin uygulanacağı arazide yapılması gereken araştırmalar ve deneylere de yer verilmiştir. Aynı zamanda, bu tez çalışmasında, yapılan araştırmalar ışığında Kaliforniya Ulaşım Şubesi (CALTRANS) tarafından geliştirilen Snailz bilgisayar programı ile üç uygulama örneği analizine yer verilmiştir.

2. ZEMİN ÇİVİSİ YÖNTEMİ

2.1 Zemin Çivisi Tanımı

Zemin çivisi, kazı takviye uygulamalarında ve şev stabilitesinin desteklenmesinde zemine yük aktarımını sağlayan bir yapı elemanıdır. Zemin çivileri genellikle çelik veya fiber donatılardan oluşmaktadır, ancak zemine yük transferini geliştirmek ve paslanmaya karşı koruma sağlamak amacıyla genellikle etrafı çimento enjeksiyonu ile kaplanmaktadır. Aynı zamanda, çivi etrafındaki enjeksiyon çevre alanını büyütürken birim boyda mobilize olan çevre kuvvetini arttırmaktadır. Ayrıca zemin çivili dayanma yapılarında daha sonra değinilecek olan kaplama önemli bir yapıdır. Kaplama, aktif bölgenin stabil kalmasında etkin bir rol oynamaktadır. Şekil 2.1.'de tipik bir zemin çivisi kesiti görülmektedir. Zemin çivisi çok basit bir tabirle zemine tesis olmuş pasif ankraj olarak da tanımlanabilir.



Şekil 2.1 Zemin Çivisi

2.2 Zemin Çivisi Kavramı

Zemin çivisi yöntemi, mevcut zemini takviye etmek veya güçlendirmek amacıyla şev ve kazılarda “çivi” olarak adlandırılan çelik çubukların yukarıdan aşağıya doğru zemine yerleştirilmesi işlemidir. Bu işlemle kendisini tutabilen kararlı bir zemin kesiti oluşturulmaktadır. Çiviler genel olarak çekmeye çalışmakla birlikte kayma yüzeyi civarında çivilerde eğilme ve kesme tesir kuvvetleri de oluşmaktadır. Takviye elemanları yatay veya kısmen yatay biçimde, zemindeki ana çekme gerilmesinin doğrultusuna takriben paralel olarak yerleştirilirler. Bu şekilde yerleştirmenin temel amacı, dengeyi bozan kuvvetlere doğrudan doğruya direnç göstererek ve kısmen normal gerilmeleri ve bunun sonucu olarak potansiyel kayma yüzeylerindeki kesme direncini arttırarak zeminin desteklenmesine katkıda bulunmaktır [2].

Zemin çivisi uygulaması ile zeminin stabilitesinin arttırılması aşağıdaki şekilde gerçekleşmektedir:

- a) Kohezyonsuz zeminlerde potansiyel kayma yüzeyi boyunca normal kuvveti ve buna bağlı olarak kayma direncini arttırarak,
- b) Kohezyonlu-kohezyonsuz zeminlerde potansiyel kayma yüzeyi boyunca kaydırıcı kuvveti azaltarak zeminin stabilitesi attırılmaktadır.

Zemin çivili dayanama yapılarında, iksa yüzeyinin genellikle kaplanması gerekmektedir ve bu kaplama tipik olarak hasır çelik donatı ile takviye edilmiş püskürtme beton şeklindedir [2].

Zemin çivileri kayma eğilimi gösteren aktif-hareketli zemin kütlelerini bu birim arkasındaki pasif-durağan kütleye bağlayarak kararlı bir zemin kütlesi oluşturur. Bu kararlı yapı arkasındaki zemin için bir nevi ağırlık yapısı olarak çalışmaktadır. Zemin çivisi metodunun kullanım alanı ayrılmış ve sağlam kayalara kadar değişik zemin türlerini içeren geniş bir yelpazeye yayılmıştır. Zemin çivisi tekniğini cazip kılan başlıca unsurlar ekonomik oluşu, yapım elastikiyeti, bilhassa kentsel ortama uygun küçük yapı teçhizatı ile uygulanabilme kabiliyeti ve özel uygulamalara uyumlu olma özelliğidir.

2.3 Tarihçesi ve Gelişimi

Zemin çivisi yönteminin temeli, kısmen kaya civatalamasına, çoklu ankraj sistemlerinden geliştirilen tekniklere ve zemin çivisi sistemine benzerlik gösteren toprakarme tekniğine dayanmaktadır. Zemin çivisi tekniğine temel oluşturmuş geçmişteki uygulamalara özellikle değinmek gerekir [8]:

- 1961 yılında Schist'te ankraj kullanılarak, betonarme ile kaplanmış istinat duvarları inşa edilmiştir.
- Rabcewiz tarafından geliştirilen tünel ve yer altı galerilerini desteklemek için Avusturya metodu (1964) tarihteki önemli uygulamalardan biridir. Bu metod günümüzde geleneksel zemin takviye sistemleri yerine sıkça kullanılmaktadır. Bu teknik, yüzeyin kazılmasının hemen ardından zeminin tünel boyunca ankraj çubuklar kullanılarak takviye edilmesini içermektedir, böylece gerekli olan nihai kaplamanın miktarının önemli ölçüde azaltılması sağlanmaktadır. Bu yöntemde kullanılan çivilerin uzunlukları genellikle 3 - 6 metre arasındadır.

Zemin çivili duvarların gelişimi ise aşağıdaki şekilde meydana gelmiştir:

- İlk duvar 1972/73'te Versailles'te bir demiryolu genişletme projesinin parçası olarak Fransız müteahhit Bouygues ile uzman müteahhit Soletanche tarafından inşa edilmiştir. Bu duvar, kum zeminde kısa çiviler kullanılarak 12,000m²'lik bir kaplamanın yapıldığı geçici bir uygulamadır.
- Zemin çivisi yöntemi ile ilgili ilk önemli araştırma projesi Almanya'da Karlsruhe Üniversitesi ve müteahhit Bauer'in girişimleri ile gerçekleştirilmiştir. Bu araştırma projesi çerçevesinde çeşitli deneysel zemin çivili duvarların davranışı tam ölçekli yapı üzerinde incelenmiştir.
- İlk prefabrike kaplama elemanlarının geliştirilmesi ile Fransa'da endüstrileşmede ilk girişim gerçekleştirilmiştir.
- Fransızlar 1986'da kendi deneysel programlarını (Clouterre) başlatmışlardır. Bu araştırma programı, 21 özel ve kamu iştirakçisi dahil olmak üzere, Fransız hükümeti ve özel endüstri kuruluşları tarafından ortaklaşa finanse edilmiştir. Bu program, hazırlanmış dolguda yapılan 3 büyük çaplı deneyi ve hizmette olan 6 tam ölçekli zemin çivili duvarın gözlemlenmesini içermektedir. Clouterre araştırma programının sonuçları "Clouterre 1991 Tavsiyeleri" olarak

yayımlanmıştır ve Amerikan Federal Karayolları İdaresi tarafından İngilizce'ye çevrilmiştir. Bu tavsiyeler bütün dünyada zemin çivisi tasarımının esaslarını oluşturmaktadır.

- Federal Karayolları İdaresi tarafından yapılan araştırma sonucunda, zemin çivili dayanma yapılarının tasarımı, inşaatı, kalite kontrol ve gözlemlenmesi üzerine bir uygulama kitapçığı hazırlanmıştır. Zemin çivili yapıların sismik yükler altında göçme mekanizmasının değerlendirilmesi için Vucetic (1993; 1996) tarafından merkezkaç model deneyleri yapılmıştır. Ancak, güvenilir sismik dizayn metodları geliştirilmesi için hala geniş çaplı bir araştırmaya ihtiyaç duyulmaktadır [8].

2.4 Zemin Çivisi Yönteminin Avantajları

Zemin çivisi yöntemi, diğer geleneksel istinat yöntemlerine göre teknik ve ekonomik üstünlüklere sahiptir. Bu üstünlükler, aşağıda sıralananlarla sınırlı kalmamakla birlikte, şu ana başlıklar altında toplanabilir.

- Zemin çivilerinde kaplama, ankrajlara oranla daha kısa, ince ve esnek olarak inşa edilmekte ve püskürtme beton tabakası veya beton kaplamalı olarak teşkil edilmektedir. Dolayısıyla toplam imalat maliyeti daha düşük olmaktadır.
- Sistemin uygulama açısından esnek olması değişik zemin ve kazı koşullarına kolayca adapte edilmesini sağlamaktadır. Tasarım değişiklikleri ve bu durumun şantiye koşullarına uygun hale getirilmesi uygulama esnasında rahatlıkla yapılabilmektedir.
- Çivilerin tesisi için hafif ve basit ekipmanlar kullanılmaktadır. Ulaşımın zor olduğu şantiyeler için bu durum önemli olmaktadır. Bu tür ekipmanların kullanılması maliyetin düşmesi sağlayan diğer bir husustur.
- Sistemde çok sayıda çivi kullanıldığından bir çivinin taşıma özelliğini kaybetmesi geleneksel ankraj sisteminde aynı olayın gerçekleşmesine göre tüm sistemin stabilitesi için önemli bir kayba neden olmamaktadır.
- Bloklı, çakıllı ve ayrıışmış kaya birimleri içeren heterojen zeminlerde, çivilerin tesisi için küçük bir çap ve kısa bir delik uzunluğu yeterli

olmaktadır. Dolayısıyla asker kazık tesisine ve getirisi olan maliyet artışına gerek kalmamaktadır.

- Zemin çivili yapılar geleneksel rijit yapılara göre daha esnek bir özelliğe sahiptir. Bu tür yapılar, çevre zemin ile daha kolay etkileşime girerler ve tüm doğrultularda, daha büyük toplam ve diferansiyel zemin hareketlerini karşılarlar.
- Sistemde meydana gelen deformasyonlar, ilave çivilerin tesisi ile kontrol altına alınabilmektedir.

2.5 Zemin Çivisi Yönteminin Dezavantajları

Zemin çivisi yöntemi ve diğer destekleme tekniklerinde aşağıdaki dezavantajlar söz konusudur:

- Zemin çivisi teşkil edilirken, ilk çivinin yerleştirilmesi ve püskürtme beton ile kaplama aşamasına kadar zeminin 1-2 m derinlik boyunca kendi kendini desteklenmeden tutabilme yeteneğine sahip olması gereklidir. Bu nedenle zeminin doğal yapısı içinde belli bir derecede kohezyon bulunmalıdır. Bu nedenle zemin çivisi tekniği temiz kum ve çakıllarda elverişli bir yöntem değildir.
- Yumuşak killerdeki kazılarda zemin çivisi yöntemi ile mevcut zemini desteklemek uygun bir yol değildir. Çünkü yumuşak killerin düşük sürtünme direnci, yeterli düzeyde stabiliteyi temin etmek için çok yoğun bir çivi uygulamasını gerektirmektedir.
- Kentsel bölgelerde, birbirine yakın aralıklarla yerleştirilmiş takviye sistemleri, çevre yapılara zarar verebilmektedir. Ek olarak; yanal deplasmanlar öngermeli ankrajlı sistemlere oranla daha büyük olmakta ve bu durum yakındaki yapılarda uygulama sürerken bile ciddi distorsiyonlar meydana gelmesine sebep olmaktadır.
- Yeraltı suyu drenaj sistemlerinin teşkili ve uzun süre etkin olarak kullanılabilmesi zor olmaktadır.
- Kohezyonlu zeminlerde sünme özelliğine bağlı olarak düşük yük kademelerinde dahi, çivi kapasitesi ekonomik olarak geliştirilememektedir.

- Donma-çözülme etkisine maruz kalabilecek bölgelerde, püskürtme beton kaplamasının uzun dönem performansı tamamen tespit edilememiştir.

Yukarıda sayılan dezavantajlar saha şartlarına uygun olarak iyi bir tasarımla elemine edilebilir. Bu sistemin ekonomik ve hızlı bir şekilde imal edilebilir oluşu diğer takviye sistemlerinin yerini almasını sağlamaktadır.

2.6 Zemin Çivisi Yöntemi İçin Uygun Zemin Koşulları

Zemin çivisi tekniği uygulanacak zeminin, 1-2 m derinlik boyunca desteklenmeksizin 24-48 saat süre ile kendi stabilitesini koruyabilecek kohezyona sahip olması gerekmektedir. Ek olarak, açılan çivi deliklerinin yıkılmadan minimum birkaç saat durabilmesi gereklidir. Aşağıda zemin çivisi için ideal olan zemin türleri sayılmıştır:

- Residüel zeminler ve ayrılmış kayalar
- Kohezyonlu zeminler (sünme özelliği olmayan killi siltler ve düşük plastisiteli killer)
- Doğal çimentolanmış veya az kohezyonlu sıkı kum ve çakıllı zeminler
- Kapiler kohezyonu en az 5 kN/m^2 ve su muhtevası %5-6 olan ince, orta ve iri daneli homojen kum zeminler.

2.7 Zemin Çivisi Yöntemi İçin Uygun Olmayan Zemin Koşulları

Birçok yöntemde olduğu gibi, zemin çivisi metodu da sınırsız bir uygulanabilirliğe sahip değildir ve yöntemin sınırlamaları net olarak anlaşılmalıdır. Çoğu zaman bu sınırlamalar uygun tasarım ve yapım yöntemleriyle teknik olarak çözülebilir, ancak bu sefer yöntem ekonomik olma özelliğini kaybetmeye başlar. Aşağıda zemin çivisi tekniği için uygun olmayan veya uygulamasını sınırlandıran zemin türleri ve koşulları belirtilmiştir:

- SPT darbe sayısı $N_{30} < 10$ veya relatif sıkılık değeri $Dr < \%30$ olan gevşek granüler zeminler. Bu tür zeminler imalat ekipmanının neden olduğu titreşimlere dahi hassastır.

- Uniformluk katsayısı $C_u < 2$ olan kötü derecelenmiş granüler kohezyonsuz zeminler. İmalat esnasında, bu tür zeminler kohezyon eksikliğinden ötürü çözülmeye eğilimlidirler.
- Likitide indeksi $I_L > 0,2$ ve drenajsız kayma mukavemeti $S_u < 50 \text{ kN/m}^2$ olan organik zeminler veya killi zeminler. Bu tür zeminlerde uzun süre krip hareketi devam eder ve zemin-enjeksiyon arasındaki adezyonda ve çivi sıyrılma direncinde zamanla önemli derecede azalma görülür.
- Dona karşı hassas ve şişme potansiyeli yüksek zeminler. Bu tür zeminlerde kaplama yakınında çivi yükünde önemli bir artış oluşur ve sistem zarar görebilir. Zemin çivisi yöntemi ile takviye edilmiş kabaran zeminlerin su ile teması kesilmelidir.
- Büyük ölçüde kırılmış, delikli kireç taşı içeren boşluklu kayalar ve iri daneli granüler zeminler, çivilerin enjeksiyonlanması işleminin zorluğundan dolayı ayrı bir özen gerektirirler. Geotekstil çivi kılıfları veya düşük çökme değerine sahip enjeksiyon uygulanması gibi inşaat önlemleri alınarak bu tür zeminlerde avantaj sağlanabilmektedir.
- Dik veya dike yakın eğimli zayıf, yapısal devamsızlığı olan kaya veya ayrılmış kayalar zemin çivisi için uygun değildir.

2.8 İmalat Malzemeleri

Zemin çivisi uygulaması için gerekli malzemeler, zemini kazmak ve taşımak için gerekli teçhizat, çivileri yerleştirmek için gerekli delme teçhizatı ve kaplama için gerekli malzemeleri içermektedir. Bu malzemeler, çivilerin kendilerini ve paslanmaya karşı koruma teçhizatını, çivi enjeksiyonunu, drenaj malzemelerini, kaplama malzemelerini ve çivi başı ile kaplama arasında bağlantı sağlayan sistemi ihtiva etmektedir [4].

2.8.1 Çiviler

Zemin çivileri, korozyona karşı korunma derecelerine ve tesis edilme yöntemlerinin dayandığı esasa göre şu şekilde sınıflandırılabilirler:

- Çakma çiviler

- Enjeksiyonlu çiviler
- Jet enjeksiyonlu çiviler
- Korozyon korumalı kapsüllü çiviler

a) Çakma Çiviler

Bu şekilde tesis edilen çiviler geçici takviye uygulamaları için elverişlidirler. Çakma rijiditesini arttırmak için 15-46 mm çapındaki çelik çubuklardan oluşan bu çivilerin maliyeti düşüktür. Homojen, kompozit, takviye edilmiş zemin kütlelerinin oluşturulması için sık aralıklarla m²'de 2-4 adet olacak şekilde tesis edilirler.

Çakma çiviler, havalı darbe-titreşimli veya hidrolik çekiçlerle zemine çakılırlar. Bu tesis tekniği hızlı ve ekonomiktir; çünkü saatte 3-5 adet çivinin zemine tesisini sağlar. Ancak bloklardan, kaba danelerden ve aşınmış kayalardan yoksun zemin koşulları çivi uzunluğunu sınırlamaktadır [4].

b) Enjeksiyonlu Çiviler

Enjeksiyonlu çiviler hem sürekli hem de geçici uygulamalar için elverişlidir. Çapları 15-46 mm arasında değişen yüksek akma mukavemetine sahip çelik çubuklardan meydana gelirler. Zeminde açılan 10-15 cm çapındaki sondaj delikleri içinde imal edilirler. Sondaj delikleri zemine karotla sondaj, rotari sondaj, darbeli sondaj, burgulu sondaj veya çakma kaplama borusu yöntemleri ile açılır. Enjeksiyon işlemi, sondaj deliği tabanında yerçekimi etkisiyle veya düşük bir basınç altında gerçekleştirilir. Çivilerin enjeksiyonu aşağıdan yukarıya doğru yapılmalıdır, çünkü eğer sondaj deliği içinde bir su seviyesi söz konusu ise çimento ayrışabilir ve enjeksiyon işlemi başarısızlıkla sonuçlanabilir. Çiviler arası mesafe, merkezleri esas alınarak 1,2 - 1,8 m olacak şekilde tesis edilirler.

c) Jet Enjeksiyonlu Çiviler

Jet enjeksiyonlu çiviler, çelik çivi ile enjeksiyonlanmış zeminden oluşan ve birlikte tesis edilen birleşik bir yapıdır. Geçici uygulamalarda kullanılırlar, ancak korozyon koruması gerekliliği düşük mertebelerde ise sürekli uygulamalarda da kullanılabilirler. Çiviler titreşimli darbe sürücüsü kullanılarak yüksek frekans (70 Hz'e kadar) ve yüksek enjeksiyon basınç değeri altında (>2000 psi) zemine tesis edilirler. Enjeksiyon işlemi, çivi boyunca uzanan küçük çaplı bir kanal yardımıyla

ya da çiviye kaynaklanmış ince çelik bir tüp vasıtasıyla yapılmaktadır. Bu şekilde uygulanan basınç çevre zeminde hidrolik kırılma meydana getirebilecek düzeydedir.

Ek olarak, jet enjeksiyon tekniği çevre zemininin yeniden kompaksiyonu ve ıslahı için bir araçtır. Özellikle daneli zeminlerin kesme ve çekme direncini arttırdığı bilinmektedir [4].

d) Korozyon Korumalı Kapsüllü Çiviler

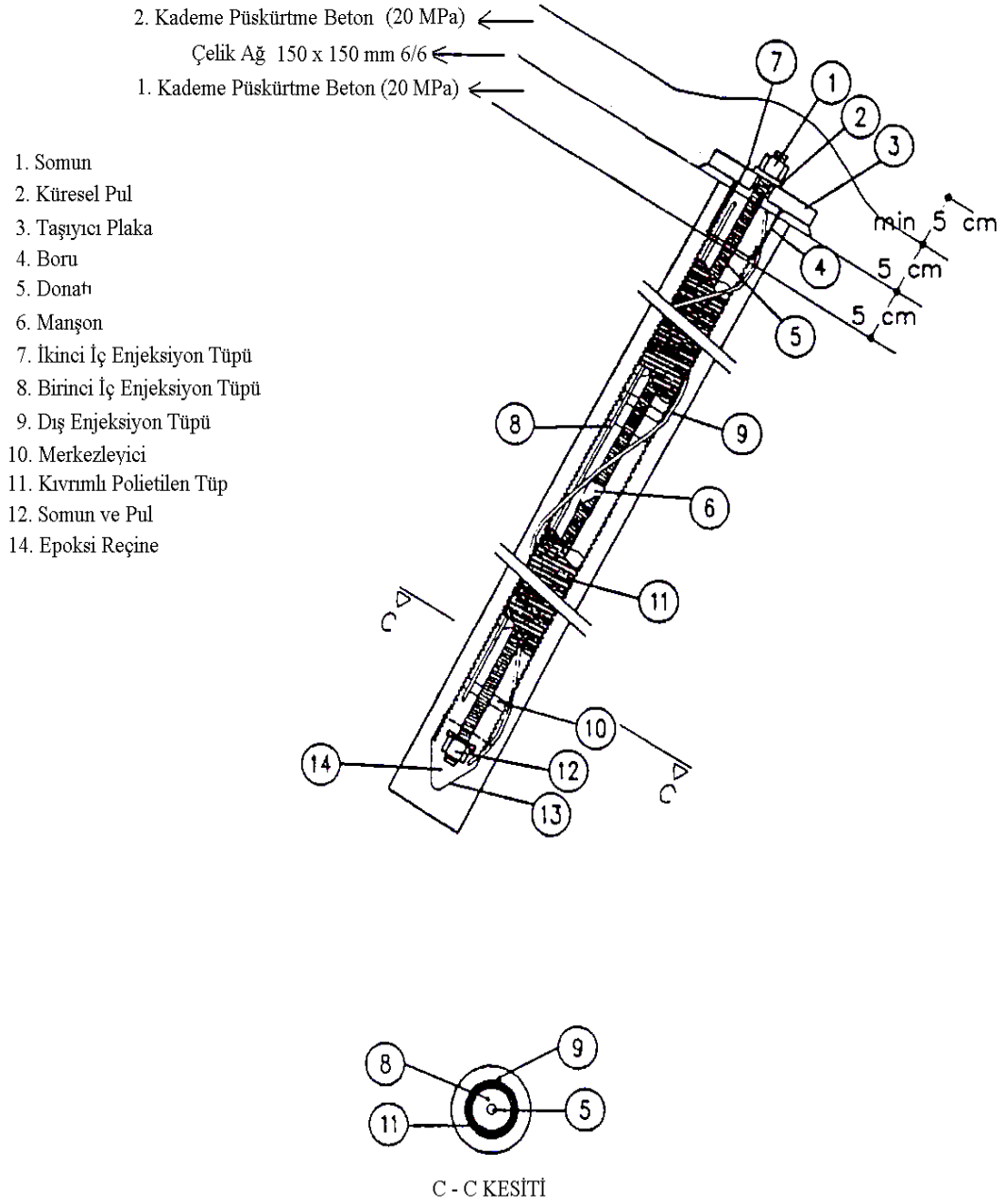
Kapsüllü çiviler, yüksek derecede korozyon korumasına ihtiyaç duyulan kalıcı uygulamalarda kullanılırlar. Bu tür çivilerde çelik çubuk, enjeksiyon, plastik veya çelik bir tüp aracılığıyla suya karşı korunmaktadırlar. Amerika'da takviye elemanlarını korozyondan korumak amacıyla epoksi kaplamalı çivi geliştirilmiştir. Korozyon korumalı bir çivinin şematik şekli Şekil 2.2.'de görülmektedir.

Zemin çivisi sisteminin direnci, sistemin çevresel etkilere ve yer altı suyunun içeriğine gösterdiği dirence bağlıdır. Korozyon ilerlemesi genellikle uniformdur ve yumuşak çeliğin zemin ile temasında çelik yüzeyinin büyük bölümünde meydana gelmektedir. Bu nedenle, servis süresi ile ilgili esas parametre, korozyonun oranı ve yüzeydeki metal kaybıdır. Çünkü çelik çubukların çekme dayanımı, kalınlıkları ile orantılı olarak azalmaktadır. Yüksek mukavemetli çelik çubukların korozyonu, çekme gerilmeleri altında kristallerin ara yüzeyinde gelişir, yüzeyden çeliğin içine doğru ilerler. Bu tip korozyona daneler arası korozyon denir ve bu tür korozyonun hızını tahmin etmek önceden zordur.

Korozyona etki eden esas parametreler şunlardır:

- Çevrenin kötü etkileri (organik zeminler, yüksek oranda sülfat, klorür ve bikarbonat gibi çözülebilir tuzlar içeren asidik veya bazik zeminler, yüksek ısı değişimleri)
- Yer altı suyu bileşimi (asidik, bazik veya tuz solisyonu)
- Yüksek oksijen konsantrasyonu (özellikle dolgu zeminlerde ve çivilerin yakınındaki zemin yüzeyinde meydana gelir).

Koruma kapsüllü çiviler geçici uygulamalar için de elverişlidir. Sürekli uygulamalar için çivi boyunca en az 4 cm kalınlığında şerbetlenmiş kaplama yapılması tavsiye edilmektedir.



Şekil 2.2 Korozyon Korumalı Kapsüllü Çivi

2.8.2 Yüzey Kaplaması

Zemin çivisi uygulamalarında takviyeler arasındaki lokal zeminin stabilitesini sağlamak amacıyla mümkün olan en kısa zamanda yüzey kaplaması yapılmalıdır. Kaplamanın diğer önemli işlevleri, kazı sonrası ani gerilme boşalımını dolayısıyla ayrışmayı önlemek ve mevcut zemini erozyon ve aşınma etkilerine karşı korumaktır.

Uygulamaya bağılı olarak, kullanılan kaplama teknikleri dört ana başlık altında toplanabilir:

- Püskürtme beton kaplama
- Kaynaklı hasır çelik kaplama
- Yerinde dökme betonarme kaplama
- Prefabrike beton kaplama

a) Püskürtme Beton Kaplama

Hem geçici, hem de sürekli yapılarda sıkça kullanılan bir kaplama çeşididir. Püskürtme beton ile kazı yüzeyindeki boşluk ve çatlaklar doldurularak esnek bir yüzey tabakası oluşturulmaktadır. Sürekli uygulamalarda ya bir donatı kafes ya da kaynaklı bir çelik ağ vasıtasıyla takviye edilirler. Püskürtme beton kalınlığı 10-25 cm arasında değişmektedir. Geçici uygulamalar hem hası çelik donatı, hem de fiber takviye kullanılarak yapılabilmektedir [4].

Püskürtme beton kaplama, projenin derecesine veya kullanılan ekipmanın durumuna göre hem ıslak hem de kuru olarak hazırlanabilmektedir. Kuru ve ıslak püskürtme beton karışımı, rijit bir karışım olarak (su / çimento oranı yaklaşık 0,4 mertebesinde) aşağı yukarı benzer oranlarla hazırlanırlar. Bununla beraber ıslak püskürtme beton yönteminin bükülme dayanımı biraz daha büyüktür. Çelik lif takviyesi ile ıslak püskürtme beton karışımında daha sünek, daha pek ve darbelere karşı daha dirençli bir malzeme üretilmektedir. Liflerin varlığı kırılma eğilimini azaltırken basınç dayanımına karşı çok az bir katkı sağlamaktadır. Bükülme dayanımına etkisi ise yine çok az arttırıcı yöndedir. Islak ve kuru karışımların karşılaştırılması Tablo 2.1' de gösterilmiştir [4].

b) Kaynaklı Hasır Çelik Kaplama

Ayrışmış kaya ve çimentolanmış bloklu zeminler için uygun bir kaplama türüdür. Hem geçici hem de sürekli uygulamalarda kullanılır. Pozitif ve negatif hareketleri karşılamak için iki tabaka halinde hasır çelik kullanılır. Sürekli uygulamalarda ek olarak, galvanizleme işlemi genel itibarı ile gerekmektedir.

Tablo 2.1 Kuru ve Islak Karışım Yöntemlerinin Uygulama Özelliklerinin Kıyaslanması [4].

Kuru Karışım	Islak Karışım
1. Karışımın suyu ve karışım kıvamı borunun başında kontrol edilir.	1. Karışım suyu tevzi aletinde kontrol edilir ve hatasız ölçülür.
2. Poroz taşı ve agrega içeren karışımlar için uygundur.	2. Karışım suyunun diğer bileşenlerle karışımı daha iyi gözlenebilir. Sonuçta daha az ayrışma ve atık oluşur.
3. Daha uzun hortum boyu gereklidir.	3. Tabanca ile fırlatma esnasında daha az tozun etrafa saçılması sağlanır.

c) Yerinde Dökme Betonarme Kaplama

Sürekli uygulamalarda kullanılırlar. Çivi başları ile beton arasındaki bağlantı, çivilerin uzatılmaları ve ek bir plakaya civatalanmaları suretiyle yapılmaktadır.

d) Prefabrike Beton Kaplama

Sürekli uygulamalarda kullanılırlar. Estetik, çevresel ve durabilite kriterlerini sağlarlar. Ayrıca kaplama arkasında sürekli bir drenaj örtüsü imkanını sağlayabilmektedirler. Prefabrike paneller çivilere veya çivi başlarına çeşitli tertiplerle bağlanır. Panellerin birleştirilmesi Avrupa’ da, her panelin köşesinden araya sokulup sıkıştırılmış başlarla her çivinin bitişik paneline bağlanması suretiyle yapılır. Amerika’da ise prefabrike beton paneller çivi başlarına, dar ve uzun yatay yivlerin aralarına yerleştirilmiş çubuklarla bağlanırlar. Bu yivler yatay toleranslara müsaade etmektedir. Bir çok projede başarıyla uygulanmalarına rağmen bu bileşim detaylarının eğilmeye karşı dayanımları düşüktür ve korozyon tehlikesine karşı korunmaları gerekmektedir.

2.9 İnşaat Aşamaları

Zemin çivili yapıların inşaatı diğer teknikleri göre çok daha kolaydır. Sahanın delgi makinası için hazırlanmasından başka hazırlık gerekmemektedir. Kazı işleminin zemin yüzeyinden aşağıya doğru ilerlemesi ile yapı oluşturulmaya başlanır. Şekil 2.3’de tipik bir zemin çivisi uygulaması aşama aşama görülmektedir. Zemin çivili duvarların yapım aşamaları aşağıda belirtilen sıra ile ilerlemektedir.

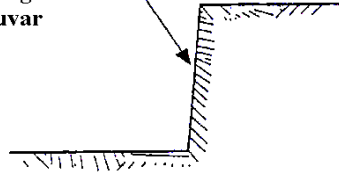
1. Kazı İşlemi

Zemin, ilk sıra çivinin uygulanacağı zemin kotundan daha düşük bir derinliğe kadar kazılır. Kazı derinliği zemin türüne bağlı olarak 1,5 - 2 m arasında değişmektedir. Bazı durumlarda en fazla 3 m derinliğe kadar kazma işlemi yapılabilir. Kendini tutamayan zeminlerde, çivinin ve kaplamanın tesisi için gerekli süre boyunca geçici bir destekleme yöntemine başvurulabilir. (Yüzeyaltı konsolidasyon enjeksiyonu veya enjeksiyonlu mini kazıkların tesisi ile sözü geçen bu tip bir sorun çözümlenebilir.) Kazma işlemi geleneksel ekipmanlarla yapılır, püskürtme beton ihtiyacını minimuma indirmek amacıyla düzgün bir yüzey oluşturmak için özen gösterilmelidir. Duvarlar inşa edilirken estetik açısından küçük eğimli olması arzulanmaktadır.

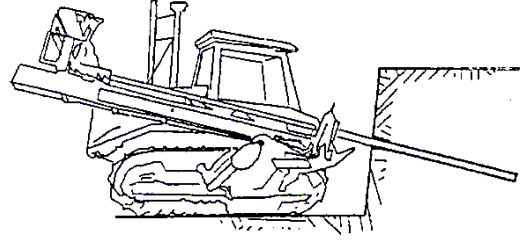
2. Delme İşlemi

Çivilerin yerleştirilecekleri delikler, önceden belirlenmiş yerlerde belirli uzunluk ve eğimde zemin türüne uygun bir delme yöntemi kullanılarak açılır. Delme yöntemleri kendini tutabilen zeminler için kaplamasız metodları (kuru hava basınçlı delgi yöntemi kullanan döner veya döner darbeli metodlar), daha az stabil zeminler için ise kaplamalı metodları (tek tüp ve hava veya su basınçlı çift dönmeli delgi metodları) içermektedir. Delme metodu öncelikle zeminin cinsine, daha sonra ise müteahhidin tercihine bağlıdır. Genel itibariyle burgu delikleri 15-30 cm arasında değişen çaplardadır. Delikler, zeminin çökme eğilimine ve yer altı suyunun varlığına bağlı olarak kaplama borulu veya kaplama borusuz olarak teşkil edilirler. Delme işlemi sonrası ortam çamurdan iyice temizlenmelidir. Temizlenmemesi durumunda ise çamur ileri aşamada sürtünmenin gelişmesini engelleyecek ve mobilize olacak sürtünme kuvvetini düşürecektir. Bölge hava ile temizlenirse zemin kırılmalarının olmaması için hava hızı ve hacmi ılımlı, orta dereceli olmalıdır. Bu husus özellikle rezidüel zeminlerde veya aşırı aşınmış kayalarda önemlidir. Kaplama borusuz deliklerin temizlenmesi su ile yapıldığı taktirde, akabinde zeminin enjeksiyonlanması işlemi esnasında oluşacak aderans gerilmeleri düşecektir. Delme ve temizleme işlemi sonrasında çivi, merkezlendiricilerle ve deliğin sonuna kadar uzanacak bir enjeksiyon hortumu ile delik içine sürülür.

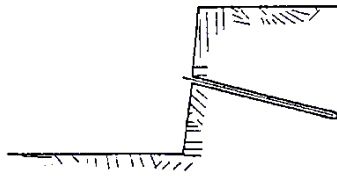
1-2 m yüksekliğinde
desteksiz duvar



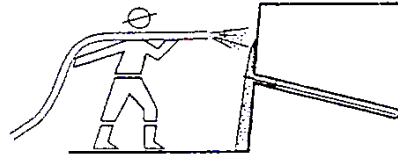
1. Adım : Küçük Kazı



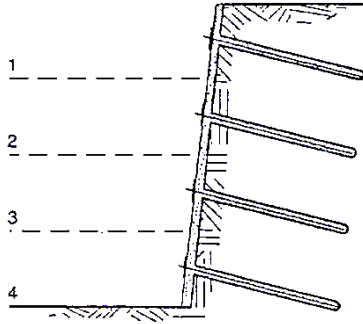
2. Adım : Çivi İçin Delik Açılması



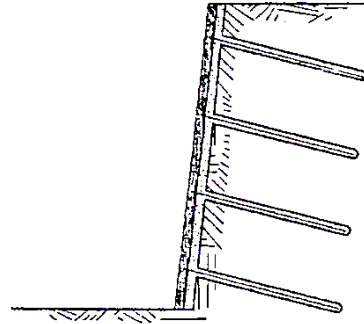
3. Adım : Çivinin Yerleştirilmesi ve
Enjeksiyonu



4. Adım: Drenaj Şeritlerinin, İlk
Püskürtme Beton Tabakanının ve
Taşıyıcı Plakanın Yapılması



5: Adım: Kazı Tabanına Kadar
İşlemler Tekrarlanır



6. Adım: Nihai Kaplamanın Yapılması
(Kalıcı Duvarlarda)

Şekil 2.3 Zemin Çivili Duvarların İnşaat Aşamaları [2].

3. Çivilerin Yerleştirilmesi ve Enjeksiyonlanması

Çivilerin tesisi, küçük bir titreşim darbeli hidrolik çekiç ile çelik çubukları zemine sürmek sureti ile gerçekleştirilir. Eğer takviye elemanları yerinde enjeksiyonlanacak ise kullanılacak ekipman delme ve enjeksiyonlama ünitelerinin her ikisini birden

üzerinde taşıyabilir. Sondaj deliği istenilen derinlikte açıldıktan sonra çiviler merkezleştirici kullanılarak deliğe yerleştirilirler. Çivi uzunlukları duvar yüksekliğinin yaklaşık % 70-100'ü ve çivi eğimleri ise enjeksiyon işlemini kolaylaştırmak amacıyla yaklaşık olarak yatay ile 15° açı yapmaktadır. Şerbet yerçekimi etkisiyle cazibeli olarak ya da gerekirse düşük bir basınç uygulamak suretiyle pompalanarak çubuk etrafındaki halka şeklindeki boş ara yüzeye doldurulur. Enjeksiyonlama işlemi delik içinde tabandan yukarıya doğru yapılır. Delik temizlendikten sonra, delik içinde merkezinden kaçmasını önleyecek merkezleyiciler kullanılarak çivi ve enjeksiyon hortumu yerleştirilir. Enjeksiyon hortumunun ucu, çivi deliğinin dibine erişene dek kapalı tutulur. Deliğin dip noktasında uç açılarak enjeksiyonlama işlemi başlatılır. Enjeksiyon deliği doldurdukça hortum yukarı çekilir. Çivi etrafındaki gerekli şerbet çevrelemesi için gerekli uygun minimum çap 10 cm' dir.

4. Drenaj Sisteminin Tesisi

Zemin çivisi tekniği diğer sistemlere oranla zemin suyunun durumu açısından daha hassastır. Özellikle borulanma yoluyla zeminin kaybı ve kazı yüzeyinden akan suyun etkisi ile yüzeyin erozyona uğraması gibi durumlara dikkat edilmelidir. Kazı yüzeyinin drenajını sağlamak için püskürtme beton öncesinde çiviler arasına geokompozit drenaj şeritleri yerleştirilir. Sızıntı basıncı ve sızıntı hacminin düşük olduğu durumlarda kaplamanın arkasında bulunan drenaj malzemeleri suyun kontrolünü sağlar. Buna karşılık sızıntı basıncı yüksekse sahadaki zemin suyu seviyesi kazıdan önce düşürülerek kontrol altına alınmalıdır.

Geokompozit drenaj şeritleri düşey olarak uygun aralıklarla yerleştirilmeli ve kazı ilerledikçe en alttaki kazı kademesinde bulunan son drenaja bağlanmalı veya tabandaki tahliye deliğinden dışarı atılmalıdır.

5. Kaplamanın Yapımı ve Plakaların Montajı

Hava basıncı ile uygulanan ıslak karışım metodları, daha az tecrübeli bir işçi ile uygulanabildiği için tavsiye edilmektedir. Ayrıca bu şekilde donma-erime özellikleri açısından daha iyi sonuç alabilecek şekilde su-çimento karışımı yakından kontrol edilebilmekte, karışım malzemesi karışım içine kolayca ilave edilebilmektedir. Çok tabakalı tasarımlarda, başlangıç püskürtme beton tabakası kalınlığı 6,5-10 cm aralığında değişebilmektedir. Takviye ağı hasır çelik püskürtme beton işlemi

öncesinde 4-5 cm'lik bir kaplama kalınlığı olacak düzeyde itinalı bir şekilde yerleştirilir.

Püskürtme beton ile kaplama işlemini plakaların montajı takip etmektedir. Çivilere dik olarak yerleştirilecek ve elle sıkılacak birer taşıyıcı tabaka, sistemin gevşekliğinin kaldırılmasını sağlar. Üst kademede yer alan çiviler çalışma yüklerinin belirli oranında sıkılmak suretiyle öngerilebilirler.

6. Yukarıda sıralanan işlemler sonraki kazı kademelerinde istenilen derinliğe ulaşıncaya kadar tekrarlanır.

7. Duvarın yapımının tamamlanmasının ardından prefabrike veya yerinde dökme kaplama işlemi yapılır.

Genellikle drenaj sisteminin tesisi ve kazı yüzünün püskürtme beton ile kaplanması işlemleri (4. ve 5. adımlar) çivilerin yerleştirilmesi işlemini (3. adım) takip eder. Bu sıralama özellikle marjinal stabiliteye sahip kazı aynalarında önerilmektedir.

3. UYGULAMA KRİTERİ

3.1 Genel

Zemin çivisi tekniği klasik yerinde dökme, prefabrike ve toprakarme yapıların ve özellikle ankrajlı duvarların söz konusu olduğu tasarımlarda geçici veya kalıcı destekleme sistemi olarak uygulanabilir. Avrupa'daki tecrübeleri temel alarak, zemin çivisi metodunun birçok koşul altında ankrajlı sistemlere göre ekonomik olarak daha avantajlı ve tasarımda birçok artısının olduğuna inanılmaktadır. Diğer klasik destekleme sistemleriyle karşılaştırıldığında % 10 - 30 arasında kar sağlanmaktadır.

3.2 Kazı Destekleme Yapıları

Zemin çivisi yöntemi ankrajlı destekleme sistemlerinin sahip olduğu tüm avantajlara sahiptir. Otoyolların güzergahları boyunca kazıların desteklenmesi veya stabilizasyonu için geçici veya kalıcı yapılarda ve özellikle tünel ağızlarının stabilitesinde görülen avantajlar aşağıdaki şekilde özetlenebilir [4]:

- Geçici bir kazı sisteminin stabilizasyon amaçlı kalıcı bir yapıya dahil edilmesinde kullanılırlar.
- Kazı miktarının ve kazma işlemi sırasında kayaç ayrışmasının azalması sağlanır.
- Kullanılan beton miktarının azalması sağlanır.
- Destekleme işlemi için derin temel gereksinimini ortadan kaldırır.
- Potansiyel kamulaştırma sınırını azaltarak ekonomi sağlarlar.

Ankrajlı sistemlerdeki dezavantajlar da göz önüne alınmalıdır:

- Ankrajlı sistemlerdeki kadar geniş çaplı olmamasına karşı zemin çivisi tekniğinde de alt yapı irtifak hakkı almak gereklidir.

- Yumuşak kohezyonlu zeminlerde veya sünmeye duyarlı kohezyonlu zeminlere genellikle bu teknik uygulanmaz veya uygulansa da ekonomik olmaz.
- Zemin suyunun kontrolü bazen zor olabilmektedir.
- Zemin çivisi uygulanmış yapı alanı çevresinde kamulaştırma ile kullanım olanakları sınırlanmaktadır.

Yöntemin, Kuzey Amerika’da ve Avrupa’da uygulanan otoyol projeleri ile birlikte, yukarıda bahsedilen avantajların yanında o derece önemli olmayan şu kolaylıkları da gözlenmiştir:

- Dik veya dike yakın kazılarda hem kazılan zemin hem de ayrılmış kaya miktarını azaltır. Dolayısıyla daha küçük çapta bir çalışma alanını gerekli kılarak, çevresel ulaşım koridorunu asgari şekilde etkilemektedir.
- Tünel ağızları genellikle tabakalaşmanın çok yoğun ve değişken olduğu ortamlarda yer alır, bu nedenle toprak kaymasının gelişimi söz konusu olabilmektedir. Zemin çivisi yöntemi birçok projede tünel ağızlarının başarıyla stabilize edilmesinde kullanılmaktadır.
- Köprü ayaklarının desteklenmesinde ankrajlarla birlikte yukarıdan aşağıya doğru yapılacak kazı işlerinde yaygın olarak kullanılmaktadırlar. Bu kapsamda taşıyıcı kazık imalatına gerek bırakmadan tercihen geçici ve sürekli olarak zeminin desteklenmesini sağlamaktadırlar.

3.3 Mevcut Yapıların Onarılması ve Yeniden Yapılandırılması

Zemin çivisi, mevcut destekleme yapılarının stabilizasyonunda ve güçlendirilmesinde uygulanabilir. Bu kapsamda onarılacak veya yeniden yapılandırılacak proje tipleri aşağıdaki şekilde sayılabilir:

- Aşırı dönme veya ötelenme sonucu çökmesi olası olan veya çökmüş, yığma veya betonarme yapılar.
- Aşırı yükleme veya ankraj tendonlarının paslanması neticesinde göçmüş ankrajlı duvarlar.
- Striplerin korozyonu veya zayıf kalitedeki duvar arkası dolgu nedeniyle takviye gerektiren donatılı zemin duvarlar.

3.4 Şev Stabilizasyonu

Şevlerin kısmen yatay veya dikey takviyelerin kullanımı ile stabilizasyonu dayanma yapıları için geliştirilen bazı kavramların uzantısıdır. Fakat bu uygulama için dizayn felsefesi oldukça farklıdır. Şevlerin stabilizasyonu başlığı altında farklı yaklaşımlar gerektiren iki ayrı durum değerlendirilmelidir. Bunlardan birincisi, herhangi bir ötelenmenin ilk etapta gözlenmediği, ancak potansiyel kayma yüzeyi boyunca güvenlik faktörünün beklenenin aksine çok düşük olduğu ve sonuçta kayma dayanımının kolaylıkla mobilize olabileceği potansiyel tehlike arz eden şevlerdir. İkincisi ise, birinci tip şevlerin aksine zeminin akması neticesinde beklenenin üzerinde ötelenmenin gözlemlendiği şevlerdir.

a) Potansiyel Stabil Olmayan Şevlerin Stabilizasyonu

Stabil olmayan şevlerde takviyeler hareketli bölge boyunca genellikle uniform yoğunlukta yerleştirilirler. Ahşap, beton kaplamalı çelik kazıklar, mini kazıklar ve çakma çiviler dahil olmak üzere çok çeşitli takviyeler kullanılmaktadır.

Çivilerdeki kesme kuvveti ve eğilme momenti kapasitesini mobilize etmek için gerekli olan zemin deplasmanı öncelikle takviyelerin rijitliğine bağlıdır. Bu nedenle analizde kullanılan prosedür sırasıyla iki hususu göz önünde bulundurmaktadır [4]:

- Şevin deplasman seyrinde bir devamsızlık elemanı olarak davranan ve rijit bir perde oluşturan, rijit, geniş çaplı beton, ahşap veya betonla çevrili çelik kazıklar genellikle şevin topuğuna bir veya iki sıra halinde tesis edilirler.
- Potansiyel kayma bölgesinin homojen takviyesini sağlamak amacıyla esnek, küçük çaplı çelik elemanlar (örneğin çelik tüpler veya çubuklar) birbirine yakın aralıklarla, açılmış olan sondaj deliklerinin içine enjeksiyonlanarak zemine tesis edilirler.

b) Sünme Potansiyeline Sahip Şevlerin Stabilizasyonu

Sünme özelliğine sahip şevlerde çözüm elde etmek için NCHRP-290 üç analitik yaklaşım tanımlamaktadır. Statik olmayan yaklaşım, şevin kayma hızını azaltmak amacıyla takviye elemanında müsaade edilebilir eğilme momentinin mobilizasyonu göz önünde bulundurarak, optimum dizayn (kapsama ve kapsama geometrisi arasındaki mesafe) elde edecek yöntem bilim sağlamaktadır. Elemanlarda önemli

eğilme momenti kapasitesi gerektiren çözümler, genellikle zemin çivisi tekniğinden ziyade kazık veya kolonların uygulanması ile elde edilmektedir.

3.5 Maliyet Analizi

Zemin çivili yapıların maliyeti, zemin cinsi, şantiyenin ulaşım koşulları, oluşturulacak duvarın boyutları, kaplamanın çeşidi, korozyondan korunma seviyesi, uygulamanın geçici veya kalıcı olması ve müteahhit şirketin bu tür uygulamalardaki uzmanlığı gibi birçok faktörün fonksiyonudur. Avrupa’da zemin çivisi uygulamaları benzer sistemlerle karşılaştırıldığında % 20 daha ekonomik olduğu kaydedilmiştir. A.B.D.’de ise otoyollarda uygulanan projelerden elde edilen bilgilere göre eğer zemin çivisi, yapımına uygun bir zeminde tesis edilirse, öngermeli ankrajlara ve yerinde imal edilen iksa sistemlerine oranla %10-30 arasında daha kazançlı bir sistem olduğu tespit edilmiştir.

Kalıcı sistemlerin maliyetinde en önemli unsur duvar kaplamasıdır. 15-20 cm kalınlığındaki bir püskürtme beton kaplamasının maliyeti, toplam maliyetin minimum üçte birini oluşturmaktadır. Geçici bir püskürtme beton tabakasının üzerine ilave olarak yapılacak yerinde dökme veya prefabrik beton kaplama ise, toplam maliyetin %40-50’sini oluşturmaktadır.

Zemin çivili duvarların Amerikan Karayolları projeleri ihale tecrübelerine dayanarak bugünkü tipik maliyeti aşağıdaki şekildedir [2]:

- Geçici duvarlar : $\$200 - \$300 / m^2$
- Kalıcı duvarlar : -Otoyol Şev Kazıları $\$300 - \$400 / m^2$
- Mevcut Köprülerde Kenarayaklar $\$400 - \$600 / m^2$
Altındaki Şev Kazıları

Maliyetler, duvar yüzey alanının metrekaresi başına \$ cinsinden verilmiştir. Proje maliyetinin yukarıda belirtilen tipik maliyetlere göre yüksek olması küçük proje alanı, çok zor zemin koşulları, zor ulaşım, uzak alan veya kalabalık yerleşim bölgeleri, sınırlı ihale rekabeti gibi faktörlere bağlıdır.

4. ARAZİ İNCELEMELERİ VE DENEYLER

4.1 Zeminin Tanımlanması

Zemin çivisi sisteminin ekonomik ve güvenilir olarak tasarlanabilmesi için mevcut arazinin fiziksel özelliklerinin, zeminin tabakalaşmasının, zemin suyunun durumunun ve zemin-kaya ortamının özelliklerinin bilinmesi gerekmektedir. Zemin araştırmaları sadece zemin çivili duvar yüzeyinin yerini değil, çivilerin bölgesini de tespit etmelidir. Bu incelemeler çivilerin tesis edileceği zeminin türünü, dayanımını ve korozif potansiyelini belirler. Zemin koşulları ve buna bağlı riskler çok çeşitli olabileceği için her proje için tek tek ele alınmalıdır. Rasyonel bir zemin araştırma programı esas olarak sahanın jeolojisinin incelenmesi, arazi keşfi ve araştırmaları ile laboratuvar deneylerinden oluşmaktadır. Bir safhadan elde edilen bilgi bir sonraki aşamada yapılacak işin kapsamını belirlemek için kullanılmaktadır. Araştırmanın amacı, emniyetli ve ekonomik tasarım ve inşaat için zemin kütlesi hakkında yeterli bilgi sağlamaktır [2].

Zemin çivili duvarların temel dizayn prensipleri yeterli stabilite, dayanıklılık ve sınırlı duvar deplasmanlarıdır. Zemin çivili duvar tasarımı ve inşaatında en kritik safha sözü edilen aşamalara bilgi sağlayan arazi araştırmalarıdır. Ayrıca, tüm önemli dayanma yapılarında olduğu gibi zemin çivili duvarların da tasarımı, sadece üstün nitelikli ve deneyimli geoteknik ve yapı mühendisleri tarafından gerçekleştirilmelidir. Zemin çivili sistem için tavsiye edilen arazi inceleme aşamaları aşağıdaki şekildedir [2].

4.1.1 Jeolojik Ön İnceleme

Arazi etütlerine başlamadan önce, mevcut arazinin jeolojik özellikleri ve zemin suyu hakkında bilgi toplanmalıdır. Bu bilgi jeolojik haritalar, havadan çekilmiş fotoğraflar, etüdler ve proje sahasında daha önceden yapılmış arazi incelemeleri ile önceden hazırlanmış jeolojik ve geoteknik raporlardan elde edilebilir [2].

4.1.2 Arazi Keşif Çalışmaları

Zemin çivili yapılar için yapılan arazi keşif çalışmaları ankrajlı sistemler için yapılan çalışmalarla büyük ölçüde benzerlik göstermektedir. Bu çalışmanın ana hatları aşağıdaki şekilde sıralanabilir [4].

- Topoğrafik enkesitler için sınırlar ve aralıklar seçilir. Tavsiye edilen enkesit aralığı yaklaşık 15 m' dir.
- Keşif ve imalat için kullanılacak ekipmanın şantiyeye ne şekilde ulaştırılacağı saptanır.
- Drenaj sisteminin ne şekilde oluşturulacağını belirlemek için bitki örtüsü ve sızma suyu özellikleri saptanır. Mevcut drenaj yapılarının korozyon etkisi ve gerekli korozyon sınırları tespit edilir.
- Ara yüzey tabakalaşmasını anlamak için kazı alanı civarında çıplak gözle belirlenebilecek jeolojik özellikler tanımlanır.
- Zemin çivisi uygulanacak bölge içerisinde mevcut ise, yer altı tesislerinin olası yeri ve bunlardan ötürü doğabilecek etkiler belirlenir.

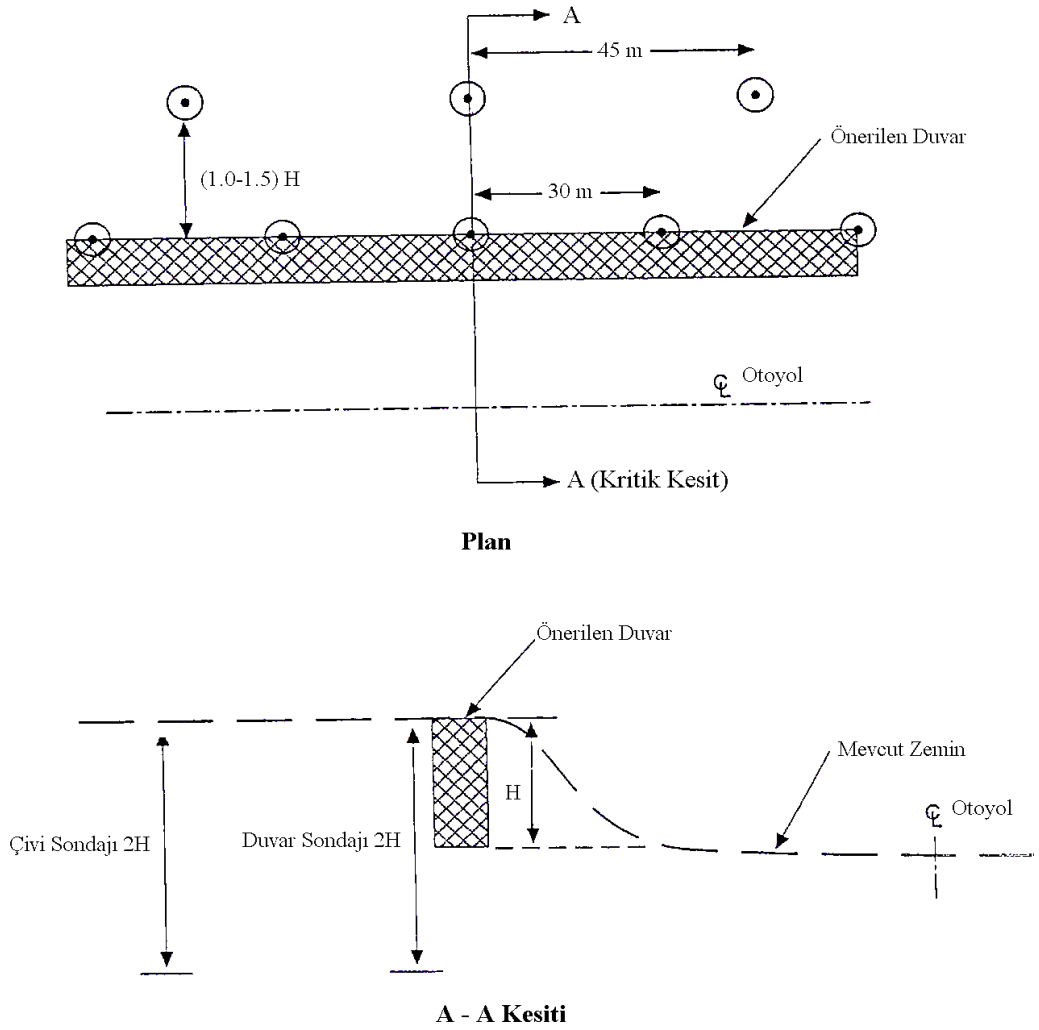
4.1.3 Zemin Etüdü

Zemin etüdü, zemin çivisi sisteminin uygulanacağı bölgelerde stabilite analizlerinin yapılabileceği enkesitler oluşturmak, çivilerin kapasitesini tahmin etmek ve etkili bir drenaj sistemi tasarlayabilmek için yapılır. Şekil 4.1' de zemin araştırmasına yönelik bir yaklaşım görülmektedir. Genel olarak izlenmesi tavsiye edilen etüd programı aşağıdaki şekildedir [4].

- 1) Yapı boyunca 30 m aralıklarla sondaj yapılmalıdır. Ayrıca, duvarın arkasında duvar yüksekliğinin 1.0-1.5 katı kadar yatay uzaklıkta 45 m aralıklarla ek sondajlar uygulanmalıdır.
- 2) Sondaj derinliği için, temel kotundan itibaren 3-5 m veya daha sığ ise kaya zemininin kotu yeterli olacaktır. Eğer temel zemini, çivilerin tesis edileceği zemine göre daha zayıf bir zemin ise sondaj derinliği arttırılabilir. Kaya profilini saptamak için en az 3 m karot alınması gerekmektedir.
- 3) Granüler zeminlerde 1.5 m aralıklarla standart penetrasyon deneylerinin sonuçları alınmalı ve minimum değer elde edilmelidir. Kohezyonlu zeminler için ise

örselenmemiş tüp numuneler alınmalı ve arazi dayanım deneyleri yapılmalıdır. Statik yer altı su seviyesinin gözlenmesi ve bununla ilgili uzun süreli kayıtların elde edilmesi, bir başka önemli husustur.

Ek olarak, çıplak kazı yüzünün kendini ne kadar tutabileceğini anlayabilmek için test kuyuları veya test kazıları gerekebilmektedir. Artan derinlikle beraber yer altı suyunun etkisini anlamak için sondaj deliği içine piyezometreler yerleştirilerek yer altı suyu gözlenebilmektedir.



Şekil 4.1 Zemin Çivili Duvarlar İçin Arazi Etüdları [4].

4.1.4 Deneyler

Deney programının ana amacı, zemin çivisi uygulanacak zeminin birim hacim ağırlığı, içsel sürtünme açısı, kohezyon ve adezyonu (sıyrılma direnci), su muhtevası,

Atterberg limitleri ve dane dağılımı hakkında güvenilir bir sonuç elde etmektir. Bu şekilde zemin çivisi sisteminin destekleme sistemi olarak uygunluğu ve zeminin metalik tesisata karşı duyarlılığı saptanmaktadır. Daha kapsamlı bir tetkik için aşağıda bahsedilen ayrıntılar göz önünde bulundurulmalıdır.

- Daneli zeminlerde standart penetrasyon deneyleri ve dane çapı dağılımı, sürtünme açısını saptayabilmek için gerekmektedir.
- Kohezyonlu zeminlerde sürtünme ve kohezyon özellikleri açısından deneyler örselenmemiş numuneler üzerinde yapılmalıdır. Çivi davranışının analizi için üç eksenli basınç deneyi ile efektif sürtünme ve kohezyon dayanımı (c', ϕ') araştırılır. Nihai sürtünme sınırı (F_1)'in elde edilebilmesi için drenajsız kayma dayanımına yönelik deneyler yapılır. Fisürlü zeminlerde, zamana bağlı olarak kohezyon değerindeki düşmeler önemlidir ve göz önünde bulundurulmalıdır.
- Presiyometre veya koni penetrometre deneyleri alternatif veya alt deneyler olarak nitelendirilmektedir. Özellikle basınçmetre deneyi, yanal zemin reaksiyonu modülünün tespiti ve aynı zamanda nihai sürtünme limit değeri (F_1) aralığının saptanabilmesi için önemlidir.
- Yumuşak kayalarda karot numuneler fisürler, çatlaklar, süreksizlikler ve dayanım hakkında fikir sahibi olmak için incelenmektedir. Karot numune üzerinde yapılacak iki eksenli basınç deneyi yumuşak kaya profilinin dayanımı hakkında bilgi vermektedir.

Tablo 4.1. Zeminin Kötü Etkilerinin Belirlenmesi İçin Yapılan Deneyler Ve Kritik Değerler

Değer	Yapılan Deney	Kritik Değerler
Direnç	ASTM G 57, AASHTO T-288	< 2,000 ohm / cm
PH	ASTM G 51, AASHTO T-289	< 5
Sülfat	ASTM D516M, ASTM D4327	> 200 ppm
Klorür	ASTM D512 , ASTM D4327, AASHTOT-291	> 100 ppm

- Numuneler üzerinde korozyon potansiyelini saptamak için deneyler yapılmalıdır. Korozyona hassas bir zemin veya kaya ortam söz konusu ise yapılabilecek özel deneyler ve bu deneyler için kritik değerler Tablo 4.1’ de gösterilmektedir.

4.1.5 Son Fizibilite Değerlendirmesi

Başarılı bir tasarım belirlemek amacıyla, arazi araştırmalarının ve yapılan deneylerin sonuçları temel alınarak son bir fizibilite değerlendirmesi yapılır. Bu analizin geoteknik elemanları aşağıdaki şekilde sıralanabilir [4]:

1) Zemin Cinsi: Zemin ankrajları ile ilgili tecrübeler, konuyla ilgili değerlendirmelerin temelini oluşturmaktadır. Bu çerçevede, zemin çivisi yöntemi aşağıdaki zemin türleri için uygun değildir.

- Organik madde içeren ve düşük dayanımlı zeminler
- Köz, kül ve çöp dolguları
- Moloz dolgular veya endüstriyel atıklar
- Asit içerikli atıklar
- Likit limiti (LL) >50 ve plastisite indeksi (PI) >20 olan kohezyonlu zeminler akma duyarlılıkları açısından dikkatle değerlendirilmelidirler. Ankraj uygulamalarından elde edilen tecrübelerle dayanarak, kıvam indeksi (I_c)<0,9 olan zeminlerin akmaya duyarlı oldukları söylenebilir. Bu tür zeminler akma potansiyeli iyice incelenmeden, uzun süreli olarak zemin çivileri ile desteklenebilecek yapılar olarak kabul edilememektedir.

Kıvam indeksi I_c aşağıdaki şekilde saptanır.

$$I_c = \frac{W_1 - W}{W_1 - W_p} \quad (4.1)$$

Burada, W_1 , likit limit; W , su muhtevası ve W_p ise plastik limiti göstermektedir.

- Uniformluk katsayısı $D_{60} / D_{10} < 2$ olan kohezyonsuz zeminler çok sıkı zemin olarak kabul edilemiyorlarsa zemin çivisi için uygun değildir. Ancak kazı yüzünün stabilitesi kazıdan önce, enjeksiyonlama veya diyafram duvar uygulaması ile sağlandığı takdirde zemin çivili duvarlar teşkil edilebilmektedir.

2) Zemin Dayanımı: Kohezyonsuz zeminlerde, zemin gevşek ($N < 10$) ise, henüz kesinleşmemiş bir nedenle zemin ankrajı uygulanamamaktadır. Bu durum zemin çivisi için de geçerlidir. Benzer durum, kohezyonlu zeminlerde sınırlandırılmış basınç dayanımının 50 KPa' dan küçük olması hali için de geçerli olmaktadır.

3) Yapı Performansı: Yatay deplasmanların büyüklüğü $1,5 H/1000$ değerini aşıyor ise, özel tasarım ve yapım yöntemleri kullanılmadan, zemin çivisi uygulanmamalıdır. Uygulanması durumunda ise çevre yapılarda karşılaşılabilecek sorunlar göz önüne alınmalıdır.

4. 2 Çivi Sıyırılma Direncinin Tahmini

Zemin çivili yapının güvenliğini sağlamak amacıyla tasarımda kabul edilen nihai zemin-çivi sıyırılma direnci (Q_u)' nun doğruluğunun kanıtlanması gerekmektedir. Gerçek sıyırılma direnci, aşağıda sayılan faktörlere bağlıdır [2]:

- Zemin veya kaya türüne ve kesme dayanımına,
- Delgi duvarının pürüzlülüğüne (kullanılan delgi yöntemine göre değişmektedir),
- Nihai delik çapına,
- Gevşek delgi malzemesinin delik dibinde bırakılmasına,
- Müteahhidin delgi ve enjeksiyon tekniği, tecrübesi ve işçiliğine,
- Enjeksiyonlama işleminden önce deliğin açık bırakılma süresine bağlıdır.

Zemin koşulları izin veriyorsa açık delgi metodu kullanılarak yerleştirilen çivilerin sıyırılma direnci tahmininde geçmiş tecrübelerden faydalanılmalıdır. Ancak tutarlı bir tasarım değeri elde etmek için tecrübeler yetersiz ise, bir deney programı yürütülerek uygun tasarım değerleri saptanmalıdır.

Tasarımda kullanılan sıyırılma direncinin doğruluğunun ispatlanması için inşaat sırasında arazi sıyırılma deneylerinin yapılması zorunludur. Sıyırılma deneyleri ankrajlı sistemlerin aksine tüm zemin çivisi uygulamaları için yapılmamaktadır.

Ankraj ve çivi sıyırılma direncinin tahmini için izlenecek yollar FHWA yayınında toplanmıştır. Yerel uygulama ve tecrübeler, tasarımda kullanılacak sıyırılma direncinin tahmin edilmesinde kullanılabilmektedir.

A. Kohezyonsuz Zeminlerde Sıyırılma Direnci

Kuru kohezyonsuz zeminlerdeki çiviler için literatür, aşağıdaki nihai sıyırılma direnci aralıklarını tavsiye etmektedir.

Tablo 4.2 Kohezyonsuz Zeminler İçin Nihai Aderans Gerilmesi [2].

İmalat Metodu	Zemin Tipi	Nihai Aderans Gerilmesi (kN/m ²)
Açık Delgi	Plastik olmayan silt	20-30
	Orta sıkı kum ve siltli kum/kumlu silt	50-75
	Sıkı silt kum ve çakıllı kum	80-100
	Çok sıkı siltli kum ve çakıl	120-240
	Lös	25-75

B. Kohezyonlu Zeminlerde Sıyırılma Direnci

Tremi borusu kullanılarak çimento harcı ile doldurulan çiviler için nihai sıyırılma direnci, ortalama kesme kuvvetinin 0.25-0.75 katı olarak tahmin edilmektedir. Daha katı veya sert killerde daha düşük katsayılar söz konusudur. Kumlu ve gevşek killer için ise katsayı verilen aralıktan biraz daha yüksek olmaktadır. Kohezyonlu zeminler için nihai sıyırılma direncinin tipik değerleri aşağıda gösterilmiştir.

Tablo 4.3 Kohezyonlu Zeminler İçin Nihai Aderans Gerilmesi [2].

İmalat Metodu	Zemin Tipi	Nihai Aderans Gerilmesi (kN/m ²)
Açık Delgi	Katı kil	40-60
	Katı killi silt	40-100
	Katı kumlu kil	100-200

C. Kaya Ortamda Sıyırılma Direnci

Sağlam kaya kütlesi içindeki enjeksiyonlu çiviler için nihai sıyırılma direnci, maksimum değeri 4000 kN/m² olmak üzere, kayanın tek eksenli basınç dayanımının %10'u olarak alınabilmektedir. Değişik kaya türleri için tahmini nihai sıyırılma direnci değerleri aşağıda verilmiştir.

Tablo 4.4 Kaya Zeminler İçin Nihai Aderans Gerilmesi [2].

İmalat Metodu	Kaya Tipi	Nihai Aderans Gerilmesi (kN/m ²)
Rotarili Delgi	Marn/Kireçtaşı	300-400
	Filit	100-300
	Tebeşir taşı	500-600
	Yumuşak dolomit	400-600
	Fissürlü dolomit	600-1000
	Ayrışmış kumtaşı	200-300
	Ayrışmış şeyl	100-150
	Ayrışmış Şist	100-175
	Bazalt	500-600

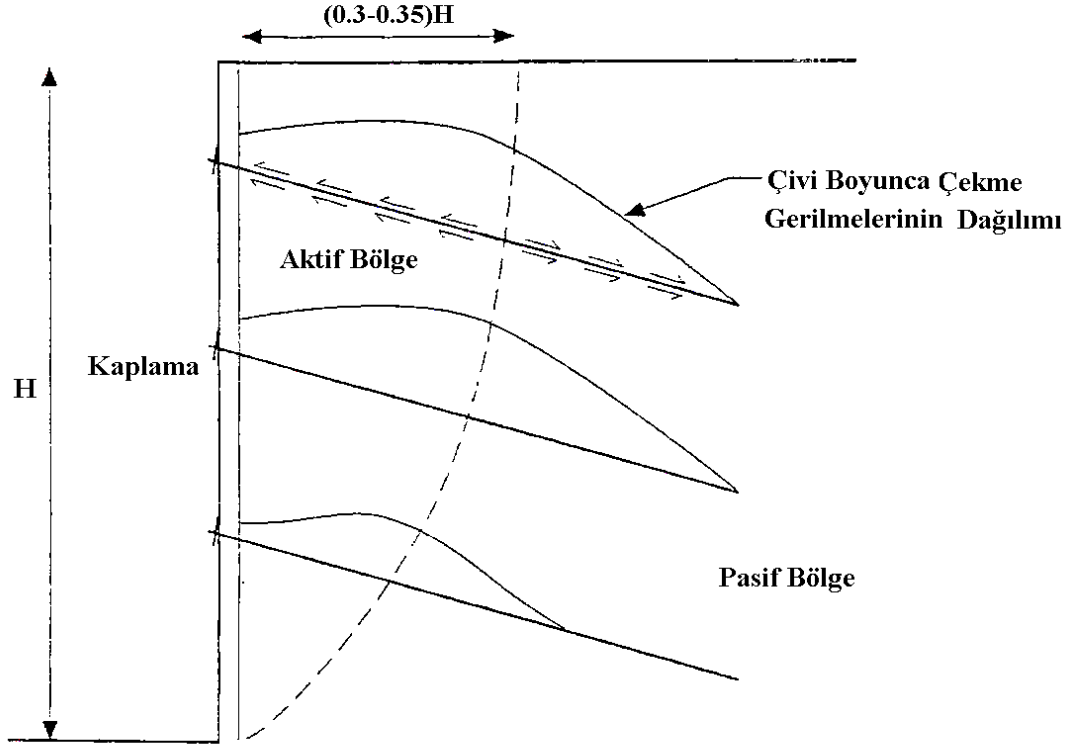
5. ZEMİN ÇİVİLİ DUVARLARIN DAVRANIŞI

5.1 Temel Mekanizma

Zemin çivili yapıların temel mekanizması, takviyeler ve kaplamanın yapının yanal deformasyonlarını engellemesi sırasında pasif takviye elemanlarındaki çekme kuvvetlerinin mobilize olmasıdır. Bir zemin çivili duvar yukarıdan aşağıya doğru inşa edilirken, takviye edilmiş bölgenin yanal deformasyonu, bir sonraki takviyenin yerleştirilmesi için yapılan kazı esnasında destek olan zeminin kaldırılması ile bağlantılıdır. Mevcut dayanma yapılarının onarımı veya şevlerin stabilizasyonu durumunda ise yanal deformasyonlar, duvarların veya şevlerin yetersiz destek nedeniyle devam eden deformasyonuna bağlıdır. Her iki durumda da, takviye elemanları, gerilme ve şekil değiştirmeleri karşılamak amacıyla zemin ile etkileşir, aksi halde takviye edilmemiş zemin bu gerilme ve şekil değiştirmeler nedeniyle göçebilmektedir. Bu nedenle takviye elemanları, zemindeki bu etkileri karşılamak amacıyla maksimum çekme gerilmelerinin olduğu doğrultuda yerleştirilirler [2].

Çekme yükleri, birinci olarak zemin ve çivi arasındaki sürtünmeli etkileşim sonucunda ve ikinci olarak zemin ile kaplama arasındaki etkileşimin sonucunda gelişir. Her çivideki maksimum çekme yükünün mobilize olduğu yer, takviye edilmiş zemin kütlesi içinde çivinin duvardaki düşey yerleşimine bağlı olarak kaplamadan belirli bir uzaklıkta olduğu görülür. Söz konusu noktaların birleştirilmesiyle çivilerdeki maksimum çekme hattı elde edilir. Maksimum çekme hattı zemin kütlesini aktif ve pasif bölge olmak üzere iki ayrı bölgeye ayırır. İki bölge arasındaki sınır, çivili kütle içindeki potansiyel kayma yüzeyidir. Aktif bölge hareket eden bölgedir ve şev yüzeyi ile potansiyel kayma yüzeyi arasındadır. Pasif bölge ise potansiyel kayma yüzeyi arkasındaki bölgedir. Aktif bölgede kaplama yakınında, takviyelerdeki kayma gerilmeleri dışarı doğru yönlenirken takviyeyi de dışa çekme eğilimine sahiptirler. Pasif bölgede ise, kayma gerilmeleri içeri doğru yönlenirken, çivilerin aktif bölgeye doğru sıyrılması engellenmektedir. Bu davranış genel haliyle Şekil 5.1.'de gösterilmiştir. Şekilde de görüldüğü gibi, çivilerde mobilize olan çekme

kuvvetleri aktif bölgeden dirençli pasif bölgeye zemin-çivi boyunca oluşan sürtünmeyle transfer olurlar.



Şekil 5.1. Zemin Çivisi Davranışı [2].

Takviyeler, zemindeki aktif bölgeyi dirençli (pasif) bölgeye bağlama görevini yerine getirmektedir. Aksi halde, aktif bölge kazı devam ettikçe pasif bölgeye nispeten dışarıya veya aşağıya doğru hareket ederek göçer. Çivi çekme dayanımı, aktif bölgeyi stabilize etmeyi sağlayacak destek kuvvetlerini karşılayabilecek yeterlilikte olmalıdır. Çiviler aynı zamanda sıyrılarak göçme durumunu engellemek için yeterli uzunlukta pasif bölgenin içine yerleştirilmelidirler. İlave olarak, kaplama ve kayma yüzeyi arasındaki uzunlukta oluşan çivi sıyrılma direnci ve çivi kafa dayanımının beraber etkisi, kayma yüzeyinde gereken çivi çekme gerilmesini sağlayacak yeterlilikte olmalıdır.

5. 2 Zemin - Çivi Etkileşimi

Çivi ile zemin arasında temel etkileşim, zeminin kazı yüzüne doğru yaptığı deformasyonlar sırasında zemin-çivi ara yüzeyi boyunca kayma gerilmelerinin

oluşması ve çivilerin bu harekete karşı direnç göstermesidir. Çivi boyunca çekme ve zemin çivi ara yüzeyi boyunca oluşan kayma kuvveti dağılımı birçok faktöre bağlıdır. Bu faktörler arasında zeminin yük boşaltma rijitliği, başlangıç arazi gerilmeleri, çivinin düşey konumu, çivi boyu, çivi eğimi, çivinin çekme rijitliği ve çivi-zemin ara yüzey rijitliği sayılabilir [2].

Takviye edilmiş zemin kütlesinin lokal dengesi göstermektedir ki, çivi boyunca çekme yükünün değişim oranı, birim boyda mobilize olan kayma kuvvetine eşittir ve matematiksel olarak aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir.

$$dT / dL = \pi \cdot D \cdot \tau = Q \quad (5.1)$$

Burada;

dT / dL : boyunda çivinin çekme kuvvetindeki değişimi

D : Delgi çapını

τ : Enjeksiyon-zemin ara yüzeyindeki mobilize olan kayma gerilmesini

Q : Çivi birim uzunluğunda mobilize kayma kuvvetini göstermektedir.

Dayanım açısından incelendiğinde, çivi-zemin ara yüzeyindeki nihai sıyrılma direnci zemin çivi takviye sisteminin performansını etkileyen en önemli parametredir. Nihai sıyrılma direnci, çivi delgi çapına ve ara yüzey kayması meydana gelmeden önce oluşan kayma gerilmesine bağlıdır ve aynı zamanda sadece zemin tipinin değil imalat yönteminin de bir fonksiyonudur. Nihai sıyrılma direnci, sabit bir zemin ve çivi tesis yöntemi için derinlikten bağımsızdır.

Son olarak, sadece çivi ile zemin arasındaki çok küçük yer değiştirmeler nihai aderansı mobilize etmek için gerekmektedir. Birçok sıyrılma deneyi göstermiştir ki, 1-2 mm civarındaki rölatif deplasmanlar nihai sıyrılma direncine ulaşmak için yeterli olmaktadır. Takviye elemanları çivi tendonlarının çekme göçmesini önleyecek yeterlilikte olmalıdır. Aynı zamanda, zemin-çivi nihai sıyrılma direnci de takviyelerin sıyrılmasını önleyecek yeterlilikte olmalıdır. Bunun yanında, çivi ve çivi enjeksiyonu-zemin ara yüzeyi, takviye yüklerinin aşırı deformasyonlar oluşmadan gelişmesini sağlayacak kapasitede olmalıdır.

5.3 Çivi – Zemin - Kaplama Etkileşimi

Zemin çivili takviye sistemleri herhangi bir yapısal kaplama olmadan kullanılabilir de (Pedley ve Pugh, 1992), yüzey kaplamaları kazı ve çivilerin tesis edilmesiyle beraber gelişmiş ve çiviler yapısal olarak bu kaplamaya bağlanmıştır. Kazı sırasında zeminde yanal deformasyonlar oluşurken, zemin-kaplama ara yüzeyinde zemin basınçları gelişmektedir. Bu yüzey basınçları, çivi başlarındaki çekme gerilmelerine eşit ve ters yöndedir. Çivi başındaki çekme yükünün büyüklüğü, zeminin rijitlik özelliklerine, çivinin çekme rijitliğine, çivi enjeksiyonu-zemin ara yüzey rijitliğine ve kaplama rijitliğine bağlıdır. Çivi başlarında oluşan kuvvetle ilgili güvenilir bilgi ise çivi başlarına koyulan yük hücrelerinden elde edilebilmektedir. Fakat bu yöntemle elde edilmiş bilgi oldukça azdır.

Zemin çivisi tekniğinin en çarpıcı özelliklerinden biri, oldukça gösterişsiz yapısal bir kaplama ile destekleme yöntemi olmasına rağmen, sistemin bu hali en az anlaşılır yönü olmuştur. Ama açıktır ki, inşaat metodu ve yüzeye kadar getirilerek birleştirilmiş takviyelerin varlığı, aktif destek sistemleri veya geleneksel dayanma yapıları ile karşılaştırıldığında daha düşük kaplama basıncı sonucunu vermektedir.

Bu nedenle, kaplama tasarımı ve kaplamanın zemin çivili sistem “desteğine” katkısı değerlendirilirse; a) kaplama yükünün büyüklüğü servis yükü altında gelişir b) inşaatın ve nihai kaplama dayanımının zemin çivili duvar durumunda uygulaması sonuçlarına varılmaktadır.

5.4 Çivi Kuvvetlerinin Dağılımı

Zemin çivili bir dayanma duvarı için çivi yüklerinin tipik dağılımı Şekil 5.1’de görülmektedir. Çivi boyunca maksimum çivi yükü genellikle ortaya yakın bir noktada oluşur ve bu yükün yeri, çivinin duvar içindeki konumuna bağlıdır. Düşeye yakın eğimdeki bir zemin çivili duvarda takviye edilmiş bölge içindeki maksimum gerilme çizgisi tipik olarak eğri şeklindedir ve yüzeyi duvardan $0,3-0,35 H$ mesafede kesmektedir (Şekil 5.1). Burada H duvar yüksekliğini göstermektedir. Çivi uzunluklarının genellikle $0,6-0,8 H$ arasında olduğu göz önünde bulundurulursa, takviyeli bölgenin üst kısmında, maksimum çivi kuvvetinin çivinin orta noktasında veya orta noktanın kaplama tarafında olduğu görülür. Takviyeli bölgenin alt kısımlarında ise, maksimum gerilme noktası, zemin deformasyon bölgesinin temel

malzemeleri ile sınırlandırılması sebebiyle duvar yüzeyine yaklaşmaktadır. Yüzeydeki çivi gerilmesi genellikle maksimum çivi gerilmesinden daha düşüktür. Çivi başındaki yükün maksimum çivi yüküne oranı, çivi yüklerinin inşaat sırasında yavaş yavaş oluşmaya başlaması nedeniyle azalma eğilimi göstermektedir.

Çivi gerilmeleri, çivi montajını takiben kazı devam ettikçe yavaş yavaş gelişir. İnşaat sırasındaki gözlemler, çivi çekme yüklerinin çoğunun ilk üç kazı aşaması sırasında çivi montajının hemen ardından oluştuğunu göstermiştir. Sonuç olarak, duvarın alt kısmında yer alan çiviler inşaat tamamlandığında daha az yüklenmiş olurlar, çünkü alt kısımda bulunan çivilerin etrafında çivi gerilmelerini mobilize edecek çivi-zemin ara yüzey kesme kuvvetlerinin oluşmasını engelleyen sınırlı zemin deformasyonları meydana gelmektedir. İnşaatın tamamlanmasının ardından en alt sıra çiviler tamamen yüksüzdürler, fakat zamanla zemin içinde oluşabilecek uzun vadeli deformasyonlar nedeniyle gerilmelere maruz kalabilmektedirler.

Ölçülen maksimum çivi yükleri (t_N), duvar içindeki çivi derinliğinin bir fonksiyonudur. Duvar yüksekliğinin üst üçte ikilik kısmında maksimum çivi yükleri derinliğe oranla sabit kalmaktadır. Normalize edilmiş çivi yükü ($t_N/K_a\gamma H S_h S_v$) 0,4-1,0 arasında bir değer almaktadır. Bu değer genellikle 0,75 civarında seyretmektedir. Burada K_a , aktif toprak basıncı katsayısını, γ zeminin birim hacim ağırlığını, S_h çiviler arası yatay mesafeyi, S_v ise çiviler arasındaki düşey mesafeyi göstermektedir.

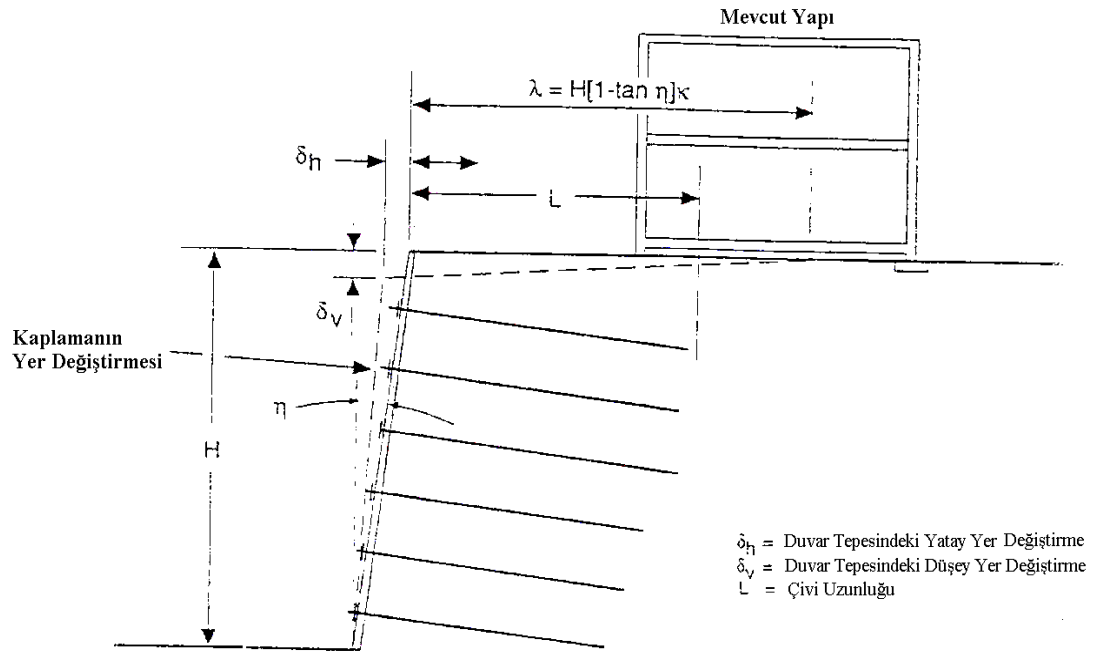
Zemin çivili duvarın alt kısımlarında maksimum çivi yükleri ciddi şekilde azalmaktadır. Özetle maksimum çivi yükleri duvarın üst kısmında en yüksek değerlerden başlayarak alt kısımlara doğru giderek azalarak tabanda sıfır olmaktadır.

5.5 Deformasyon Davranışı

Bir zemin çivili duvarın yukarıdan aşağıya doğru inşası sırasında, takviye edilmiş zemin kütlesi duvarın üst ucundan dışarı doğru dönme eğilimi göstermektedir. Böylece, maksimum yatay hareketler duvarın tepesinde oluşmakta ve alt tarafına doğru kademeli olarak azalmaktadır. Yüzey kaplamasında oturmalar da oluşur ve bunlar az önce bahsedilen hareketle benzer ve büyüklüğü yaklaşık duvar tepesinde oluşan yatay deformasyonlar kadar olmaktadır. Kaplamada meydana gelen yer değiştirmeler aşağıdaki faktörlere bağlıdır [2]:

- Duvarın inşaat hızı

- Çivi aralıkları ve kazı yüksekliği
- Çivi ve zemin rijitliği
- Global güvenlik sayısı
- Çivi eğimi
- Temel zeminin taşıma kapasitesi
- Sürşarj yükünün büyüklüğü



Zemin Cinsi	Ayrışmış Kaya Sert/Çok Sıkı Zemin	Kumlu Zeminler	Killi Zeminler
δ_h ve δ_v	$H / 1000$	$2H / 1000$	$(3-4)H / 1000$
κ	0.8	1.25	1.5

Şekil 5.2 Zemin Çivili Duvarların Deplasmanları [6].

Zemin çivili düşey duvarlardaki maksimum duvar deplasmanları duvar yüksekliğinin %0.1-0.4'ü arasında bir değer almaktadır. Ayrışmış kaya ve sıkı zeminler için bu değer duvar yüksekliğinin %0.1'i veya daha azı kadar, daneli zeminler için %0.2 H

kadar, ince daneli kil tipindeki zeminler için ise duvar yüksekliğinin %0.4'ü kadar olmaktadır. Bu yer değiştirmeler duvar yüzeyinden arka tarafa uzaklaştıkça azalma eğilimindedir. Şekil 5.2'de zemin çivili duvarlarda yüzeyde oluşan deplasmanların farklı zemin türleri için olan değişimi görülmektedir [6].

Matematiksel ifade aşağıdaki şekildedir:

$$\lambda = H*[1-\tan(\eta)]*K \quad (5.1)$$

Burada;

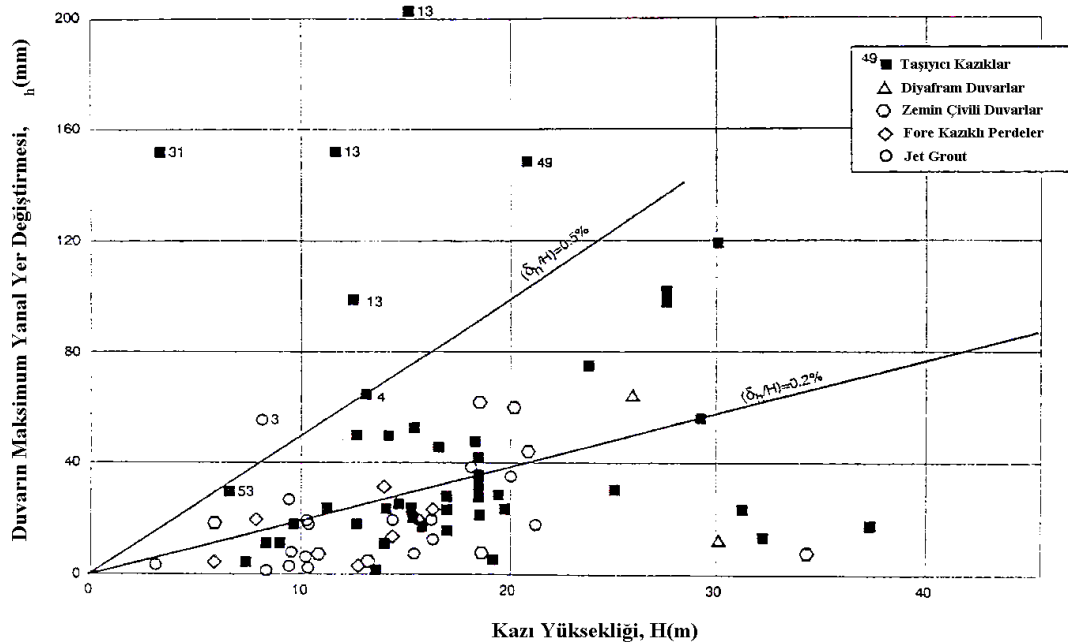
λ : Duvar deformasyonundan etkilenen duvarın üst tarafının arkasındaki yatak uzaklık.

H: Duvarın yüksekliği

η : Duvar yüzeyinin düşeyle yaptığı açı

K: İtki katsayısıdır. K itki katsayısının ayrılmış kaya ve katı zeminler için 0.8, kumlu zeminler için 1.25, killi zeminler için ise 1.5 alınması önerilmiştir [6].

Şekil 5.3'te ise zemin çivili duvarlarda meydana gelen deplasmanların diğer dayanma yapılarıyla oluşan deplasmanlarla karşılaştırılması görülmektedir.



Şekil 5.3 Dayanma Yapılarında Gözlemlenen Yanal Yer Değıştirmeler [1].

Zemin çivili duvarların inşasından sonra duvar deplasmanlarının aletsel gözlemleri göstermiştir ki, bazı süregelen hareketler zamanla birlikte oluşma eğilimindedir. Bu hareketler zeminin cinsine ve çivideki bazı ilave gerilmelere bağlı olarak duvar tabanına yakın yerlerde gelişebilir. Bununla birlikte, birçok örnekte görülmüştür ki, çivilerin süregelen yer değiştirmesi ile çivi yüklerinin yeniden dağılımı arasında bir ilişki bulunmaktadır.

5. 6 Zemin Çivili Duvarların Göçme Biçimleri

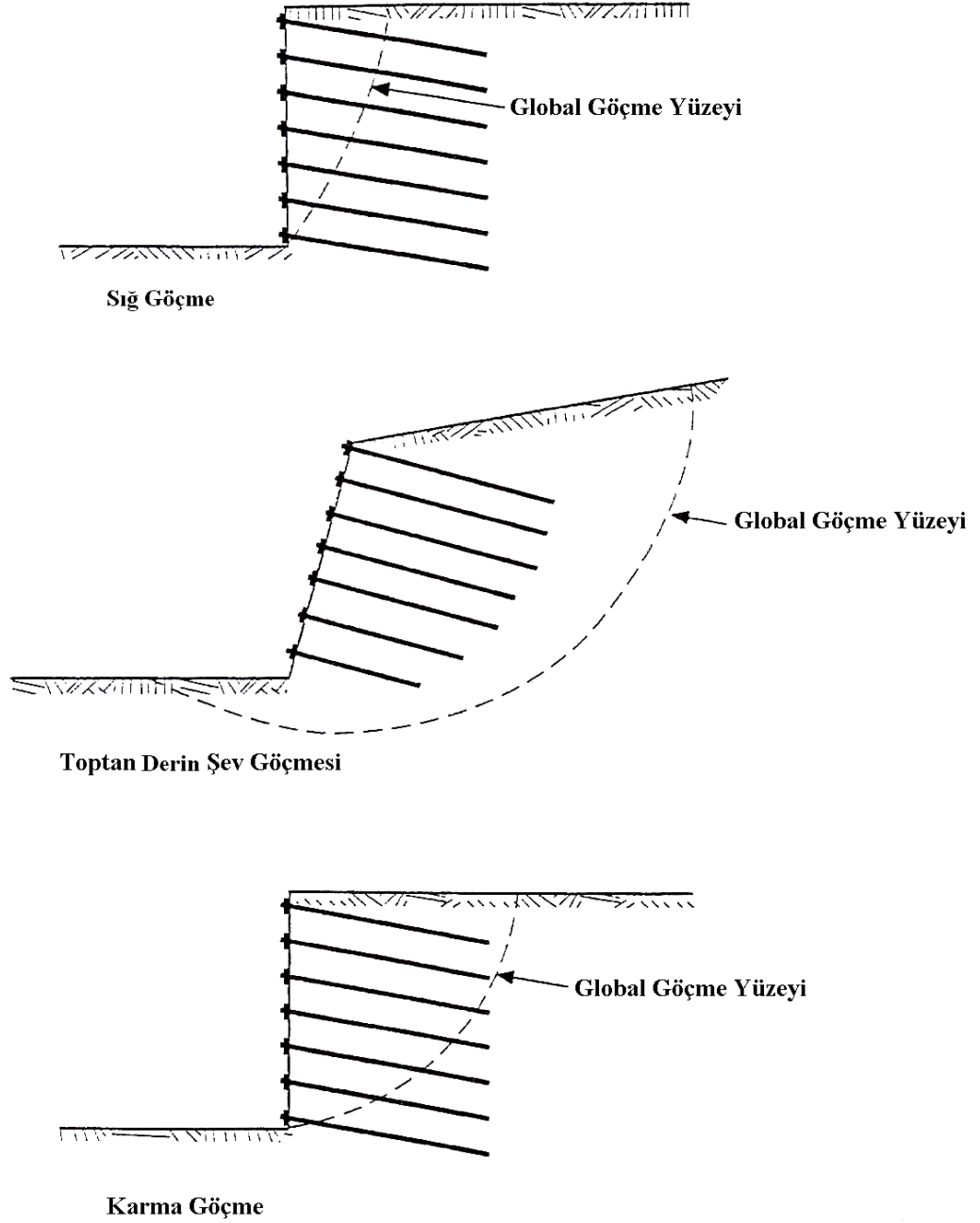
Zemin çivili duvarlar için göçme biçimleri üç çeşittir. Bunlardan birincisi, kayma yüzeyinin, tüm çivileri ve kaplamayı kestiği sıg göçme, ikincisi çivilerle kesişmeyen derin göçme ve son olarak takviye edilmiş bölgenin sıg göçmesini içeren ve çivili zemin bloğunun fiziksel limitlerinin ötesine uzanan karma göçme durumudur. Sıg, derin ve karma göçme durumları Şekil 5.4'te görülmektedir. Hem sıg hem de karma göçme biçimleri çivinin kırılması veya akması, çivinin sıyrılması, kaplamanın veya kaplamanın çiviyle bağlantısının göçmesi sonucu oluşacağının göz önüne alınması gerekmektedir [2] .

Ayrıca, yüzeyin kazı sırasındaki lokal stabilitesi, zemin çivili duvarlardaki en önemli hususlardan biridir. Bu göçme biçimi genel stabilite analizlerine uygun değildir ve tasarım boyunca, dış yüzeyin desteklenmeden çivi ve kaplamanın yerleştirilmesi için gerekli süre boyunca kendini tutabileceği arazi testleriyle gösterilmelidir.

Zemin çivili duvarlarda meydana gelen sıg göçme durumunun üç olasılığı Şekil 5.5'te görülmektedir. Şekil 5.5 (a)'da yüksek çekme mukavemetine sahip uzun çivilerle inşa edilmiş bir zemin çivili duvar söz konusudur. Makul dayanımdaki kaplama sistemi veya çivi-kaplama bağlantısı için duvarın en olası göçme durumu, kaplamanın veya bağlantının göçmesi ve takviye edilmiş zemin kütlelerinin aktif bölgesi içindeki çivilerin sıyrılması şeklindedir. Yüksek çekme mukavemetli çiviler, çivinin çekme göçmesini engeller. Uzun çivi boyu ise, pasif bölgedeki çivilerin sıyrılarak göçmesini engellemektedirler.

Şekil 5.5 (b)'de yüksek çekme mukavemetine sahip ancak daha kısa boydaki çivilerden oluşan bir zemin çivili duvar görülmektedir. Bu durumda en olası göçme biçimi çivilerin dirençli bölgeden sıyrılması şeklindedir. Aktif bloğu desteklemek için gerekli çivi kuvveti, potansiyel kayma yüzeyi arkasındaki çivi uzunluğuna ve

çivi-zemin arasındaki nihai birim sıyrılma direncine bağlıdır. Dirençli bölgedeki sıyrılma direnci, çivinin çekme dayanımı ve kaplama dayanımı ile aktif bölgedeki sıyrılma direncinden daha küçüktür.

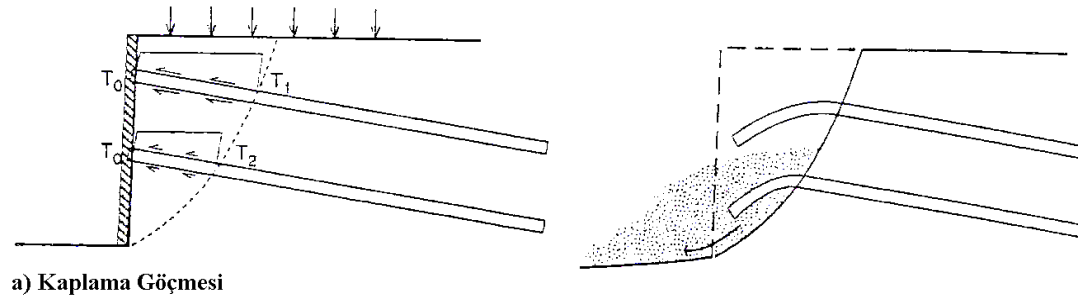


Şekil 5.4 Zemin Çivili Duvarların Potansiyel Göçme Biçimleri [2].

Şekil 5.5 (c)'de ise makul çekme dayanımına sahip uzun çiviler ve yüksek mukavemetli kaplama ile oluşturulmuş bir sistem görülmektedir. Bu durumda çivinin

çekme göçmesi, kaplama mukavemeti aşılmadan önce veya takviyeler dirençli bölgeden sıyrılmadan önce meydana gelir.

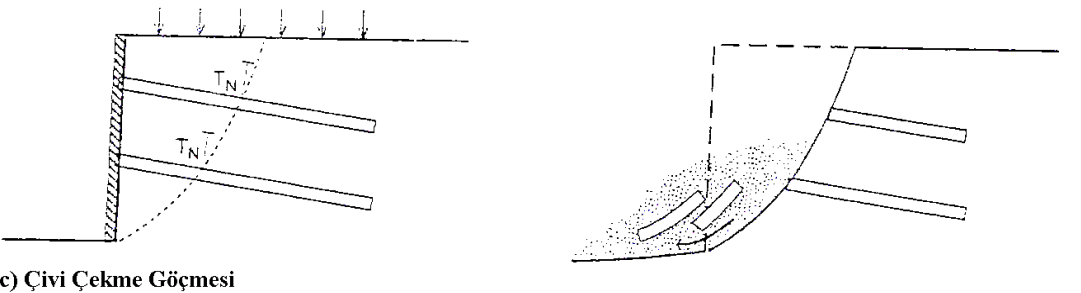
Herhangi bir kayma yüzeyi ile belirlenen aktif bloğun stabilizasyonu için gerekli uygun çivi yükleri değerlendirilirken tüm potansiyel göçme biçimleri göz önüne alınmalıdır.



Kaplama göçmesi ve aktif bölgenin kayması



Duvarın çivilerin pasif bölgeden sıyırılması sonucu göçmesi



Çivilerin çekme yükünü karşılamayarak göçmesi

Şekil 5.5 Zemin Çivili Duvarların Potansiyel İç Göçme Biçimleri [2].

6. TASARIM PRENSİPLERİ

6.1 Tasarım Parametreleri

Zemin çivisi tüm dünyada uygulaması yaygınlaşmış basit ve kullanışlı bir yöntem olmasına rağmen tasarım prosedüründe bazı karmaşıklıklar bulunmaktadır. Shen (1992) ve Bernardi (1992) zemin çivisinin iksa sistemi olarak tasarımıyla ilgili parametrik çalışmalar yapmışlardır. Hesap tekniği birçok parametre içermesine rağmen kesin olarak istenileni karşılamamaktadır. Ancak pratik uygulamalar için bazı basit yaklaşımlar yapılmıştır. Yapılan çalışmalar sonucunda zemin çivili duvarların bütün emniyet katsayılarını etkileyen parametreler saptanmıştır. Bu parametreler ve etkileri aşağıda anlatılmıştır.

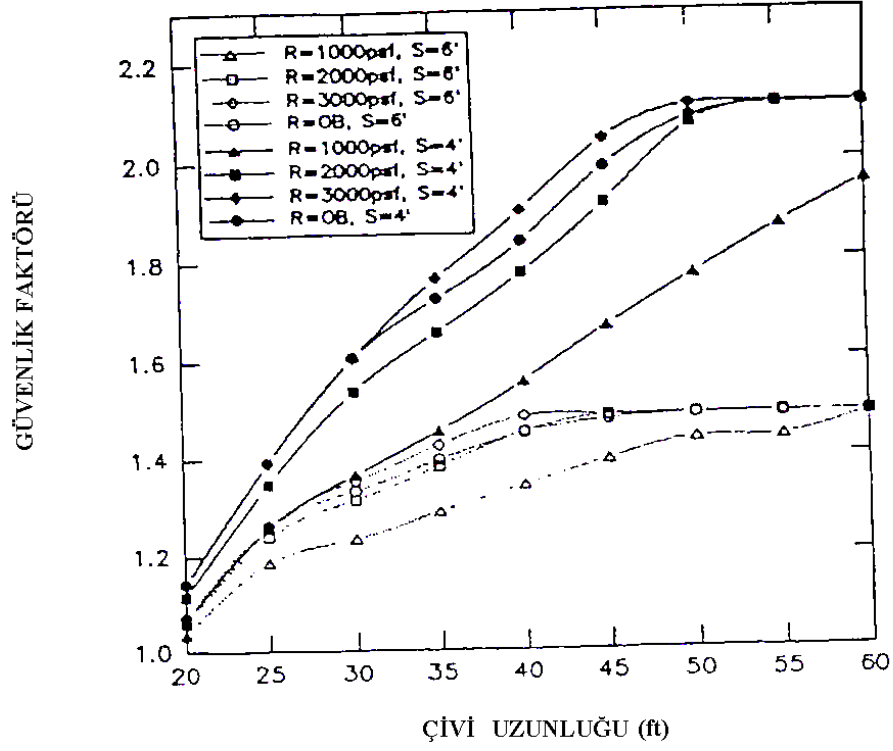
6.1.1 Çivi Boyu, Ara Mesafeler ve Çivi Eğiminin Etkileri

Çivi boyu uzadıkça emniyet katsayısı da artar. Ancak çivi donatılarının akma sınırından dolayı çivi boyları uzasa da, bir noktadan sonra emniyet katsayısı sabitleşir. Çivi boyu ile güvenlik faktörü arasındaki ilişki şekil 6.1.'de gösterilmiştir.

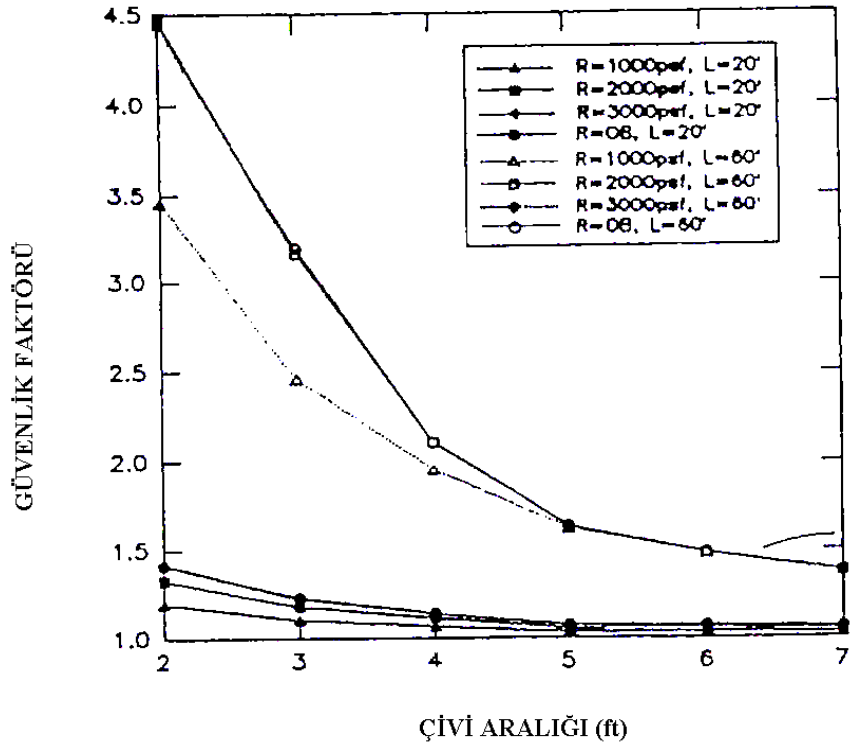
Çiviler arasındaki mesafeler azaldıkça, çivilerin birbirleriyle ve zeminle olan etkileşimleri artmaktadır. Bu durum çivilerde mobilize olan çekme kuvvetlerinde bir artışa neden olmaktadır. Uzaklık arttıkça çivi çekme gerilmelerinin emniyet katsayısı azalır. Çiviler arasındaki mesafenin duvarın stabilitesine etkisi şekil 6.2.'de görülmektedir.

Çivi eğim açısının ise, emniyet katsayısı açısından 5° - 20° arasında olması gerekmektedir. Eğim açısı 20° ' den fazla olursa güvenlik faktörü azalmaya başlamaktadır. Buna göre çivi eğim açısının güvenlik faktörüne etkisi Şekil 5.3.'de gösterilmiştir.

Ayrıca çivi uzunluğu arttıkça ideal çivi eğim açısı düşmektedir. Bununla beraber duvar yüksekliği (H) ile çivi boyu (L) arasında lineer bir ilişki vardır. Bu ilişki zemin cinsi, çiviler arası mesafe, duvarın eğimi ve çivi eğiminin bir fonksiyonudur. Yapılan

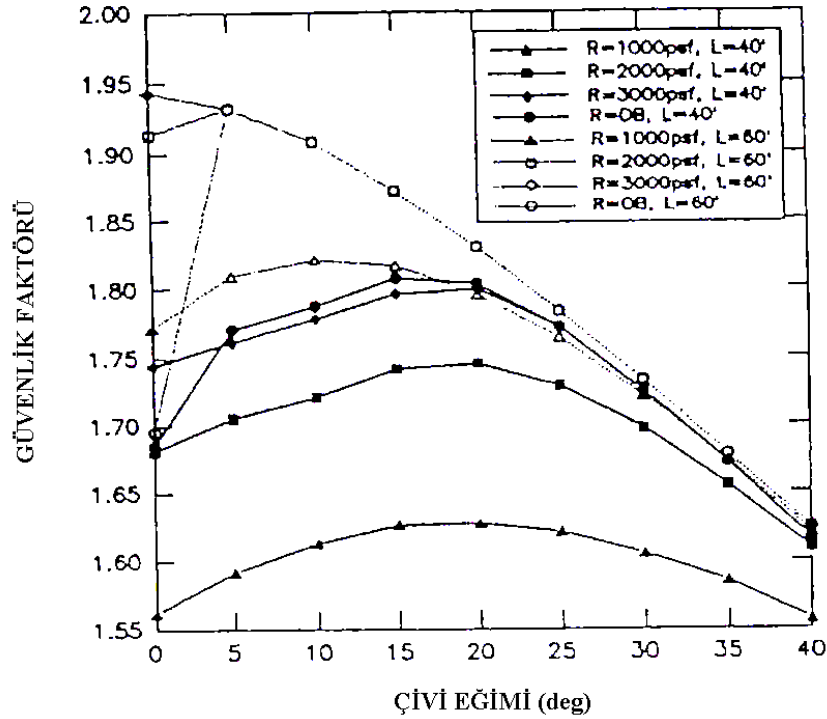


Şekil 6.1 Çivi Uzunluğunun Zemin Çivili Duvarın Stabilitesine Etkisi [11].



Şekil 6.2. Çivi Aralığının Zemin Çivili Duvarın Stabilitesine Etkisi [11].

alışmalar sonucu L/H oranının 0,6-0,8 arasında olması gerektiği saptanmıştır. Ancak bu oran bir şart değildir ve belli durumlarda geçerli bir ön tasarım değeri olarak alınabilir, kesin L/H oranı ancak tasarım ile belirlenebilir.



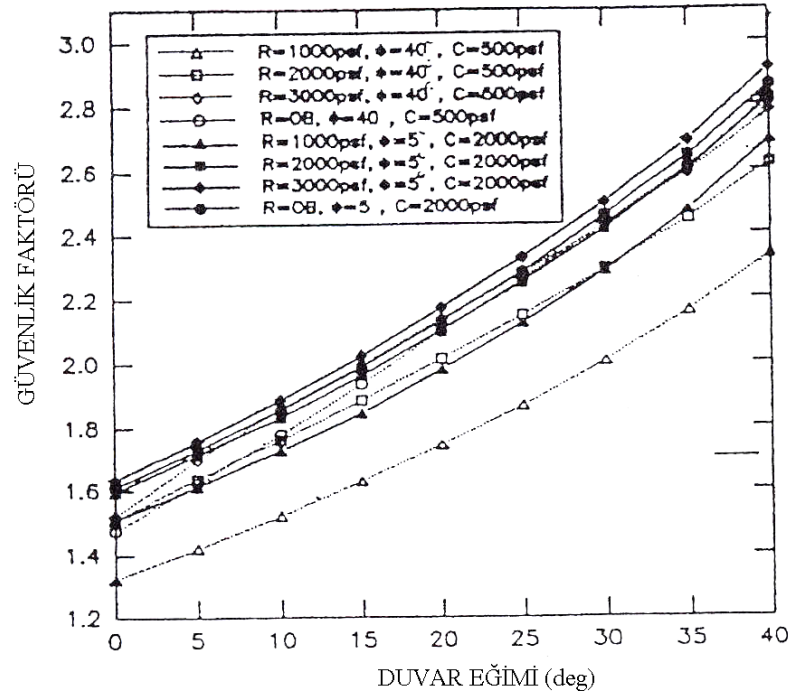
Şekil 6.3. Çivi Eğiminin Duvarın Stabilitesine Etkisi [11].

6.1.2 Duvar Eğiminin Etkisi

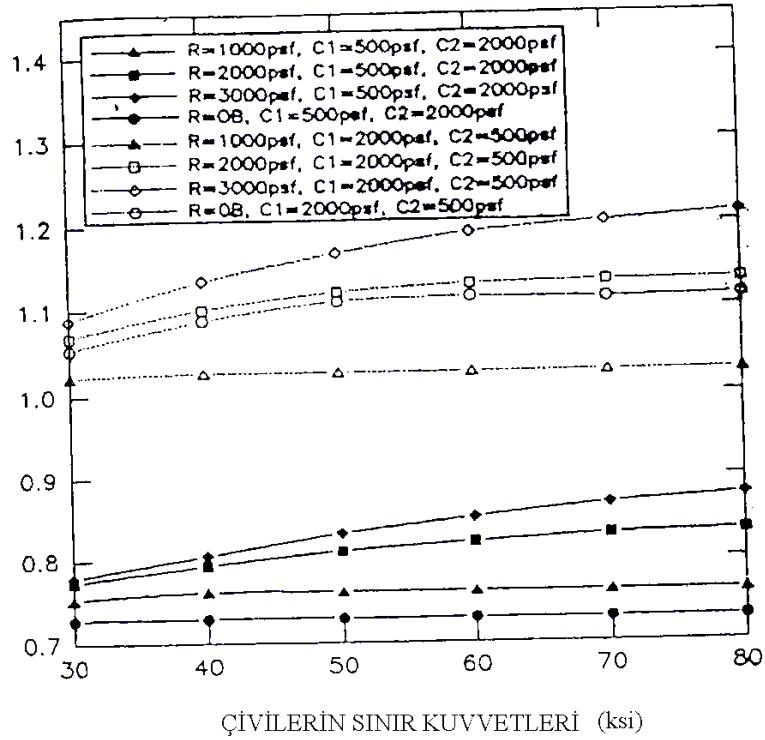
Duvarın eğiminin artması emniyet katsayısının artmasına sebep olmaktadır, çünkü böylece çivinin etkili uzunluğu artmakta ve şevi hareket ettirecek olan kuvvetlerin etkisi azalmaktadır. Şekil 6.4'de görüldüğü gibi duvar eğimi arttıkça emniyet katsayısı da lineer olarak artmaktadır.

6.1.3 Zemin Tabakalaşmasının Etkisi

Takviye edilmiş zemin kütlelerinin kazı tabanına yakın seviyelerinde yer alan çivilerde yüksek çekme kuvvetleri oluşur. Zemin çivili bir duvarın stabilitesinde kazı tabanına yakın oluşan kayma mukavemeti kazının üst kotlarındaki mukavemetten daha etkilidir. Bu durum şekil 6.5'te gösterilmiştir. Eğer zemin çivisi uygulanacak zemin farklı zemin tabakalarından meydana geliyorsa zemin çivili sistemin stabilitesi en çok kazı tabanına yakın zeminin özelliklerinden etkilenmektedir.



Şekil 6.4. Duvar Eğiminin Zemin Çivili Duvarların Stabilitesine Etkisi [11].



Şekil 6.5 Tabakalı Zeminin Zemin Çivili Duvarlara Etkisi [11].

6.2 Tasarım Metodları

Zemin çivisi tasarımında genel olarak iki model vardır. Bunlardan biri; bir kayma yüzeyinin kabul edildiği ve limit durumda kayma kütlesinin stabilitesinin hesaplandığı limit denge modeli, diğeri ise çalışma gerilmeleri modeli olup çivi yüklerinin, çivi rijitliği ve zeminin mukavemetine bağlı olarak öngörüldüğü ve stabilite analizinin yapıldığı kinematik limit analiz modelidir. Kinematik limit analiz metodu, çivi kuvvetlerinin hesaplanmasını ve dolayısıyla her takviye kademesindeki lokal stabilitenin değerlendirilmesini olanak sağlamaktadır. Ancak Amerikan Karayolları İdaresi kinematik limit analiz yaklaşımının teorik altyapısını zemin çivili duvarların tasarımı için yeterli bulmadığı için bu çalışmada kinematik limit analiz yaklaşımından bahsedilmeyecektir.

Limit-kuvvet denge yaklaşımı ise, tasarımı yapılan zemin çivili duvarların takviye elemanlarında oluşan maksimum çekme ve kayma kuvvetlerinin kesin olarak hesaplanamamasından dolayı global bir güvenlik katsayısı belirler. Çiviler duvarın stabilitesini, kohezyonsuz zeminlerde normal gerilmenin dolayısıyla kayma gerilmesinin artışıyla ve kohezyonlu-kohezyonsuz zeminlerde ise kayma yüzeyinde mobilize olan kaydırıcı kuvveti düşürerek sağlarlar.

6.2.1 Limit Denge Metodları

Limit denge metodları bilineer kayma yüzeyi varsayılarak Stocker (1979) tarafından ve parabolik kayma yüzeyi varsayılarak Shen (1981) tarafından geliştirilmiştir. Schlosser (1983) zemin-donatı etkileşiminin temel iki mekanizmasını (yanal sürtünme ve normal zemin reaksiyonu) birleştirerek genel bir çözüm elde etmiştir. İlk olarak bahsedilen çözümler ile sadece donatıların çekme gerilmeleri ve sıyrılma kapasiteleri dikkate alınırken, Schlosser'in hesap metodu ile donatıların çekme ve kayma dirençleri ile eğilme rijitlikleri de göz önüne alınmaktadır. Zemin çivisi hesaplamalarında kullanılan iki temel limit denge metodu aşağıda anlatılmıştır:

- *Toprak Basıncı Metodu:* Geleneksel dayanma yapılarının toprak basıncı metodu ile tasarımında duvara etkiyen bir eşdeğer toprak basıncı belirlenmektedir. Ancak takviyelerin sıyrılmaması için her takviye elemanı boyunca oluşan toprak basıncının da saptanması gerekir. Başka bir deyişle, takviyeli sistemlerde maksimum çekme hattı belirlenir. Tasarım toprak basıncının büyüklüğü, dağılımı ve yeri, saha tecrübelerine ve deneysel çalışmalara dayanmaktadır.

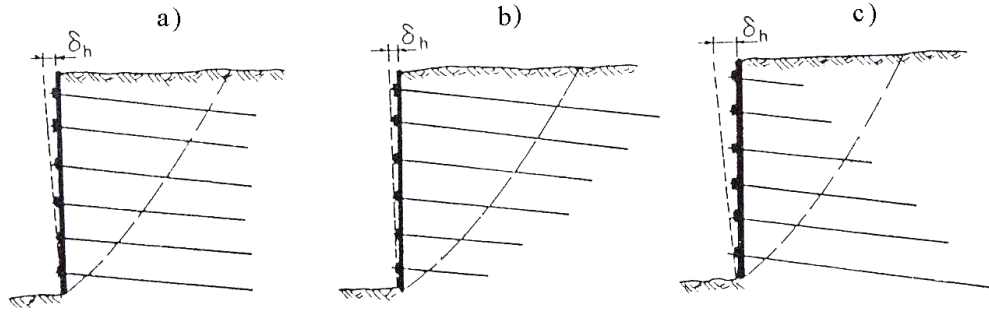
Homojen ve mühendislik parametreleri bilinen zeminlerde uygulanan sistemlerde tasarım toprak basıncı ve maksimum çekme hattının belirlenmesi mümkün olmaktadır. Ancak zemin çivili duvarlarda, heterojen zemin koşulları ve zemin parametreleri gibi faktörlerden dolayı toprak basıncının ve maksimum çekme hattının belirlenmesi son derece zor olmaktadır [2].

- *Kayma Yüzeyi Metodu:* Kayma yüzeyi limit denge metodu, belirlenen potansiyel göçme yüzeylerinin global stabilitesini dikkate almaktadır. Tüm güncel zemin çivili duvar tasarım yöntemleri kayma yüzeyi limit denge tekniğine dayanmaktadır. Bu metodun en önemli avantajları aşağıda anlatılmıştır [8]:

1. Kayma yüzeyi metodu, 5. Bölüm’de sözü geçen zemin çivili duvarların sığ, derin, karma tüm potansiyel kayma yüzeylerini göz önüne alır ve her biri için global stabiliteyi değerlendirmektedir.
2. Maksimum gerilme hattının belirlenmesine gerek yoktur.
3. Basitleştirilmiş toprak basıncı metoduna göre heterojen geometriler, zemin türleri ve sürşarj yükleri için daha kullanışlı ve doğru bir metoddur.

Ancak limit durum gereksinimlerini karşılayan fakat kullanılabilirlik açısından tatminkar olmayan ve takviye edilmiş kütlelerin aşırı deformasyonuna sebep olan çok çeşitli takviye dağılımlarının mümkün olması zemin yapılarının tasarımında kayma yüzeyi metodunun kullanımını sınırlamaktadır. Bu nedenle zemin çivili duvarın servis koşulları altında yeterli performans göstermesini sağlamak amacıyla tecrübelerle kanıtlanmış olan diğer parametreler takviyenin dağılımını sağlamak için gerekmektedir (Şekil 6.6).

Şekil 6.6 (a)’da çivi uzunlukları yapı boyunca sabit olan bir zemin çivili duvar görülmektedir. Çivi boylarının sabit olması uygulama açısından en pratik ve kolay çözümdür. Aynı zamanda bu şekilde yapının irtifak hakkı minimize edilebilmektedir. Şekil 6.6 (b)’ de ise çivi uzunlukları derinlikle beraber azalmaktadır. Çivilerin bu şekilde yerleşimi özellikle çok yüksek yapılar için uygundur. Ayrıca bu şekilde bir çivi düzeni yapının üst kısmındaki yanal deplasmanların azaltılmasını sağlamaktadır. Şekil 6.6 (c)’de ise derinlikle beraber artan çivi boyları görülmektedir. Bu şekilde bir çivi dağılımı uygulamalarda tavsiye edilmemektedir [6].



Şekil 6.6 Zemin Çivili Duvarda Çivi Dağılımı Örnekleri [5].

Son zamanlarda Amerika’da iki limit denge tasarım metodu daha geliştirilmiştir. Bunlar Kaliforniya Ulaştırma Departmanı (CALTRANS) tarafından geliştirilen Snail tasarım yöntemi ve Redmond Golder Kurumu tarafından geliştirilen Gold Nail tasarım metodudur. CALTRANS metodu bilineer veya lineer bir göçme yüzeyi kullanmaktadır. Golder yöntemi ise dairesel göçme yüzeylerini analiz etmektedir. Her iki metod da göçme yüzeyini kesen çivilerin çekme direncini göz önüne almaktadır. Bu iki yöntem, duvar kaplamasının bir sistem gibi tasarlandığı limit denge yöntemlerinin geliştirilmiş halidir ve her ikisi de [8]:

1. Göçme yüzeyinin hem duvar hem de duvarın olmadığı kısmında çivilerin nihai sıyrılma kapasitelerini dikkate almaktadır.
2. Duvar kaplamasının yapısal kapasitesinin analiz dahil edilmesine olanak vermektedir.

Tablo 6.1’de zemin çivili yapılar için uygun tasarım metodlarının ana özellik ve temel tasarım tahminleri gösterilmiştir.

6.2.1.1 Davis Metodu

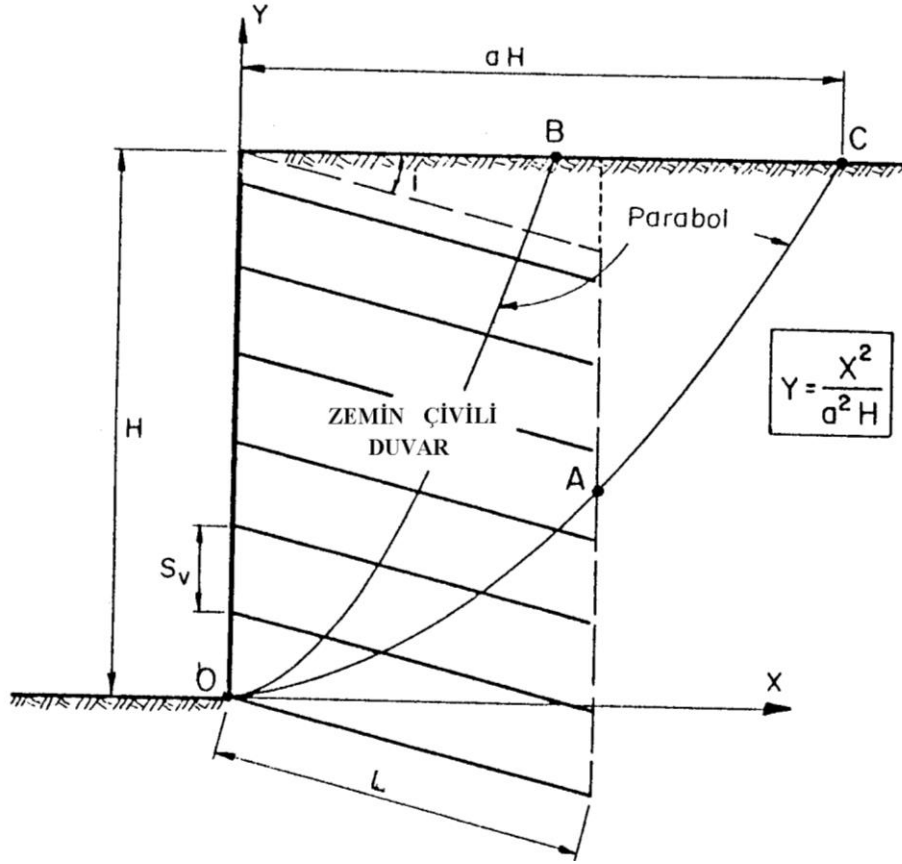
Shen, Davis’te Kaliforniya Üniversitesi’nde bir serbest cisim şeması yaklaşımı sunmuştur. Bu yaklaşım literatüre Davis Metodu olarak geçmiş ve Amerika’da yaygın kullanım alanı bulmuştur. Çivilerin çekme kuvvetlerini gözönüne alarak zemin kütlelerinin stabilitesini bulmaya yarayan klasik bir denge analiz metodudur. Çivilerde oluşan çekme kuvvetleri kayma düzlemi boyunca normal ve teğetsel bileşenlere ayrılır. Meydana gelen çivi kuvvetleri, çiviye etkiyen normal ve teğetsel gerilmelerden veya sahada yapılmış çivi çekme testinden elde edilen veriler doğrultusunda sürtünme direncinden hesaplanmaktadır.

Farklı Tasarım Yaklaşımlarının Temel Kabülleri [4].

NİTELİKLER	FRANSIZ METOTU (Schlosser, 1983)	ALMAN METOTU (Stocker, 1979)	DAVIS METOTU (Shen, 1981)	MODİFİYE DAVIS METODU (Elias ve Juran, 1991)	SNAIL (CALTRANS, 1991)
Analiz	Limit moment dengesi Global stabilite	Limit kuvvet dengesi Global stabilite	Limit kuvvet dengesi Global stabilite	Limit kuvvet dengesi Global stabilite	Limit kuvvet dengesi
Gerekli Malzeme Özellikleri	Zemin parametreleri(c, ϕ) Limit çivi kuvvetleri Eğilme rijiditesi	Zemin parametreleri(c, ϕ) Yanal sürtünme	Zemin parametreleri(c, ϕ) Limit çivi kuvvetleri Yanal sürtünme	Zemin parametreleri(c, ϕ) Limit çivi kuvvetleri Yanal sürtünme	Zemin parametreleri (c, γ, ϕ) Zemin-çivi adezyonu Yüzey basıncı
Çivi Kuvvetleri	Çekme, Kayma, Moment	Çekme	Çekme	Çekme	Çekme
Göçme Mekanizması	Karma	Sıyırılma	Karma	Karma	Karma
Zemin Dayanımı Güvenlik Faktörleri	1.5	1.0 (Rezedüel kayma dayanımı)	1.5	1.0	1.5

Sıyırılma Direnci G.F.	1.5	1.5-2.0	1.5	2.0	1.5
Gerilme	Akma gerilmesi	Akma gerilmesi	Akma gerilmesi	Akma gerilmesi	Akma gerilmesi
Tasarım Verisi	GGF, KGY	GGF, KGY	GGF, KGY	GGF, KGY	GGF, KGY
Zemin Suyu	Evet	Hayır	Hayır	Hayır	Evet
Zemin Tabakalaşması	Evet	Hayır	Hayır	Hayır	Evet
Yükleme	Şev, Sürşarj	Şev sürşarjı	Üniform sürşarj	Şev, Üniform	Şev, sürşarj, sismik yükler
Sismik Tasarım	Evet	Hayır	Hayır	Hayır	Evet
Yapısal Geometri	Herhangi bir geometri	Eğimli kaplama Düşey kaplama	Düşey kaplama	Eğimli kaplama Düşey kaplama	Eğimli kaplama Düşey kaplama

Bu yöntemde, arazide takviye edilmiş şev zemininin potansiyel göçme yüzeyinin duvar topuğundan geçen parabolik bir eğri ile temsil edilebileceği kabul edilir. Söz konusu kayma yüzeyi Şekil 6.7’de gösterilmektedir.



Şekil 6.7 Davis Metodu’nda Muhtemel Kayma Yüzeyi[6].

L_1 : Takviye edilmiş zemin kütlesi içinde kalan potansiyel kayma yüzeyinin kazı tabanı kotundan mesafesi

a : Değişken

$a_T H$: Kayma mesafesidir.

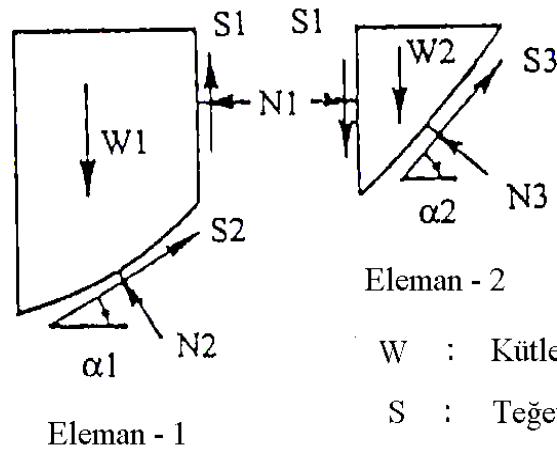
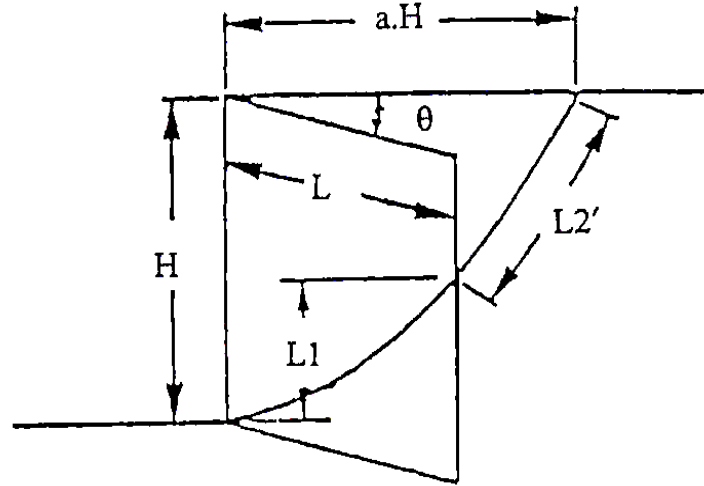
$$a_T = \sqrt{\frac{L^2 \cdot \cos^2 \theta}{H \cdot (H - L \cdot \sin \theta)}} \quad (6.1)$$

Parabolün yer yüzeyini kestiği nokta şekilden de görüleceği gibi ‘a’ ile ifade edilmektedir. Tasarımın başlıca kabulleri şu şekilde sıralanabilir:

- Zemin Mohr - Coulomb göçme kriteri uygun olup homojendir.
- Duvar üstü yüzeyi yataydır ve kazı yüzü düşeydir.

- Sıfır boşluk suyu basıncı sağlayacak bir drenaj sistemi mevcuttur.
- Takviye uzunluğu çivili kütle boyunca uniformdur.
- Takviyelerin gömülme veya kenetlenme boyu, her takviye için potansiyel göçme yüzeyi arkasında kalan boyuna eşittir.
- Takviye sisteminin sıyrılma direnci, zemin-çivi ara yüzeyindeki sürtünmenin ve/veya adezyonun mobilize olmasına bağlıdır.

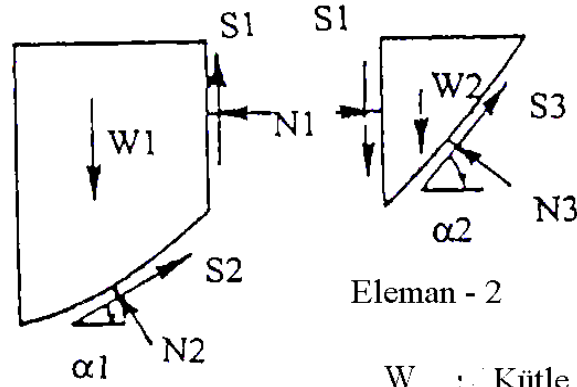
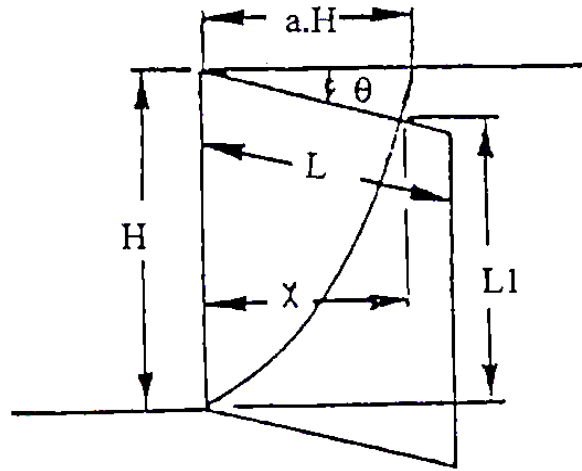
Bu analizde iki türlü kayma yüzeyi durumu düşünülmüştür. Birinci durumda kayma yüzeyi bütünüyle zemin çivili kütle içinde yer almaktadır. İkinci durumda ise kayma yüzeyi kısmen zemin çivili kütle içinde yer almaktadır. Şekil 6.8 ve Şekil 6.9' da her iki durum için serbest cisim diyagramları görülmektedir.



Eleman - 2

W : Kütle Ağırlığı
S : Teğetsel Kuvvet
N : Normal Kuvvet

Şekil 6.8 Davis Metodu 1. Durum Serbest Cisim Şemaları [4].



Eleman - 1

Eleman - 2

W : Kütle Ağırlığı

S : Teğetsel Kuvvet

N : Normal Kuvvet

Şekil 6.9 Davis Metodu 2. Durum Serbest Cisim Şemaları [4].

Kayma yüzeyinin kısmen zemin çivili kütlenin dışında yer alması durumu için denge denklemleri aşağıdaki şekilde incelenmektedir.

1. Elemanın denge denklemi (çivili bölge):

$$N_2 = (W_1 - S_1) \cdot \cos \alpha_1 - (N_1 + k_h \cdot W_1) \cdot \sin \alpha_1 \quad (6.2)$$

$$S_2 = (W_1 - S_1) \cdot \sin \alpha_1 + (N_1 + k_h \cdot W_1) \cdot \cos \alpha_1 \quad (6.3)$$

W_1 = Eleman 1'in ağırlığı

S_1 = Eleman 1 ve 2 arasındaki teğetsel kuvvet

N_1 = Eleman 1 ve 2 arasında oluşan yanal toprak basıncı

α_1 = S_2 'nin eğim açısı (Yatay ile eleman 1'in yüzeyi arasındaki açı)

k_h = Yatay itki katsayısıdır ve σ_h/σ_v değerine eşittir. Kohezyonsuz zeminlerde inşa edilen yapılar için 0.4 ; kohezyonlu zeminlerdeki yapılar için ise 0.5 alınabilir.

2. Elemanın denge denklemleri (çivisiz bölge):

$$N_3 = (W_2 + S_1) \cdot \cos \alpha_2 + (N_1 - k_h \cdot W_2) \cdot \sin \alpha_2 \quad (6.4)$$

$$S_3 = (W_2 + S_1) \cdot \sin \alpha_2 - (N_1 - k_h \cdot W_2) \cdot \cos \alpha_2 \quad (6.5)$$

Burada;

W_2 = Eleman 2'in ağırlığı

S_1 = Eleman 1 ve 2 arasındaki teğetsel kuvvet

α_2 = S_3 'ün eğim açısıdır.

Eleman 1 ve 2 potansiyel kayma yüzeyi açılarının farklılığından dolayı farklı emniyet katsayılarına sahip olabilirler. Bu uyumsuzluk itki kuvveti (S_D) ile direnç kuvvetini (S_R) formüle ederek ortadan kaldırılabilir. Bu kuvvetler de elemanların tek tek itki ve direnç kuvvetlerinin vektörel toplamından elde edilebilir.

$$S_D = (S_{Dx}^2 + S_{Dy}^2)^{1/2} \quad (6.6)$$

$$\tan \alpha_D = S_{Dy} / S_{Dx} \quad (6.7)$$

$$S_{Dx} = S_2 \cdot \cos \alpha_1 + S_3 \cdot \cos \alpha_2 \quad (6.8)$$

$$S_{Dy} = S_2 \cdot \sin \alpha_1 + S_3 \cdot \sin \alpha_2 \quad (6.9)$$

$$S_R = (S_{Rx}^2 + S_{Ry}^2)^{1/2} \quad (6.10)$$

$$\tan \alpha_R = S_{Ry} / S_{Rx} \quad (6.11)$$

Böylece,

$$S_{Rx} = (C_1' \cdot L_3 + T_T + N_2' \cdot \tan \varphi_1') \cdot \cos \alpha_1 + (C_2' \cdot L_2 + N_3 \cdot \tan \varphi_2') \cdot \cos \alpha_2 \quad (6.12)$$

$$S_{Ry} = (C_1' \cdot L_3 + T_T + N_2' \cdot \tan \varphi_1') \cdot \sin \alpha_1 + (C_2' \cdot L_2 + N_3 \cdot \tan \varphi_2') \cdot \sin \alpha_2 \quad (6.13)$$

C_i' : i elemanı için oluşan kohezyon $I = C_i / FS_C$

FS_C : Kohezyona bağlı emniyet katsayısı

φ_i : i elemanı için oluşan sürtünme açısı; $\varphi_i = \tan^{-1}(\tan \varphi_i / FS\varphi)$

$FS\varphi$: Sürtünmeye bağlı emniyet katsayısı

N_2' : $N_2 + T_N$

T_N : $\sum T_i \cdot \sin(90 - \alpha_1 - \theta)$

$\sum T_i$: Çivilerin eksenel kuvvetleri toplamı

T_T : $\sum T_i \cdot \sin(90 - \alpha_1 - \theta)$

L_2 : Bütün kayma yüzeyinin boyu

θ : Çivilerin eğim açısıdır.

S_R denkleminin çözülebilmesi için T_N ve T_T ' nin belirlenmesi gerekir. Direnç kuvveti ve güvenlik faktörünün değerlendirilmesi için her takviye elemanındaki eksenel kuvvet saptanmalıdır. Her takviye elemanındaki kuvvet, kayma yüzeyi arkasındaki sürtünme kuvvetlerinden elde edilir. Takviye elemanı ve bunu çevreleyen zemin arasındaki maksimum sürtünme direnci aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$T = \pi \cdot D \cdot L_a \cdot (\sigma_n \cdot \tan \varphi' + c') / S_H \quad (6.14)$$

Burada,

T : birim duvar genişliği için çivideki çekme kuvveti

D : Enjeksiyonlanmış takviyenin çapı

L_a : Takviye kenetlenme boyu

φ' : Mobilize olan sürtünme açısı

σ_n : L_a üzerindeki ortalama normal gerilme

c' : Mobilize olan kohezyon katsayısı

S_H : Takviyeler arasındaki yatay mesafedir.

Çivilerin sürtünme direnci, akma dayanımını geçmemelidir. Bu nedenle, her çivinin sürtünme direnci belirlenirse tüm stabilite hesaplanabilir. Dengenin sağlanabilmesi için itki ve direnç kuvvetleri eşit olmalıdır ve toptan güvenlik faktörü (FS), kısmi güvenlik faktörlerinin hepsinin eşit olduğu kabulü ile elde edilebilir.

$$FS_C = FS\varphi = FS_L = FS \quad (6.15)$$

Burada;

FS_C : kohezyon emniyet katsayısını

FS_ϕ : sürtünme emniyet katsayısını

FS_L : sıyrılma emniyet katsayısını göstermektedir.

Genel itibariyle minimum güvenlik faktörü 1.5 olarak öngörülmektedir. Yöntem bütünüyle gözlenmiş göçme yüzeylerin analizlerinin ve zemine çivilenmiş santrifuj model duvarların göçme yüksekliklerinin değerlendirilmesiyle elde edilmiştir. Basitleştirilmiş matematik modele dayanan hesap değerlerinin, deney sonuçlarıyla büyük oranda paralellik gösterdiği söylenebilir.

Shen'in sunduğu denge ve göçme kabullerini kullanan Davis Metodu, Juran ve Elias tarafından aşağıda bahsedilen kabullerle genişletilmiş ve geliştirilmiştir ve sonuç olarak modifiye Davis Metodu olarak adlandırılmıştır.

- Uniform olmayan takviye boyu ve parametreleri ile hesap imkanı sağlanmıştır(takviye kesiti, çekme dayanımı, enjeksiyonlu çivi çapı, birim uzunluk için sıyrılma direnci gibi).
- Ara yüzey limit kayma kuvveti, çivi birim uzunluğu için sıyrılma deneylerinden elde edilebilir.
- Duvar kaplaması eğimli olarak tasarlanabilecektir.
- Duvarın üstündeki dolgu eğimli olabilecektir.
- Faktörlü zemin dayanımı parametreleri kabul edilebilecektir

Bu geliştirmeler Davis Metodu'nun takviyeli yapılar için daha yaygın olarak kullanılmasına imkan vermiştir.

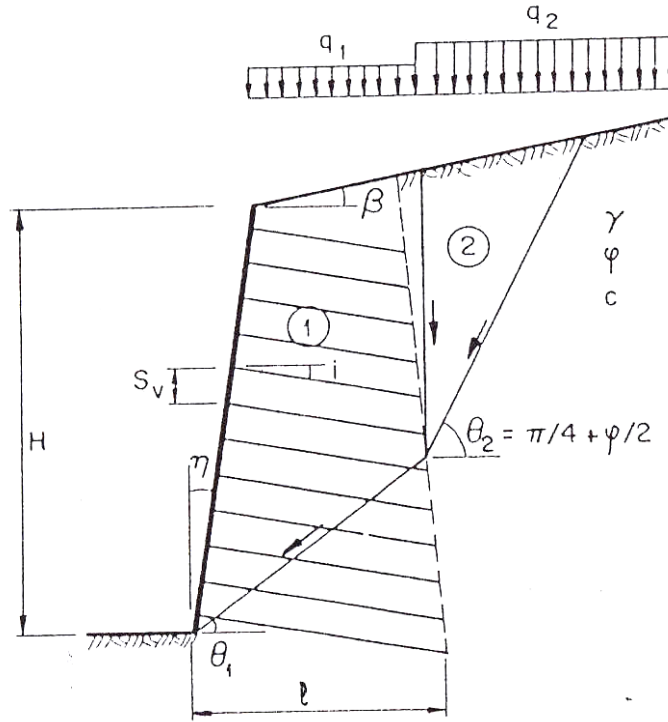
6.2.1.2 Alman Metodu

Stocker ve arkadaşları tarafından 1979 yılında bilineer kayma yüzeyi kabulüyle geliştirilen bir yöntemdir. Metod çivilerin sadece çekme direncini ve sıyrılma kapasitesini gözönüne almaktadır. Kayma direncinin sadece potansiyel kayma yüzeyi boyunca etkili olduğu varsayılmaktadır. Yöntem genel bir emniyet katsayısı belirlemektedir;

$$F_s = \frac{\Sigma T_p}{\Sigma T} \quad (6.16)$$

Burada; ΣT_p , çivi direnç kuvvetleri toplamını, ΣT ise limit dengeyi sağlayacak mobilize olan toplam çivi kuvvetlerini göstermektedir. Çivi direnç kuvvetleri toplamı (ΣT_p), potansiyel kayma yüzeyinin dışında kalan bölümlerinin sıyrılma dirençlerinin toplamı olarak hesaplanabilecektir. Ancak bu değerin hesaplanabilmesi için potansiyel kayma yüzeyinin geometrisinin belirlenmesi gerekmektedir. Şekil 6.10' da görülen bilineer kayma yüzeyi θ_1 ve θ_2 olarak tanımlanan iki açıyla tanımlanmaktadır. Bunlardan topuk bölgesindeki kamayı tanımlayan θ_1 açısı, minimum güvenlik sayısının araştırıldığı analizlerde iteratif olarak belirlenmektedir. Bilineer kayma yüzeyindeki diğer kamayı tarif eden θ_2 açısı ise Stocker tarafından aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır:

$$\theta_2 = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad (6.17)$$



Şekil 6.10 Stocker Tarafından Kullanılan Bilineer Göçme Yüzeyi [6].

Bilineer yüzeyin göçmesi, yapının kendi ağırlığından ziyade aşırı yüklemekten dolayı kaymanın olduğu çeşitli model deneylerine dayanmaktadır. Gassler (1988) bu mekanizmanın yüksek yerel sürşarj altında deneysel çalışmalarla tutarlı olarak sadece kohezyonsuz zeminlerde uygulanabilir olduğunu, ve birçok durumda daha düşük

güvenlik faktörü verdiğini kıyaslamalı analiz ile göstermiştir. Sonuç olarak, Alman metodunun yüksek sürşarjlı ($q > \gamma H$) durumlarda uygulanabilir ve bu nedenle sınırlı olduğu görülmüştür.

Aslında, stabilite analizleri kanıtlamışlardır ki, bilineer kayma yüzeyi genellikle çivili zemin kütlesi içerisinde bulunmaz ve bu yüzden mevcut yapılarda gözlemlenenden daha büyük aktif bölge meydana gelmektedir .

6.2.1.3 Fransız Metodu

Davis ve Alman Metodu'nda çivilerin sadece çekme gerilmeleri gözönüne alınmaktaydı. Schlosser (1983) ise, iki temel zemin-çivi etkileşimini (yanal sürtünme ve pasif zemin reaksiyonu) birleştirerek genel bir yaklaşım sunmuştur. Fransız metodu, çivi kapasitesinin yanı sıra çivi kesme kapasitesinin ve eğilme rijitliğinin stabiliteye olan katkısını, zemin ve çivinin plastikleşmesini dikkate almaktadır. Şevin stabilitesi, alınan kesit içindeki potansiyel kayma yüzeyini, özgün düşey dilimlerden oluşturmak suretiyle dairesel veya dairesel olmayan göçme yüzeyleri boyunca verilen kesitin emniyet katsayısının hesaplanması sonucu bulunmaktadır. Schlosser takviye edilmiş zemin kütlesini bileşik bir materyal olarak tasarlar ve toptan stabiliteyi dört kriteri dikkate alarak değerlendirmektedir.

- 1) Zeminin kayma mukavemeti
- 2) Çivinin çekme direnci
- 3) Potansiyel kayma yüzeyinin her iki tarafındaki pasif zemin direncinin çiviye olan etkisi
- 4) Kesme ve çekme kuvvetine maruz kalacak olan çivinin mukavemeti

Bu multi kriterli yaklaşım Şekil 6.11' de görülmektedir.

İlk kriterdeki zeminin kayma direnci klasik Mohr-Coulomb bağıntısı kullanılarak tanımlanmıştır.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \theta \quad (6.18)$$

Burada c kohezyon katsayısı, θ ise zeminin içsel sürtünme açısını göstermektedir. İkinci kriterde, mobilize olmuş çekme kuvveti T_m , göçme yüzeyinin arkasında kalan

Genel olarak zemin çivili yapılarda çivi boyu L , transfer uzunluğu L_o 'ın üç katından daha fazla olmaktadır. Teorik olarak elastik çiviler sonsuz uzun kabul edilirler ve zeminin rölatif yer değiştirmesi iki çivi ekstremi (ucu) arasında mesafe olan $2y_o$ 'a eşittir. Bu durum şekil 6.12'de görülmektedir. Sonsuz uzunluktaki çiviler için basit çözümler geliştirilmiştir. Buna göre;

- Maksimum kesme kuvveti T_c , çivinin kayma yüzeyi ile kesiştiği noktada (o) harekete geçer ve şu şekilde ifade edilir:

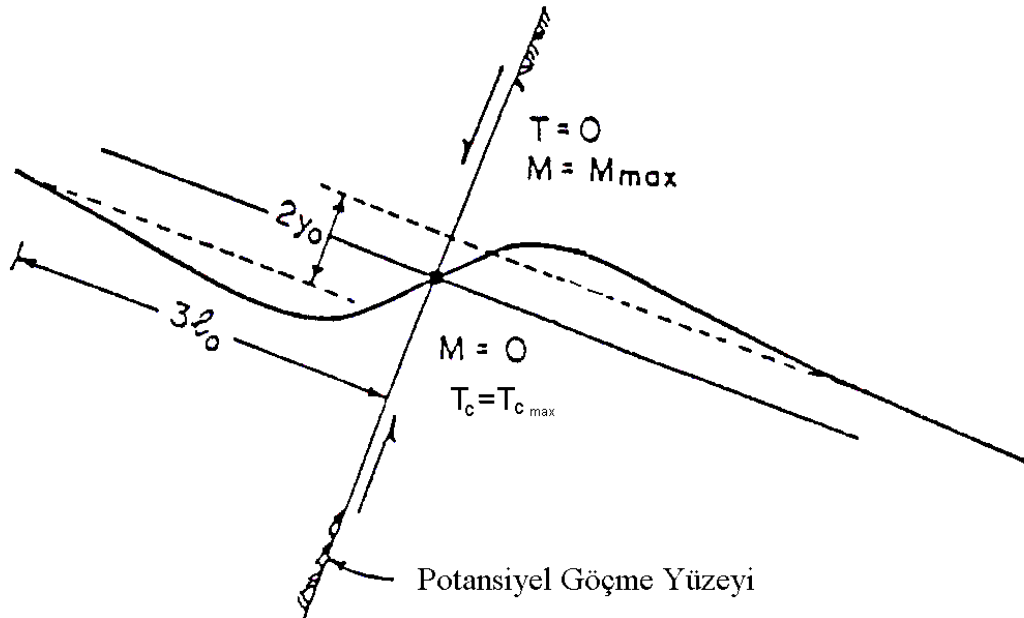
$$T_c = P \cdot D \cdot L_o / 2 \quad (6.21)$$

Burada P , p-y analizi ile hesaplanmış çubuk üzerindeki basıncı göstermektedir.

- Çivi ile kayma yüzeyinin kesiştiği noktadan (o), $(\pi/4) L_o$ mesafede maksimum eğilme momenti oluşur.

$$M_{\max} = 0.16 \cdot P \cdot D \cdot L_o^2 < M_p \quad (6.22)$$

Burada, M_p plastik eğilme momenti olup p-y analiziyle hesaplanmaktadır.



Şekil 6.12 Rijit Takviyenin Eğilmesi [9].

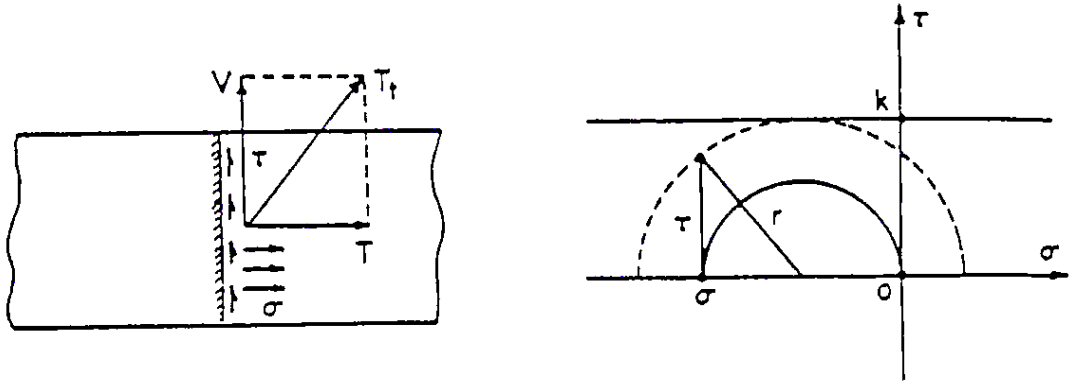
Dördüncü kriterde sözü edilen çivi dayanımı Tresca'nın kayma kriterinden faydalanılarak aşağıdaki şekilde ifade edilir.

$$\left(\frac{T^2}{R_n^2} + \frac{V^2}{R_c^2}\right) < 1 \quad (6.23)$$

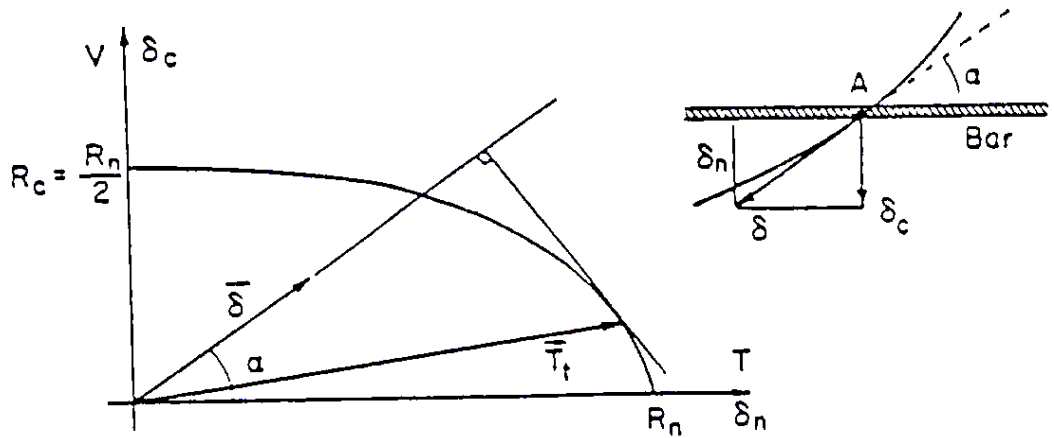
R_n : Çivinin çekme dayanımı

R_c : Çivinin kesme dayanımını göstermektedir, ve:

$$R_c = \frac{R_n}{2} \quad (6.24)$$



a) Çubuktaki Gerilmelerin Durumu



b) Maksimum Kuvvetin Uygulanma Prensibi

Şekil 6.13 Çubuktaki Maksimum Kuvvetin Belirlenmesi

Çivi içinde mobilize olan çekme ve kesme kuvvetleri T_f ve V_f , çivinin göçme yüzeyine göre açısı α 'a bağlı olarak potansiyel kayma yüzeyinde oluşur. Maksimum plastikleşme durumu ve Tresca göçme kriterinden çekme ve kesme kuvvetleri (Şekil 6.13) α açısının bir fonksiyonu olarak ifade edilebilir. Buna göre;

$$V_f = \frac{R_c}{\sqrt{1 + 4 \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)}} \quad (6.25)$$

$$T_f = 4 \cdot V_f \cdot \tan\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right) \quad (6.26)$$

Yukarıdaki eşitliklerden görülebileceği gibi, $\alpha = 0$ için sadece çekme kuvvetinin, $\alpha = \pi/2$ için ise sadece kesme kuvvetinin mobilize olacağı söylenebilir.

Bu multi-kriterli analiz yöntemi zemin tabakalaşmasının, zemin suyunun ve sismik yükleme etkilerinin değerlendirilmesine izin vermektedir. Ayrıca Fransa' da Terrasol danışmanlık firması tarafından geliştirilen TALREN bilgisayar programı Fransız yöntemini kullanmaktadır.

6.3 Servis Gerilmesi Analizi

Zemin çivili yapıların analizinde kullanılan geliştirilmiş şev stabilitesi analiz yöntemleri, kabul edilen bir potansiyel kayma yüzeyine göre yapının stabilitesini değerlendirir. Aynı zamanda zeminin nihai kesme dayanımını ve çivilerin sıyrılma direncini göz önünde bulundurarak bir güvenlik faktörü hesaplamaktadır. Bu yöntemler limit denge yaklaşımları olup, sistemin servis aşamasındaki gerilme davranışını yansıtmaz [4].

Bu limit durum tasarım yöntemlerinin ve özellikle stabilite analizinde kullanılan çeşitli güvenlik faktörlerinin birbiriyle ilişkisi değerlendirilirse, en kritik potansiyel kayma yüzeyi boyunca zeminin kayma dayanımının daha kazının ilk evrelerinde tamamen mobilize olduğu görülür. Kazı ilerledikçe yük artışı tamamıyla çivilere transfer edilir.

Yapılan araştırmalar göstermiştir ki; kazı derinliğini arttırmanın, zemin dayanımı güvenlik faktörleri, çivilerde mobilize olan çekme kuvveti T_N ve S/H oranı ile

karakterize edilen en kritik potansiyel kayma yüzeyi geometrisi üzerinde küçük bir etkisi vardır. İlave olarak, yapının tamamlanması ile maksimum çivi kuvvetinin tamamen ortaya çıkmadığı, bir süreç akabinde çivilerin nihai maksimum kuvvetlerini taşıdıkları tespit edilmiştir. Bu sırada belirgin bir yanal deplasmanın oluşmadığı da gözlenmiştir. Çivi kuvvetlerindeki %15-35 arasındaki artış, inşaat aşamalarının bitmesini takip eden ilk altı ay sonunda ölçülmüştür. Gerilme değerindeki bu artışın sebebi, çevresel (donma-erime gibi) faktörlerden ziyade, zeminin sünmesine bağlı deplasmanlar ve kaplama çevresindeki lokal dislokasyonlar gibi birtakım faktörlerdir. Takviye elemanı üzerindeki birim deplasmanlar hassas aletlerle ölçüldüğünde, enjeksiyon malzemesinin çatlaması ile yükün çeliğe transferi sonucu, yükün yeniden dağılımının söz konusu olduğu ve bu durumun çivi yükünde zamanla bir artışa neden olabileceği de belirlenmiştir. Bu artışlar, enjeksiyon kolonlarının çatlayacak kadar büyük çekme gerilmelerine maruz kaldığı büyük çaplı enjeksiyon çivilerinde gözlenmiştir.

6.4 Sismik Tasarım ve Sismik Yükler Altındaki Performans

Sismik yükleme durumu için kullanılacak güvenlik sayıları ve yapısal dayanım faktörleri statik yükleme durumu için verilen değerlerden farklı olup Tablo 6.2’de verilen yüzdelerle değiştirilmelidir.

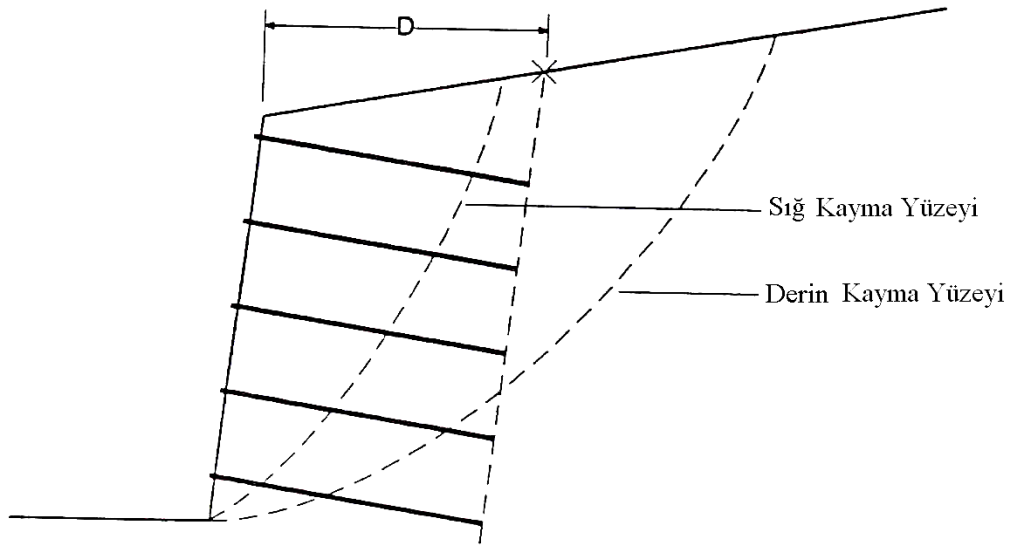
Tablo 6.2 Dayanım Faktörleri ve Güvenlik Sayıları [8].

Eleman	Statik Yükleme	Sismik Yükleme
Çivi Başı Dayanımı	0,67	$1,33 \cdot (0,69) = 0,89$
Çivi Çekme Dayanımı	0,55	$1,33 \cdot (0,55) = 0,73$
Zemin-Enjeksiyon Sıyrılma Direnci	0,50	$1,33 \cdot (0,50) = 0,67$
Zemin İçin Güvenlik Sayısı	1,35 (1,50*)	1,01(1,13*)

* Kritik yapılar için zemin güvenlik faktörleri

Kaplama imalatı için ise, sismik yükleme durumuna göre tasarım yapılmasına gerek yoktur. Uygun sismik tasarım katsayısını belirlemek için aşağıdaki maddeler tavsiye edilmektedir:

1. İlgili bölge için uygun tasarım pik zemin ivme katsayısı A_{pk} belirlenir.
2. Çivilerle kesişen sığ kayma yüzeyleri için tasarım deprem katsayısı $A = (1.45 - A_{pk}) \cdot A_{pk}$ kabul edilerek analiz yapılmalıdır. Bu sismik katsayı, sığ kayma biçimine sahip zemin çivili duvarlarda statik olmayan deprem ivmesi olarak uygulanabilir.
3. Derin kayma yüzeyleri için tasarım sismik katsayısı, sürekli yer değiştirmelere bağlı olup, analizlerde kullanılacak deprem katsayısı değişecektir. Sığ ve derin kayma yüzeyleri Şekil 6.14'de görülmektedir. Mesela, yer değiştirme 250 A_{pk} (mm) değerinden düşük ise tasarım sismik katsayısı AASHTO'ya bağlı olarak $A = 0,5 \cdot A_{pk}$ alınabilir.
4. Takviye edilmiş zemin kütlelerinin sismik taşıma gücü stabilitesinin tahkik edildiği hesaplarda $A = 0,5 \cdot A_{pk}$ alınması tavsiye edilmektedir.



Sığ Kayma Yüzeyi - Zemin Yüzeyini Kestiği Yer $< D$

Derin Kayma Yüzeyi - Zemin Yüzeyini Kestiği Yer $> D$

Şekil 6.14 Sismik Yükleme Durumunda Sığ ve Derin Kayma Yüzeyleri [2].

Geçmiş tecrübeler, zemin çivili duvarların sismik yükleme altında iyi performans gösterdiğini ortaya koymuştur. Birçok gözlem arasında, en önemlisi Kaliforniya’da 1989 yılında, 7.1 büyüklüğündeki Loma Prieta Depremi sonrasında bölgedeki zemin çivili duvarların performansının araştırıldığı çalışmadır (Folio ve diğ., 1990). Deprem sonrasında, San Francisco körfezi civarında, yüksekliği 2.7m ile 9.8m arasında değişen 8 duvar üzerinde yapılan araştırmaları konu alan bir rapor sunulmuştur. Santa Cruz’daki büyük hasarların görüldüğü deprem de dahil olmak üzere hiçbir duvarda yük kaybı görülmemiştir. Kaliforniya Üniversitesi Santa Cruz Kampüsü’ndeki 4.6m yüksekliğindeki zemin çivili duvar, deprem merkezinden yaklaşık 18 km uzakta olup bölgede 0.47g yatay yer ivmesi ölçülmüştür. Çivilere uygulanan tasarım yükünün %150’si düzeyindeki bir dizi sıyrılma deneyinde görülmüştür ki, sismik aktiviteye bağlı olarak sıyrılma kapasitesinde bir kayıp meydana gelmemektedir.

6.5 Korozyon Koruması

Kalıcı yapılarda uzun vadeli performans sağlamak için korozyona karşı önlem almak gerekir. FHWA kalıcı uygulamalar için aşağıda bahsedilen şekilde bir korozyon koruması tavsiye etmektedir [2]:

- Ortamın korozyon etkisi düşük ise, elektrostatik işlemler kullanılarak minimum 0,3 mm kalınlığında epoksi kaplama uygulanmalıdır. Zarar görmeden uygulanan epoksi kaplama, tendonu çevrenin kötü etkilerinden koruyarak korozyonu engeller. Çivi boyunca da minimum 25 mm kalınlığında enjeksiyon kaplama tavsiye edilmektedir. Enjeksiyonun yapılacağı merkezleyiciler arası mesafe 2,5 m’yi aşmamalı ve en alttaki merkezleyici çivi ucundan maksimum 0,3 m’ye monte edilmelidir. Tüm merkezleyiciler plastik maddeden yapılmalı ve enjeksiyonun serbest akışına engel olmamalıdır.
- Korozyon etkisinin yüksek olduğu zeminlerde ise kapsüllü çiviler kullanılmalıdır. Enjeksiyonlama işlemi sonrasında, çivi çevresinde içten dışa doğru enjeksiyon, plastik kılıf ve enjeksiyon katmanlarından meydana gelen bir yapı oluşur. Bu tip çivilerde plastik kılıf ile çivi arasında minimum 5 mm, kılıf ile zemin arasında da minimum 12 mm kalınlığında bir enjeksiyon tabakası olmalıdır.

Geçici uygulamalarda (36 aydan daha kısa süreli), korozyon etkisi düşük ise çivi çevresindeki enjeksiyon tabakası korozyona karşı yeterli bir koruma sağlayacaktır.

Kapsüllenenek veya epoksi ile kaplanarak korozyona karşı koruması sağlanmış çivilerin taşıyıcı plaka ve somunla bağlantısının yapılması sırasında çivi başındaki korozyon koruması etkisiz hale gelir. Çivi başı oksijenle daha çok temas halinde olduğu için korozyona karşı daha hassastır. Çivi başının koruma altına alınması için önce taşıyıcı plaka tamamen kaplamanın içine gömülmelidir. Ardından sistem 75 mm kalınlığındaki püskürtme beton ile kaplanarak çivi başının tamamen atmosfer ile teması kesilerek korunması sağlanmalıdır.

6.6 Özel Tasarım Durumları

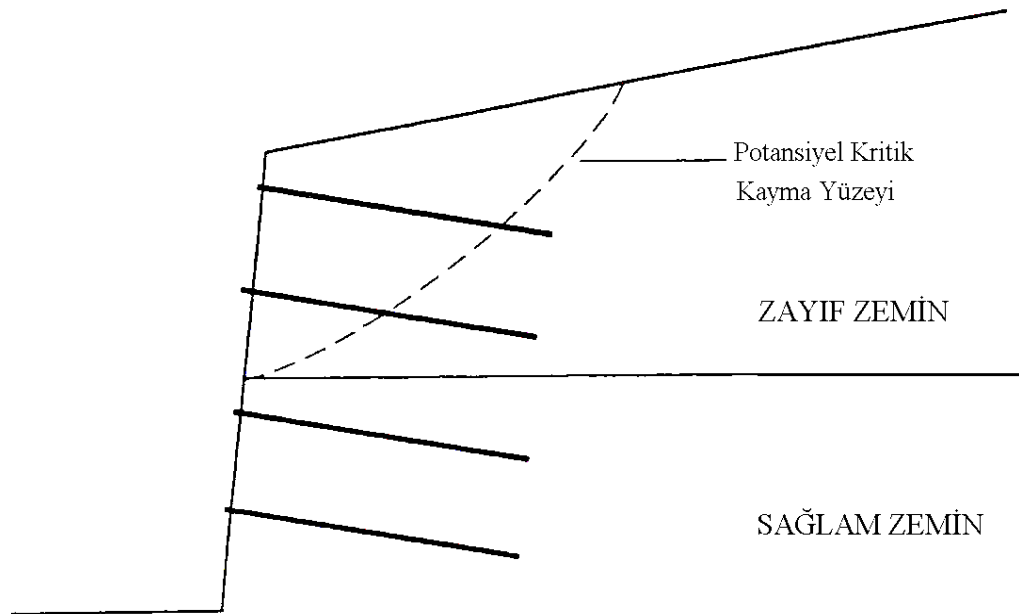
Basit bir zemin çivili sistem, homojen bir zeminde oluşturulmuş düşey bir duvar ile sabit uzunluk ve eğimdeki çivilerden meydana gelmektedir. Daha karmaşık durumlar çok yaygın olmamakla beraber; heterojen zemin koşulları, değişken boy ve eğimlerle tesis edilen çiviler, duvar yüzeyinin düzlemsel olmaması gibi durumlar da söz konusu olmaktadır [2].

6.6.1 Heterojen Zemin Profili

Zemin çivisi, zemini yerinde takviye etme tekniği olması sebebiyle yaygın olarak heterojen zemin koşulları ile karşılaşmak mümkündür. Prensipde bu tip bir durum kayma yüzeyi limit denge metodları bakımından bir hesap zorluğu yaratmamakla beraber, aşağıdaki hususlar göz önüne alınmalıdır [2]:

- Zemin çivisi tasarımında kullanılan bazı bilgisayar programları, tek üniform zemin tipi veya sadece yatayda tabaklaşmış sistemlerle sınırlıdır.
- Zeminin kaya tabakası üzerinde bulunması durumu gibi heterojen özellik gösteren koşullarda, zeminin etkilerini incelemek amacıyla hassas çalışmalar yapılmalıdır. Aksi takdirde, gerçekçi olmayan güvenlik sayıları elde edilebilir veya çivilerin küçük bir bölümü dışındakilerin görevlerini yerine getirmemesi söz konusu olabilir.
- Değişken zemin özellikleri, üniform olmayan yüzey sürşarj yükü gibi heterojen zemin koşulları söz konusu ise, kritik kayma yüzeyi duvar topuğundan geçmez ve daha detaylı araştırma yapmak gerekir. Bu duruma örnek olarak sağlam zemin

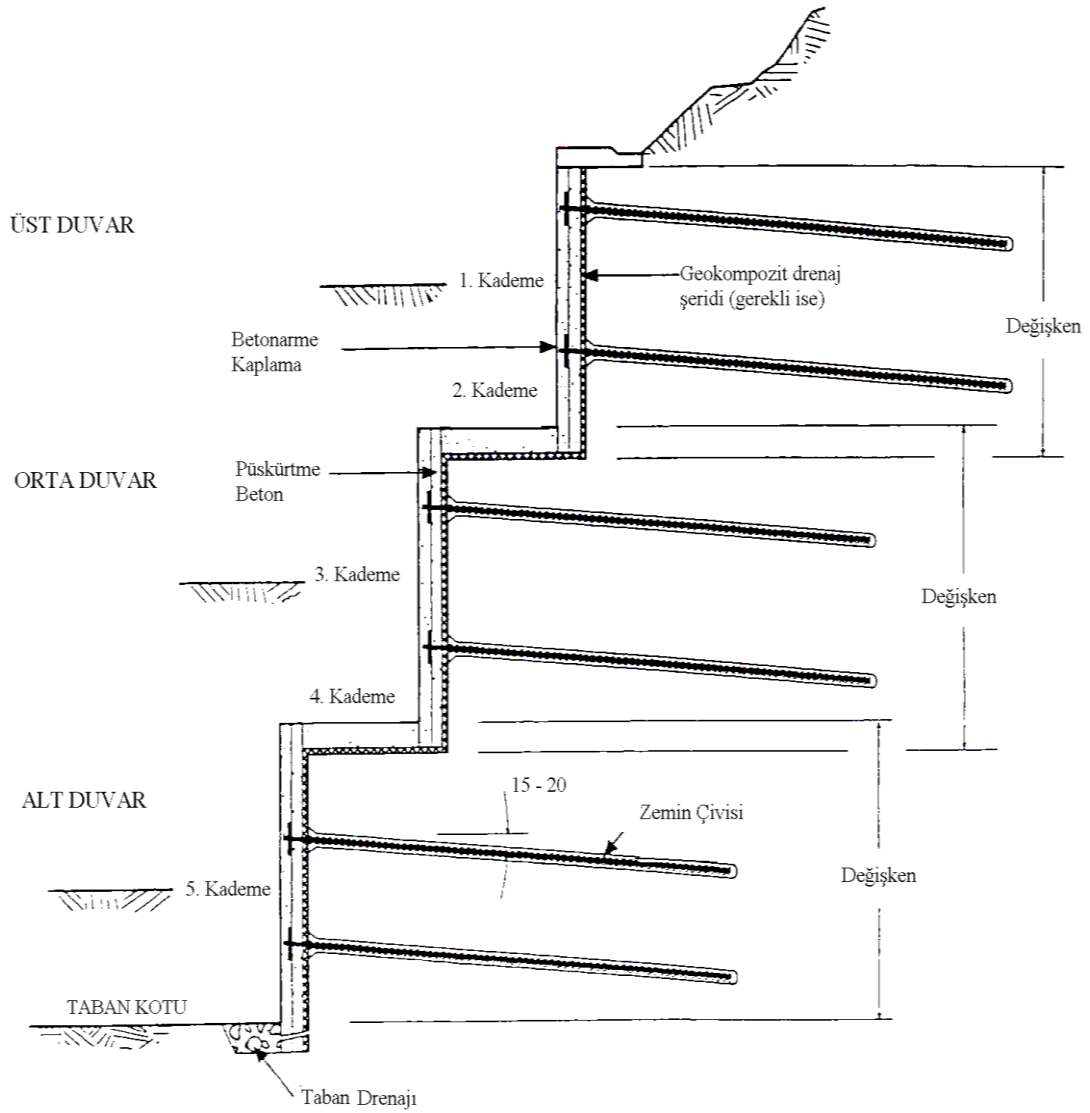
üzerinde bulunan zayıf zemin tabakası durumu verilebilir. Şekil 6.15’de görüldüğü gibi durumda kritik kayma yüzeyi duvar topuğunda değil, zayıf zemin sağlam zemin kontağından geçmektedir.



Şekil 6.15 Heterojen Zemin Koşullarının Kritik Kayma Yüzeyi Üzerindeki Etkisi [2].

6.6.2 Kademeli Yapılar

Estetik gereksinimler, kademeli zemin duvarlarının kullanımını ortaya çıkarmıştır. Şekil 6.16’de kademeli bir zemin çivili duvar görülmektedir. Sistemin yatay alanları genellikle bitkilendirme amacıyla kullanılır. Yatay alanların düşey kademe yüksekliklerine göre küçük olması halinde, sistem eşdeğer eğik yüzlü bir zemin çivili duvar gibi davranma eğilimi gösterir. Yatay alanların kademe yüksekliklerine göre geniş olması durumunda ise (kademe yüksekliğinin 1,5 katı gibi), her kademe bağımsız duvar gibi çalışır. Hem geniş hem de dar yatay alanlara sahip zemin çivili duvarlarda tüm duvarın bölümlerinin stabilitesini ve en kritik durumu değerlendirmek gerekmektedir [2].



Şekil 6.16 Kademeli Zemin Çivili Duvar Kesiti [2] .

6.6.3 Değişken Çivi Boyuna Sahip Yapılar

Değişken çivi boyuna sahip yapıların tasarımında herhangi bir sınırlama yoktur, ancak servis yükü altındaki deformasyon gözlemleri göstermiştir ki, çivi boyları üniform tutulduğunda duvar yer değiştirmeleri minimum olmaktadır. Duvarın alt kesimindeki çivi boyları genellikle bu bölgedeki zemin-çivi etkileşimi nedeniyle çivi başına yakın yerlerdeki maksimum çivi yükünün azalması sebebiyle daha kısa olabilir.

Genellikle zemin çivili yapıların üst sırasındaki çivilerin boyları çevre yapılara rastlamaması için kısa tutulması gerekmektedir. Bununla birlikte, zeminin üstteki

kamalarının lokal stabilitesini sağlamak amacıyla çivi boyları yeterli uzunlukta olmalıdır. Sistemin üst sırasındaki çivilerin boylarının sınırlandırılması, duvar stabilitesini belirleyen derin kayma dairelerinin güvenliğini ve yüzey yer değiştirmelerini olumsuz etkilemektedir. Duvar tepesindeki deformasyonlar uzun çiviler kullanılarak azaltılabilmekte, kısa boylu çivilerin kullanımının ise minimum düzeyde olması tercih edilmektedir. Bununla beraber, şehir içindeki uygulamalarda duvarın üst seviyesinde kısa çivilerin kullanımı yaygın olarak ve başarıyla gerçekleştirilmektedir.

6.6.4 Değişken Çivi Eğimine ve Doğrultusuna Sahip Yapılar

Çivilerin takviye etkisini geliştirmek ve duvarda oluşan deplasmanları sınırlamak amacıyla takviye elemanları mümkün mertebe yataya yakın bir eğimde tesis edilmelidirler. Zemin çivilerinin genelde yataydan 15° eğimle tesis edilmeleri tavsiye edilmektedir. Çivilerin 15° 'den daha eğimli tesis edilmesi çivilere düşen yük kaybına, çivilerin yataya yakın olması ise yerçekimi etkisiyle yapılan enjeksiyonun zor gerçekleştirilmesine neden olmaktadır. Ancak yerleşimin sık olduğu bölgelerde zaman zaman üst sıra çivilerin 20° - 25° eğimle tesis edilmesi ve köprü altındaki uygulamalarda ise 15° 'den az bir eğimle tesis edilmesi gerekebilmektedir.

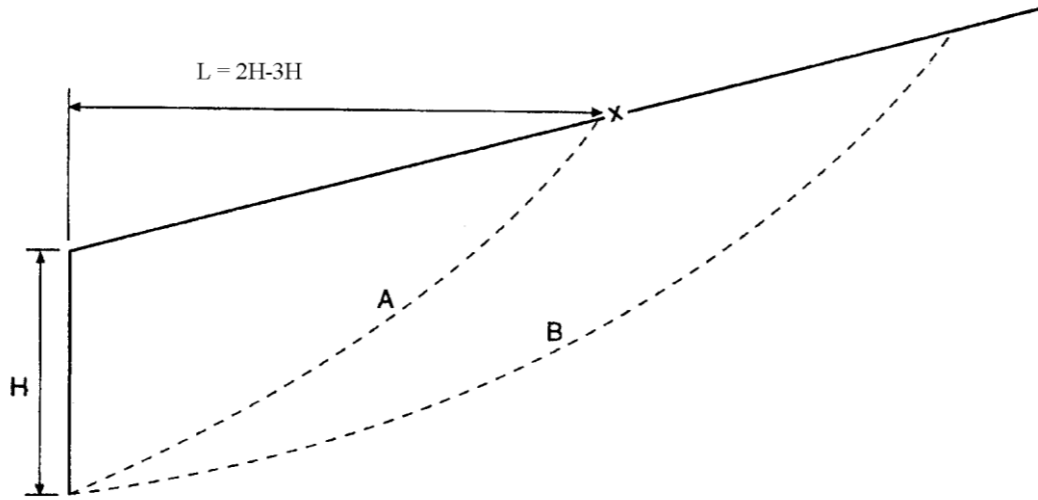
Zemin çivileri genellikle duvar kaplamasına dik olan düşey düzlemde tesis edilirler. İç eğriliğe sahip duvarlarda bu yaklaşım benimsenmelidir. Ancak duvar yüzeyinin dış eğriliğe sahip olması durumunda ise çivilerin düşeyde eğimli tesis edilmesi gerekebilmektedir. Farklı doğrultuda yerleştirilen çivilerin boyu, analizlerden elde edilen duvar yüzeyine dik mesafeyi sağlayacak uzunlukta olmalıdır.

6.6.5 Sonsuz Şev Durumu

Zemin çivili dayanma yapısının sonsuz şevin topuğunda inşa edilmesi halinde, yapılan analizlerde sistemin güvenlik sayılarının dayanma yapıları için tavsiye edilen minimum değerden düşük çıkması durumunda tasarım gözden geçirilmelidir. Zemin çivili duvar tasarımında dikkate alınan potansiyel kayma yüzeyleri sınırlandırılmamış ise, o zaman şevin tamamını kapsayan çok büyük göçme yüzeyleri göz önünde bulundurulacaktır. Yani zemin çivili duvar yerine sonsuz şevin stabilitesi incelenmektedir. Bu nedenle analizlerde çok uzun ve yüksek kapasiteli çivilere ihtiyaç duyulacaktır. Bu durum zemin çivili dayanma yapıları için genel olarak

ekonomik ve uygun olmayan bir çözümdür. Bu şartlar altında zemin çivili dayanma yapısının sonsuz şevin topuğunda yapılması halinde duvar tasarımında aşağıda sayılan hususların uygulanması tavsiye edilmektedir:

- 1) Gerekli ise, şevin toptan stabilitesi diğer yöntemlerle bağımsız bir şekilde belirlenmelidir.
- 2) Zemin çivili duvar, potansiyel kayma dairesinin yeri Şekil 6.17' de görüldüğü gibi sınırlanarak tasarlanabilir.



A tipi kayma yüzeyi : Kayma yüzeyi sınırı duvarın 2H-3H kadar arkasında ise duvar için gerekli güvenlik sayıları araştırılır.

B tipi kayma yüzeyi : Kayma yüzeyi sınırının daha derin olması durumunda tüm şev için güvenlik sayısı araştırılır.

Şekil 6.17 Sonsuz Şev Durumu Tasarım Yaklaşımı [2].

6.7 Zemin Çivili Duvarların Drenajı

Zemin çivili duvarlarda su girişine karşı önlem almak gerekmektedir. Kaplamaya etki eden su yükü kaplamanın hasar görmesine ve bu nedenle işlevini yerine getirememesine neden olmaktadır. Aynı zamanda ortamda bulunan su, takviye elemanlarının korozyonunu hızlandırarak, yapının dayanımını daha çabuk kaybetmesine sebep olmaktadır ve zemin ile enjeksiyon arasındaki adezyonu düşürmektedir.

Zeminde belli bir su seviyesinin söz konusu olmadığı durumlarda dahi, yüzey sularının süzülmesi, yer altı sularının akışı veya hasarlı borulardan akan sular gibi

nedenlerle yapıya suyun girmesi mümkün olabilmektedir. Zemin çivili yapılarda bu tür su girişlerini engellemek için çeşitli drenaj önlemleri almak gerekmektedir.

- **Zemin Suyuna Karşı Alınması Gerekli Önlemler**

Drenaj önlemleri birkaç değişik yolla sağlanabilmektedir. Dayanma yapıları arkasında yataya yakın bir eğimde dren borularının yerleştirilmesi yer altı sularına karşı alınacak en etkili tedbirdir. Bu şekilde bir düzenleme kalıcı yapılar için, özellikle çevredeki zemin yüzeyinde yüzey sularının akışını engelleyecek veya inşaat sırasında meydana çıkan su ceplerini boşaltabilecek uygun bir sistemin söz konusu olmadığı durumlarda tavsiye edilmektedir. Dren boruları her 50 m²'lik yüzey alanına en az bir adet düşecek şekilde tesis edilmelidirler (Şekil 6.18).

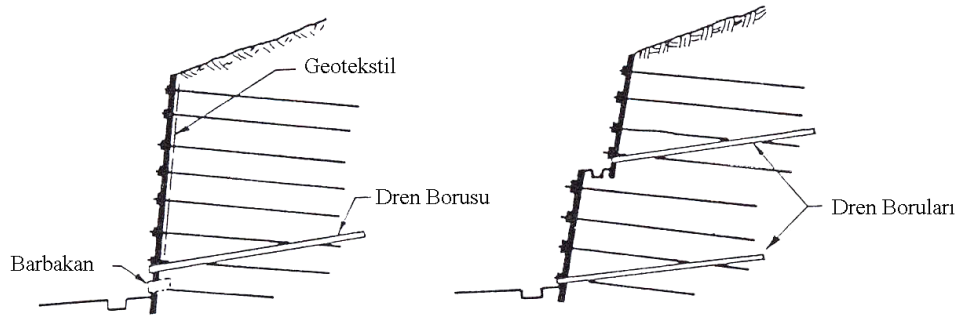
Tüm durumlarda, püskürtme beton uygulanmadan önce kaplamanın arkasına drenaj sistemine bağlanmış barbakanlar yerleştirilmelidir. Barbakanlar her 10 m² kaplamada bir adet olacak şekilde düzenlenmelidir.

- **Yüzey Sularına Karşı Alınması Gerekli Önlemler**

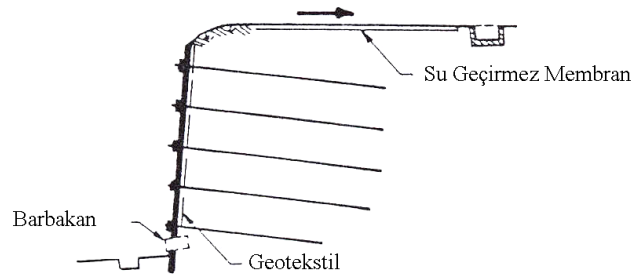
Kazı yüzeyi drenajı için prefabrik geotekstil drenaj şeritleri kazı yüzeyine yerleştirilerek düşey yönde drenaj sağlanmaktadır. Drenlerle toplanan sular tabandaki barbakanlar ile yapıdan uzaklaştırılmaktadır.

Örneğin, otoyolun inşa edildiği bir zeminde, yapının yüzey sularına karşı korunması otoyolun mümkün olduğunca su geçirmez olarak inşa edilerek ve yüzey sularını toplayarak ortamdan uzaklaştıran hendekler teşkil ederek sağlanabilir. Otoyolun su geçirmez olarak inşa edilmesi duvar üstündeki şev yüzeyine su geçirmez membran serilerek sağlanabilmektedir. Hendekler ve drenaj sistemi kaplamadan yeterli bir mesafede oluşturulmalıdır.

Zemin çivili duvar, eğer bir şevi destekliyorsa, yüzeyi ağaçlandırmak, en azından duvar kaplaması civarında suya karşı belli bir koruma sağlamaktadır. Aynı yöntem geçici yapılar için de uygulanabilmektedir.



a. Duvarın Zemin Suyuna Karşı Korunması



b. Duvarın Yüzey Sularına Karşı Korunması

Şekil 6.18 Zemin Çivili Duvarların Drenajı [6].

7. ZEMİN ÇİVİLİ DUVARLARA İLİŞKİN UYGULAMA ÖRNEKLERİ

Bu çalışma kapsamında, Anadolu Otoyolunun Gümüşova - Gerede kesimindeki otoyol inşaatı sırasında yapılacak kazıları desteklemek için inşa edilecek üç zemin çivili duvar incelenmiştir. Otoyol platformu genelde yarma ve dolgudan oluşan karışık enkesitlerde yer almaktadır. Otoyolun sol taşıma yolu KM 14+800 – KM 15+187 arasında sürekli yarmada ilerlemektedir. Bu çalışmada desteklenmesi öngörülen kazılardan iki tanesi bu kesimde yer alıp yer yer kazı derinlikleri 20 m'yi aşacaktır. Bu durumda yanal toprak basınçlarına dayanabilecek ve kazı yapılacak şevlerin stabilitesini sağlayacak bir iksa sisteminin seçilmesi büyük önem taşımaktadır. Ayrıca kazı alanının büyüklüğü nedeniyle ekonomi kriteri de göz önüne alınırsa, söz konusu proje kapsamında kazı şevlerinin püskürtme beton-zemin çivisinden oluşan bir kalıcı iksa sistemi ile desteklenmesi uygun olacaktır. Desteklenmesi öngörülen üçüncü kazı ise, Gümüşova- Gerede Otoyolu Kısım 2D V4 Viyadüğü kapsamında inşa edilecek olan P6L ayağının temel kazısıdır.

Bu çalışmada zemin çivisi ile desteklenmesine karar verilen kazılar Asarsuyu Vadisinin doğu kısmında bulunmaktadır. Bu kapsamda Asarsuyu Vadisinin bu kesiminde zemin etüd sondajları yapılmış zemin profili belirlenmiştir. Buna göre arazideki kuzey yamaçların metamorfik kayalar üzerindeki yamaç molozu ve gölsel çökeller ile örtülü olduğu saptanmıştır.

Yamaç molozu genelde siltli kil, çakıllı kum özellikleri göstermektedir. Granit, amfibolit ve metadiyorit çakıllar nedeniyle genelde SPT sayıları yüksektir. Gölsel çökeller ise, geçmişte meydana gelmiş olan büyük heyelanın vadiyi kapaması sonucu biriken suyun oluşturduğu göl ortamında dere malzemesinin çökmesi ile oluşmuştur. Gerek düzeltilmiş N30 SPT darbe sayılarından ve gerekse laboratuvar deneylerinden yararlanılarak, az killi siltli kum – kumlu silt özellikleri gösteren göl çökelleri için seçilen zemin parametreleri Tablo 7.1'de görülmektedir. Metamorfik kaya birimiyle ise, yamaç molozunun veya dere yatağında dere alüvyonunun altında karşılaşılmaktadır. Formasyon genelde iki farklı yapı göstermektedir. Çoğunlukla yüzeye yakın olan düzeylerde ayrılmış ilerlemiş ve kaya ortam genelde çok zayıf

kaya özellikleri kazanmıştır. Derinliğin artmasıyla orta-az ayrıışmış seviyelerle karşılaşmaktadır. Bu birimle ilgili zemin parametreleri aşağıdaki tabloda görölmektedir.

Tablo 7.1 Hesaba Esas Zemin Modeli ve Parametreleri

Zemin Cinsi	Birim Hacim Ağırlığı γ (kN/m ³)	İçsel Sürtünme Açısı ϕ (°)	Kohezyon C (kPa)	Adezyon Gerilmesi (kPa)
Yamaç Molozu	18.0	30	5	150
Göl Çökeli	20.0	32	15	150
Ayrıışmış Kaya	22.0	38	30	700

Zemin çivili duvarlarda, tasarım sırasında çivi boyları seçilirken duvar deformasyonlarının sınırlandırılması açısından duvarın üst kesimindeki çivilerin boylarının daha uzun olmasına dikkat edilmiştir. Çivi boylarının duvar tepesinden aşağıya doğru kademeli olarak azalacak şekilde seçilmesine özen gösterilmiştir. Bu husus, zemin çivili iksa sistemi ile ilgili yayınlarda duvarda meydana gelen deplasmanların sınırlandırılması amacıyla özellikle tavsiye edilmektedir.

Zemin çivili duvar tasarımında dikkat edilecek bir diğer önemli husus ise, ortamdaki suyun uzaklaştırılmasıdır. Su, zemin-enjeksiyon arasındaki adezyonu düşürmektedir. Aynı zamanda kaplamaya etki eden su yükü, kaplamanın hasar görerek işlevini yerine getirememesine ve ortamdaki suyun varlığı takviye elemanlarının paslanmasını hızlandırarak yapının dayanımının daha çabuk kaybolmasına neden olmaktadır. Bu noktadan hareketle, bu çalışmada incelenen zemin çivisiyle desteklenmiş her 50 m²'lik kazı yüzeyi için, içine perfore boru yerleştirilmiş bir adet dren oluşturulmalıdır. Ayrıca püskürtme beton kaplama arkasında su birikmemesi için her 10 m²'lik alan için bir adet küçük çaplı dren teşkil edilmelidir. Ayrıışmış kaya üzerinde yer alan kalın yamaç molozu tabakası içerisine yerleştirilecek PVC dren borularının boyunu yaklaşık çivi boyu kadar olması tavsiye edilmektedir.

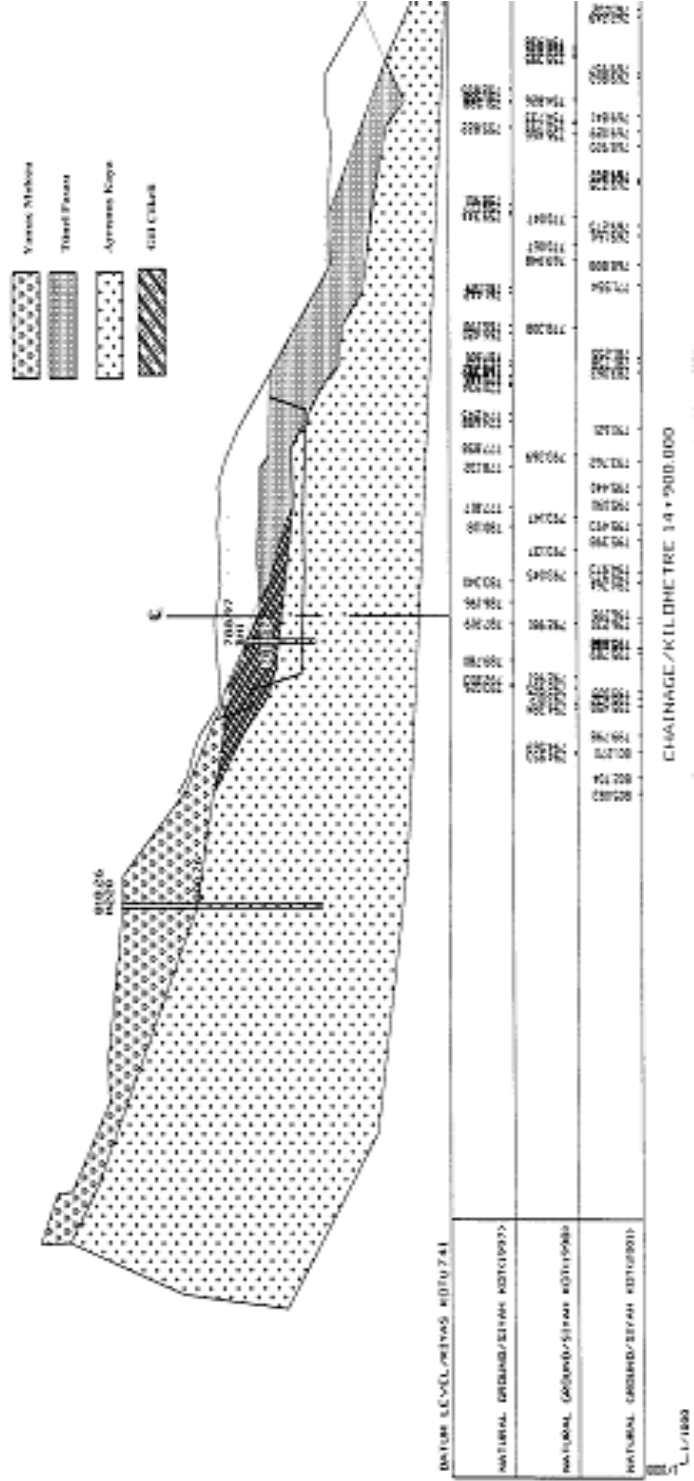
Zemin çivili şev stabilitesi analizinde, Amerikan Ulaştırma Dairesinin uzun araştırmalar ve bilgi birikimleri ile geliştirdiği Snail bilgisayar programı kullanılacaktır. Bu noktadan hareketle duvar geometrisi, takviye ve zemin parametreleri ile analiz aralığı bilgisayar programına girilerek sistemin minimum güvenlik sayısı elde edilmektedir. Zemin çivili duvarların tasarımında, duvarların stabiliteleri analiz edilirken, statik yükleme durumunda $F_s = 1.50$ ve depremli durumda $F_s = 1.01$ minimum güvenlik sayıları dikkate alınmıştır. Zemin çivisi olarak St III donatı çeliği ($f_y = 420$ Mpa) kullanılmıştır.

7.1 Uygulama Örneği 1

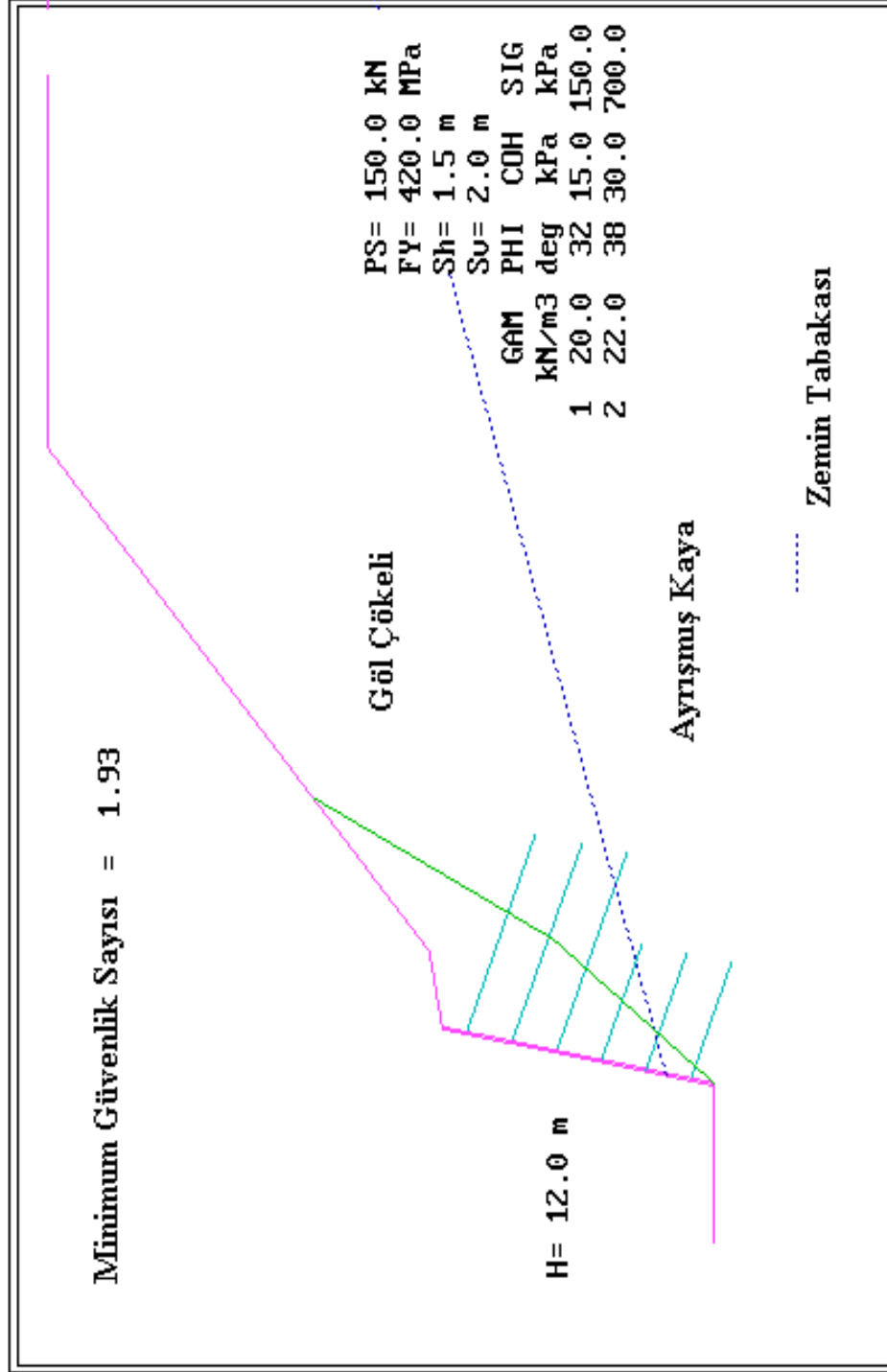
Uygulama 1 olarak adlandırılan zemin çivili duvar, otoyolun KM 14+840 – KM 14+880 arasında yer alan kuzey yamaçtaki kazıların desteklenmesi amacıyla inşa edilecektir. Kazı tümüyle göl çökeli içinde yapılacaktır. Söz konusu kesimde, yamaçlarda BH1 ve M220 sondajları yapılmış olup, sondaj logları Ek B' de verilmiştir. Yapılan sondajlara göre zemin profilinde üstte göl çökeli, altta ise ileri-az derecede ayrıışmış metamorfik kaya tabakasının bulunduğu belirlenmiştir. Zemin profili Şekil 7.1' de görülmektedir. Bu kesimde, yarma kazılarının ortalama yüksekliği $H=12.0$ m dolayındadır. Kazıların zemin çivili olarak yapılması uygun görülmüştür. 4/1 (D/Y) eğimle yapılacak kazıda, çivi boyları $L = 12.0 - 7.0$ m, çivi çapı $\phi = 32$ mm, delgi çapı $D_g = 100$ mm, çivi eğimi $\alpha = 15^\circ$, düşey ve yatay çivi aralıkları $s_v = 2.0$ m, $s_h = 1.5$ m seçilerek zemin çivisi tasarımı yapılmıştır. Yapılan hesaplar sonunda statik yükleme durumu için minimum güvenlik sayısı $F_s = 1.93 > 1.50$ bulunmuştur (Şekil 7.2). Deprem durumunda yatay deprem katsayısı $k_h = 0.27$ ($0.5 \cdot A_{peak} = 0.5 \times 0.54 = 0.27$) alınarak minimum güvenlik sayısı $F_s = 1.31 > 1.00$ hesaplanmıştır (Şekil 7.3). Deprem durumunda, $k_h = 0.49$ ($A_{peak}(1.45 - A_{peak}) = 0.54(1.45 - 0.54) = 0.49$) alınarak yapılan sığ kayma dairelerinin incelendiği analizde ise, minimum güvenlik sayısı $F_s = 1.01 > 1.00$ hesaplanmıştır (Şekil 7.4).

Sonuç olarak, otoyolun KM 14+840 – KM 14+880 arasında yarma kazıları 4/1 (D/Y) eğimle ve zemin çivili olarak güvenlikle inşa edilebilecektir.

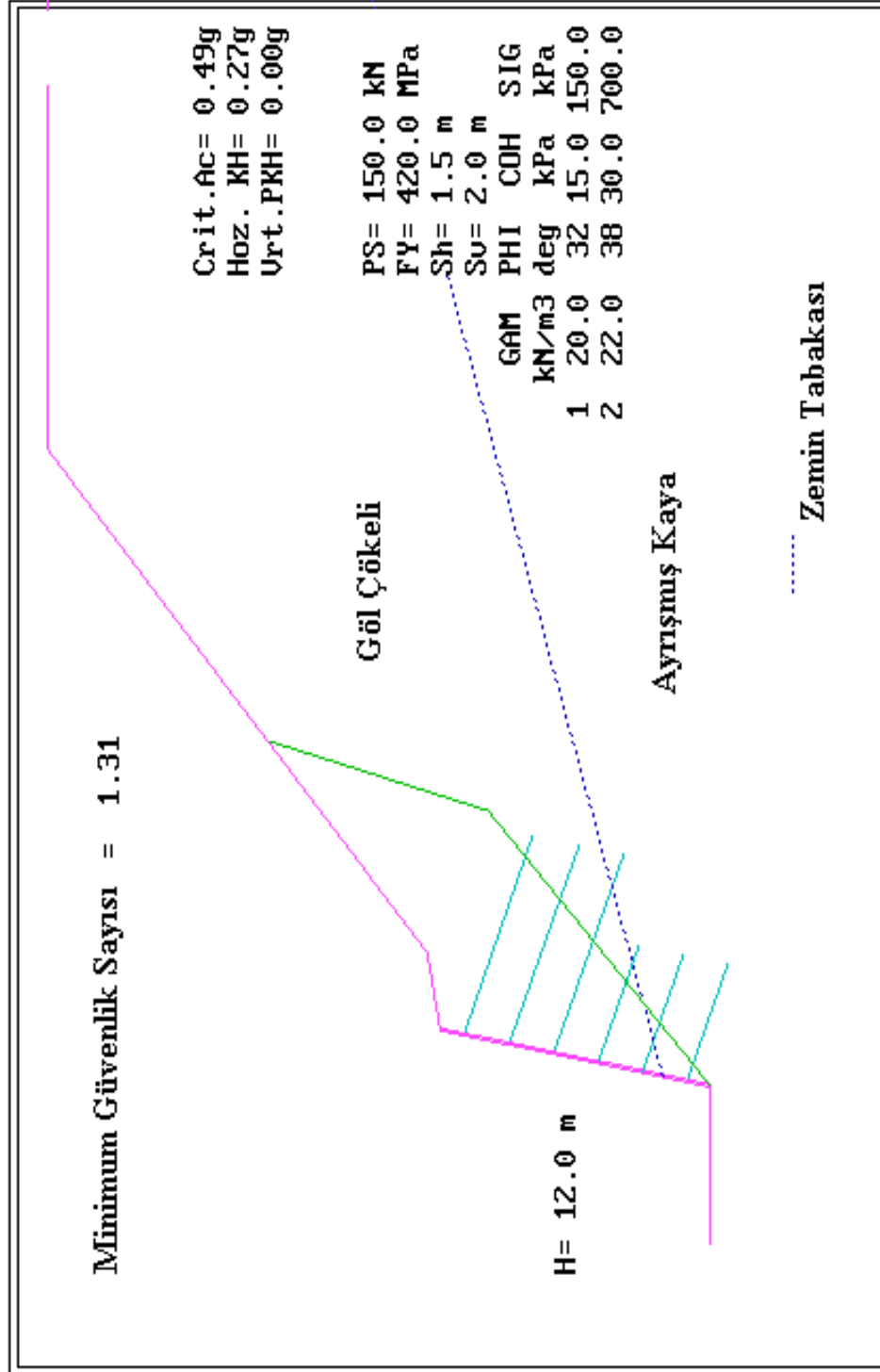
JEOLOJİK KESİT



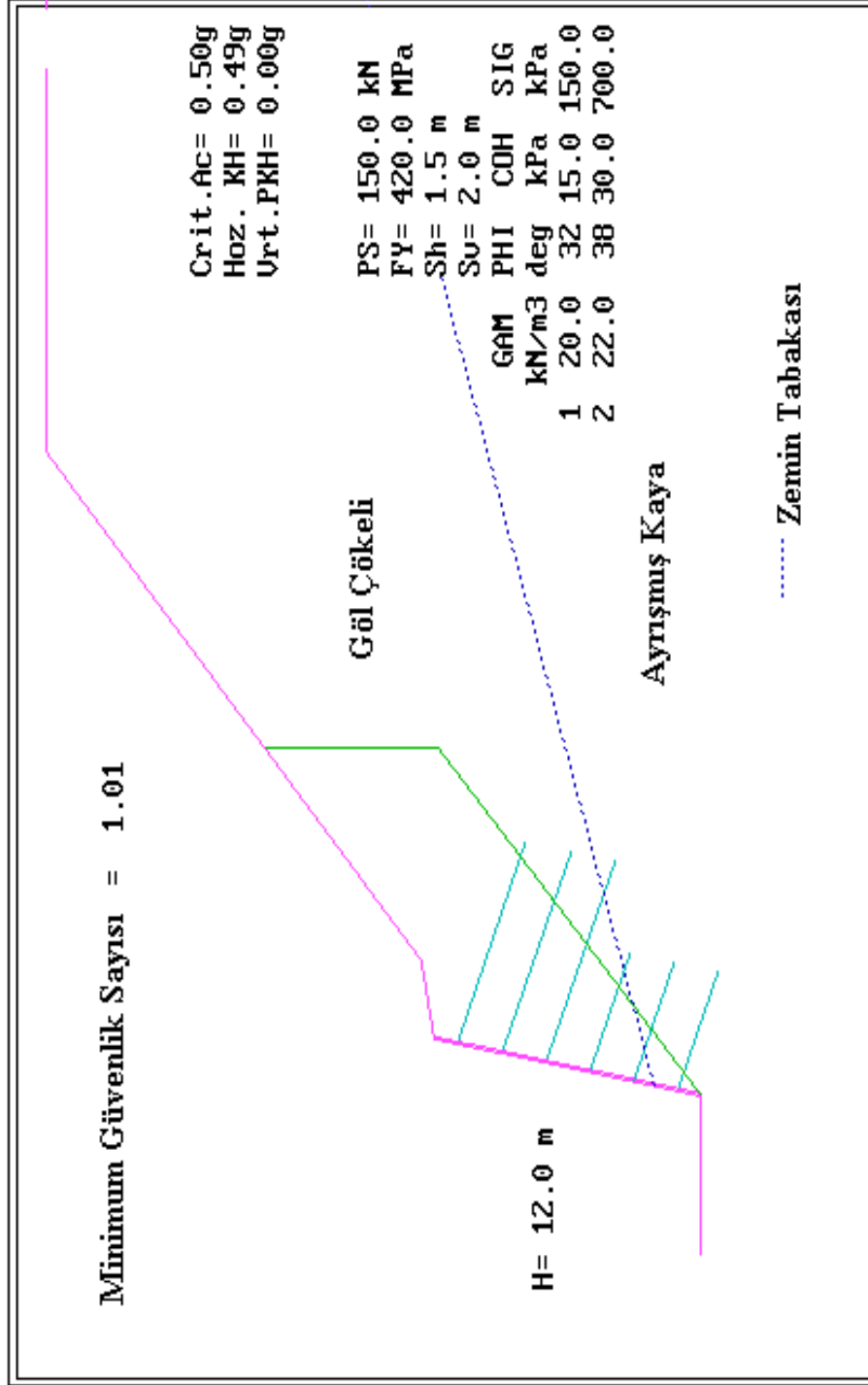
Şekil 7.1 Anadolu Otoyolu KM 14+900' deki Zemin Profili



Şekil 7.2 Anadolu Otoyolu KM 14+840 - KM 14+880 Arası Zemin Çivisi Tasarımı, Statik Durum



Şekil 7.3 Anadolu Otoyolu KM 14+840 - KM 14+880 Arası Zemin Çivisi Tasarımı, Depremli Durum



Şekil 7.4 Anadolu Otoyolu KM 14+840 - KM 14+880 Arası Zemin Çivisi Tasarımı, Depremlı Durum

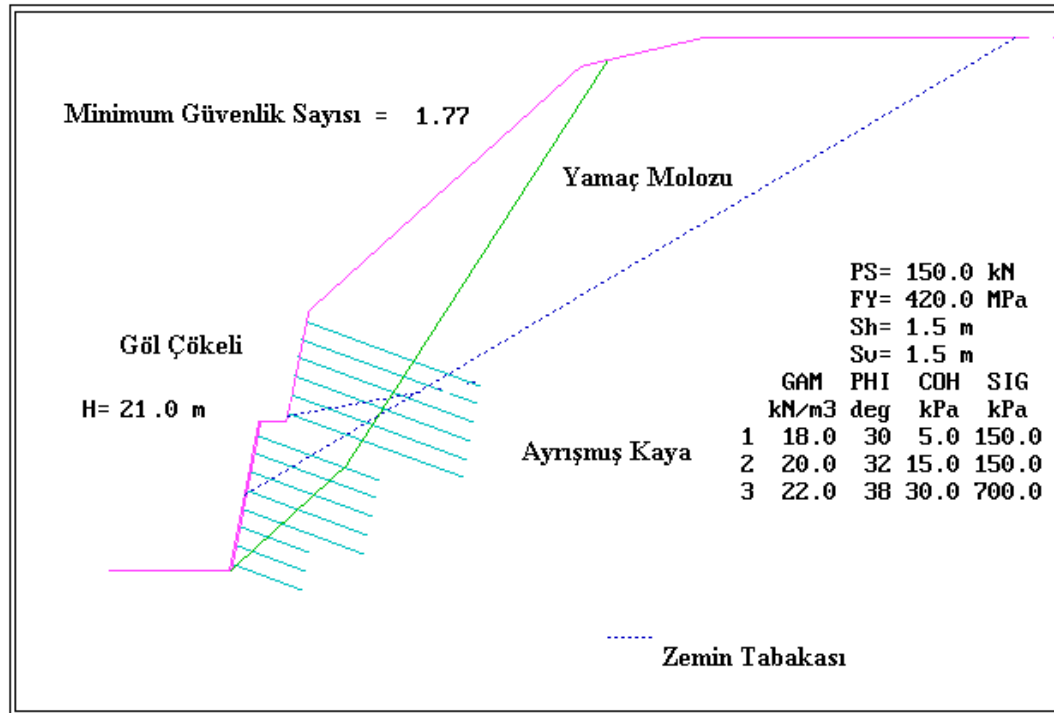
7.2 Uygulama Örneği 2

İkinci olarak incelenen zemin çivili duvar, Anadolu Otoyolunun KM 14+880 – KM 14+940 arasında, kuzey yamaçlardaki kazıları desteklemek amacıyla inşa edilmektedir. Kazı göl çökeli ve yamaç molozu ile örtülü ileri-az derecede ayrıışmış metamorfik kaya içinde yapılacaktır. Söz konusu kesimde, yamaçlarda BH1 ve M220 sondajları yapılmış olup, sondaj logları Ek B' de verilmiştir. Buna göre, yapılan sondajlardan zemin profilinde üstte göl çökeli ile yamaç molozu, altta ise ileri-az derecede ayrıışmış metamorfik kaya tabakası belirlenmiştir (Şekil 7.1). Bu kesimde yarma kazılarının 4/1 (D/Y) eğimle yapılması halinde kazı yükseklikleri 11.7m ile 20.2m arasında değişmektedir. Yüzeydeki göl çökeli ve yamaç molozu içinde desteksiz olarak 3/2 (D/Y) eğimle kazı yapılması durumunda ise kazı yükseklikleri çok artmaktadır. Bu sebeple, bu kazıların zemin çivili olarak yapılması zorunludur. Öncelikle zemin çivili duvarın tek kademeli olarak inşa edilmesi düşünülmüş, ancak az aralıklarla ve çok uzun çivi boylarıyla tasarım yapılmasına karşın depremli durum için aranan minimum güvenlik sayısı sağlanamamıştır. Buna göre duvar, kademeli olarak yeniden tasarlanmış, statik ve depremli durumlar için aranan minimum güvenlik sayıları sağlanmıştır. 4/1 (D/Y) eğimle yapılacak kazıda, her 12.0 m şev yüksekliği için $B=3.0$ m genişlikte palye düzenlenmiştir. Çivi boyları $L = 20.0-14.0-8.0$ m, çivi çapı $\phi = 36$ mm, delgi çapı $D_g = 125$ mm, çivi eğimi $\alpha=15^\circ$, düşey ve yatay çivi aralıkları üst kademede $sv=1.5$ m, $sh=1.0$ m ve alt kademede $sv=sh=1.5$ m seçilerek zemin çivisi tasarımı yapılmıştır (Şekil 7.5). Yapılan hesaplar sonucu statik yükleme durumu için minimum güvenlik sayısı $F_s=1.77>1.50$ bulunmuştur (Şekil 7.5). Deprem durumunda yatay deprem katsayısı $k_h=0.27$ ($0.5A_{peak}=0.5 \times 0.54=0.27$) alınarak minimum güvenlik sayısı $F_s=1.30>1.00$ hesaplanmıştır. (Şekil 7.6). Deprem durumunda, $k_h=0.49$ ($A_{peak}(1.45-0.54)=0.54(1.45-0.54)=0.49$) alınarak yapılan sığ kayma dairelerinin incelendiği analizde, minimum güvenlik sayısı $F_s=1.01>1.00$ hesaplanmıştır (Şekil 7.7). KM 14+880 – KM 14+940 arasında inşa edilecek zemin çivili duvarın tasarımı Tablo 7.2' de özetlenmiştir.

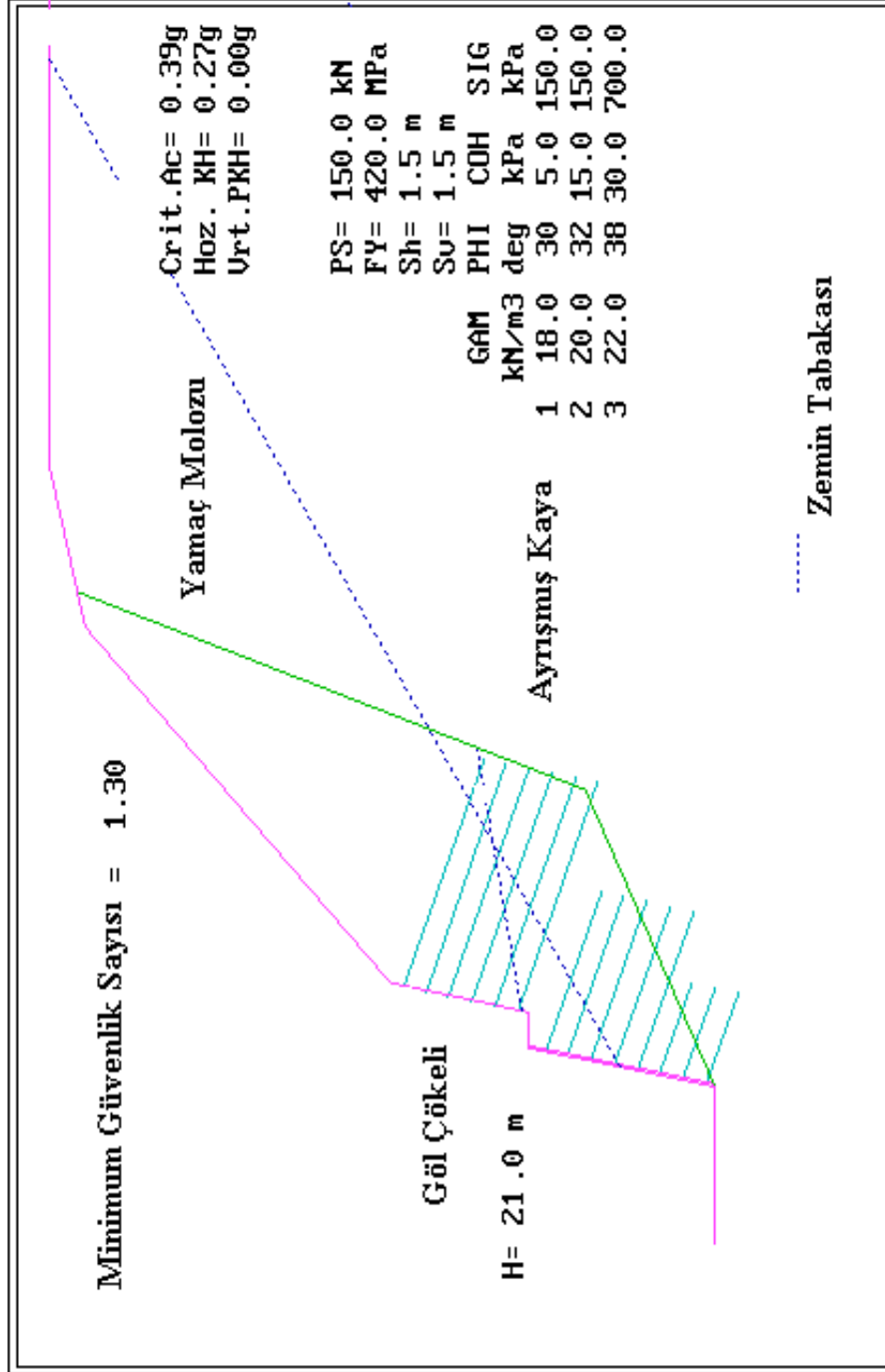
Sonuç olarak, otoyolun KM 14+880 – KM 14+940 arasında yarma kazıları 4/1 (D/Y) eğimle ve zemin çivili olarak güvenlikle inşa edilebilecektir.

Tablo 7.2. KM 14+880 – KM 14+940 Arası Zemin Çivisi Tasarımı Özet Tablosu.

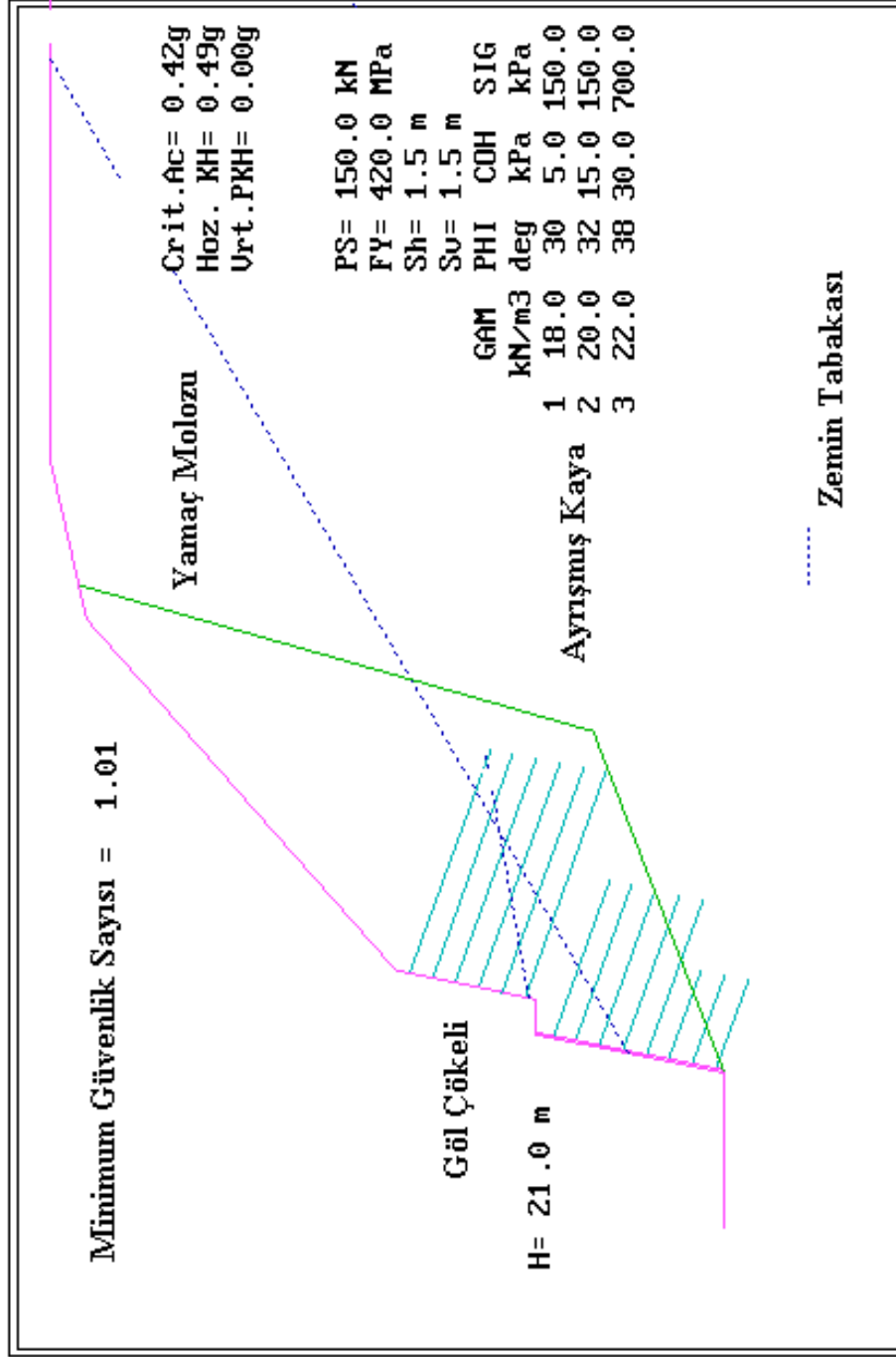
Çivi Tasarımı		Güvenlik Sayıları			İlgili Şekiller
Palye Üstünde	Palye Altında	Statik	Depremli		
			Derin	Sığ	
sv=1.5m sh=1.0m	sv=1.5m sh=1.5m	1.77	1.01	1.30	Şekil 7.5
St III - 36mm çivi	St III - 36mm çivi				Şekil 7.6
L=20m Dg=125mm	L=14-8m Dg=125mm				Şekil 7.7



Şekil 7.5 Anadolu Otoyolu KM 14+880 - KM 14+940 Arası Zemin Çivisi Tasarımı, Statik Durum.



Şekil 7.6 Anadolu Otoyolu KM 14+880 - KM 14+940 Arası Zemin Çivisi Tasarımı, Depremli Durum.



Şekil 7.7 Anadolu Otoyolu KM 14+880 - KM 14+940 Arası Zemin Çivisi Tasarımı, Depremli Durum.

7.3 Uygulama Örneği 3

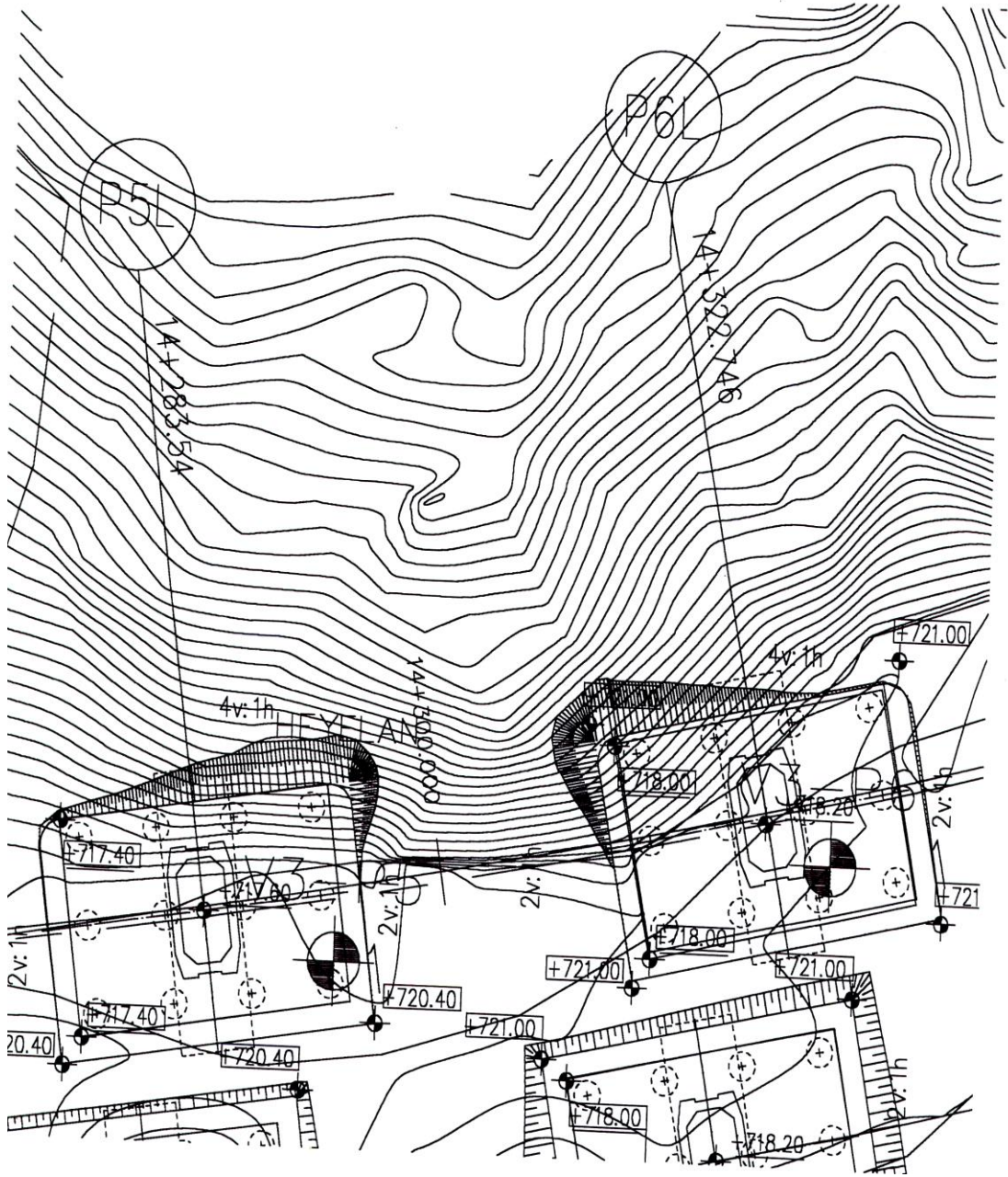
Bu çalışma kapsamında, son olarak zemin çivisi tasarımı yapılacak duvar Gümüşova-Gerede Otoyolunun Kısım 2D V4 Viyadüğü kapsamında inşa edilecek olan P6L ayağının temel kazısıdır. Söz konusu tasarımda, P5L ve P6L temel kazılarının birbirinden bağımsız iki ayrı kazı olarak projelendirilmesi benimsenmiştir (Şekil 7.8). Bu çalışmada P6L temelinin P5L'ye bakan yol eksenine dik şevlerin zemin çivisi ile tasarımı incelenecektir.

Öncelikle P6L temel kazısının zemin çivisi uygulamasına başlamak amacıyla yüzeydeki gevşek malzeme temizlenmiş ve birinci kademe zemin çivilerinin tesisi için hazırlık yapılmıştır. Bu çalışmalar sırasında yüzeydeki gevşek malzemenin öngörülenden daha kalın olması nedeniyle kazı sınırlarının genişlediği tespit edilmiştir. Buna göre; P6L temel kazısı için geçici durumdaki en büyük kazı yüksekliği $H=15.0$ m olacaktır. Kazı tamamen göl çökeli içinde yapılacaktır. Dere ıslahı sırasında ortalama dolgu kalınlığı 6.50 m civarındadır. Bu nedenle, uzun dönemde en büyük yarma yüksekliği 8.50 m dolayında olacaktır. 4/1 (D/Y) eğimle yapılacak kazıda, geçici durumda $H=15.0$ m için tasarım yapılmıştır. Çivi boyları $L = 14.0-10.0$ m, çivi çapı $\phi = 32$ mm, delgi çapı $D_g = 100$ mm, çivi eğimi $\alpha=15^\circ$, düşey ve yatay çivi aralıkları sırasıyla $s_v=1.5$ m, $s_h=1.5$ m seçilerek zemin çivisi tasarımı yapılmıştır (Şekil 7.9). Yapılan hesaplar sonucu geçici durum için statik yükleme durumunda minimum güvenlik sayısı $F_s=1.33>1.30$ bulunarak yeterlilik sağlanmıştır (Şekil 7.9). Dere düzenlemesi için $H=6.50$ m yüksekliğinde dolgu yapılacağından zemin çivili duvarın kalıcı haldeki yüksekliği $H=8.50$ m olmuştur. Bu koşullarda statik durum için yapılan analizlerde $F_s=1.98>1.50$ değeri hesaplanmıştır (Şekil 7.10). Kalıcı yapı için deprem durumunda yatay deprem katsayısı $k_h=0.27$ ($0.5A_{peak}=0.5 \times 0.54=0.27$) alınarak minimum güvenlik sayısı $F_s=1.32>1.00$ bulunmuştur (Şekil 7.11). Deprem durumunda, $k_h=0.49$ ($A_{peak}(1.45-0.54)=0.54(1.45-0.54)=0.49$) alınarak yapılan sığ kayma dairelerinin incelendiği analizde, minimum güvenlik sayısı $F_s=1.04 \geq 1.00$ hesaplanmıştır (Şekil 7.12). geçici ve kalıcı yapıların stabilite analizlerinde statik ve depremlili durumlar için aranan minimum güvenlik sayıları Tablo 7.3'de verilmiştir.

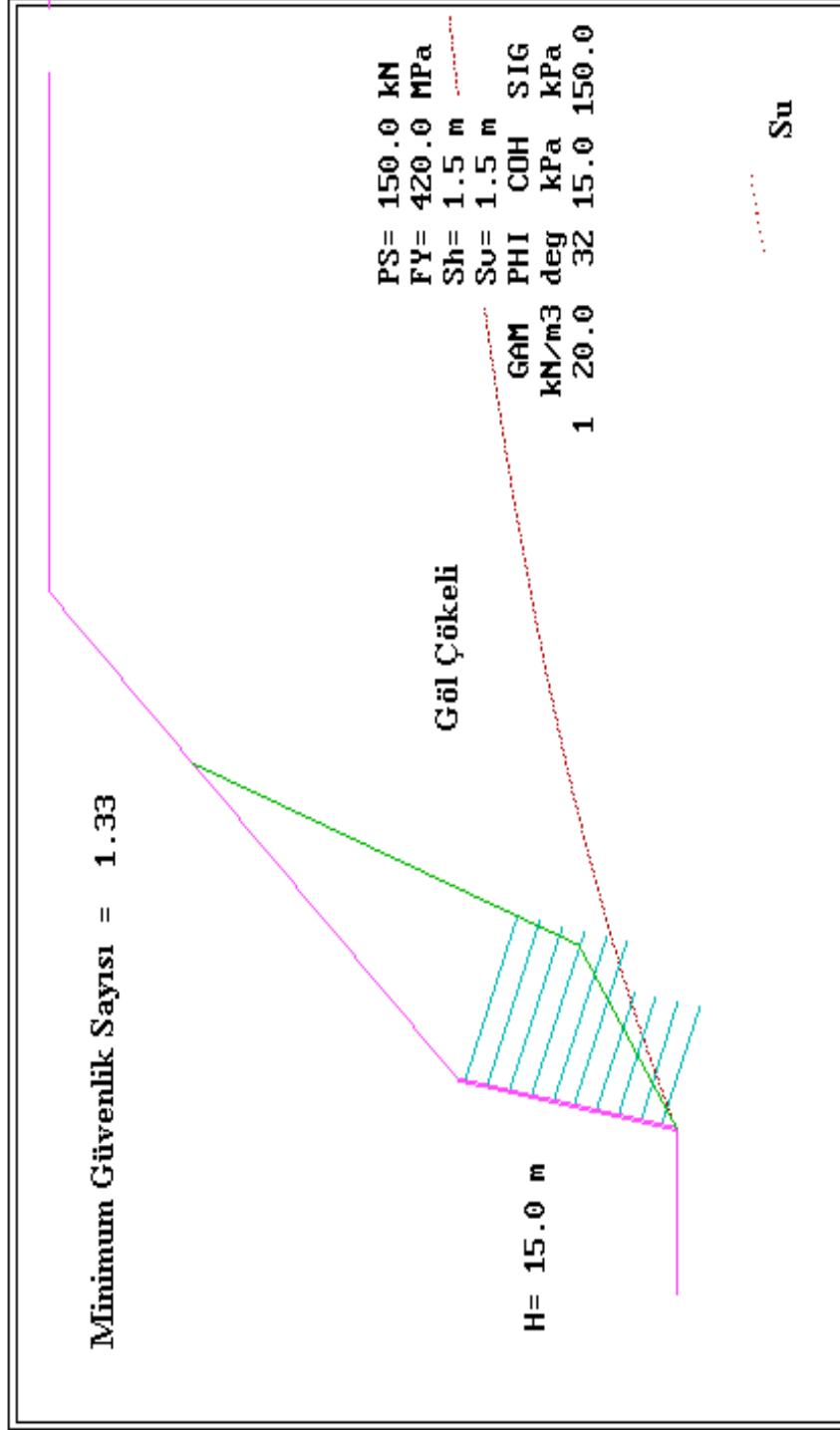
Sonuç olarak, otoyolun KM 14+880 – KM 14+940 arasında yarma kazıları 4/1 (D/Y) eğimle ve zemin çivili olarak güvenlikle inşa edilebilecektir.

Tablo 7.3 Geçici ve Kalıcı Yapılar İçin Aranılan Minimum Güvenlik Sayıları

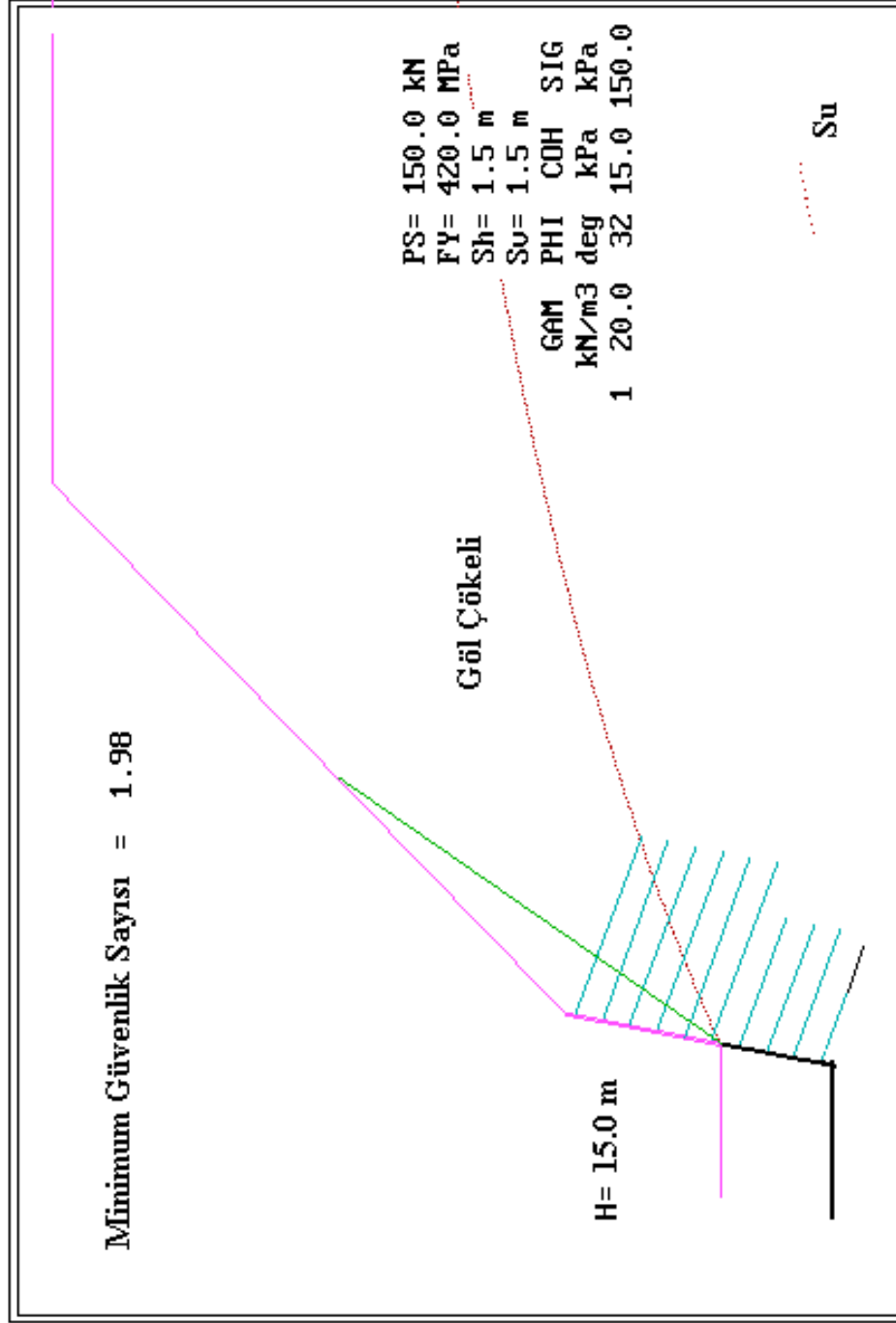
Minimum Güvenlik Sayıları	Geçici Yapı	Kalıcı Yapı	
		Statik Durum	Depremlı Durum
Sığ Kayma Yüzeyi	1.30	1.50	1.00
Derin Kayma Yüzeyi	1.30	1.30	1.00



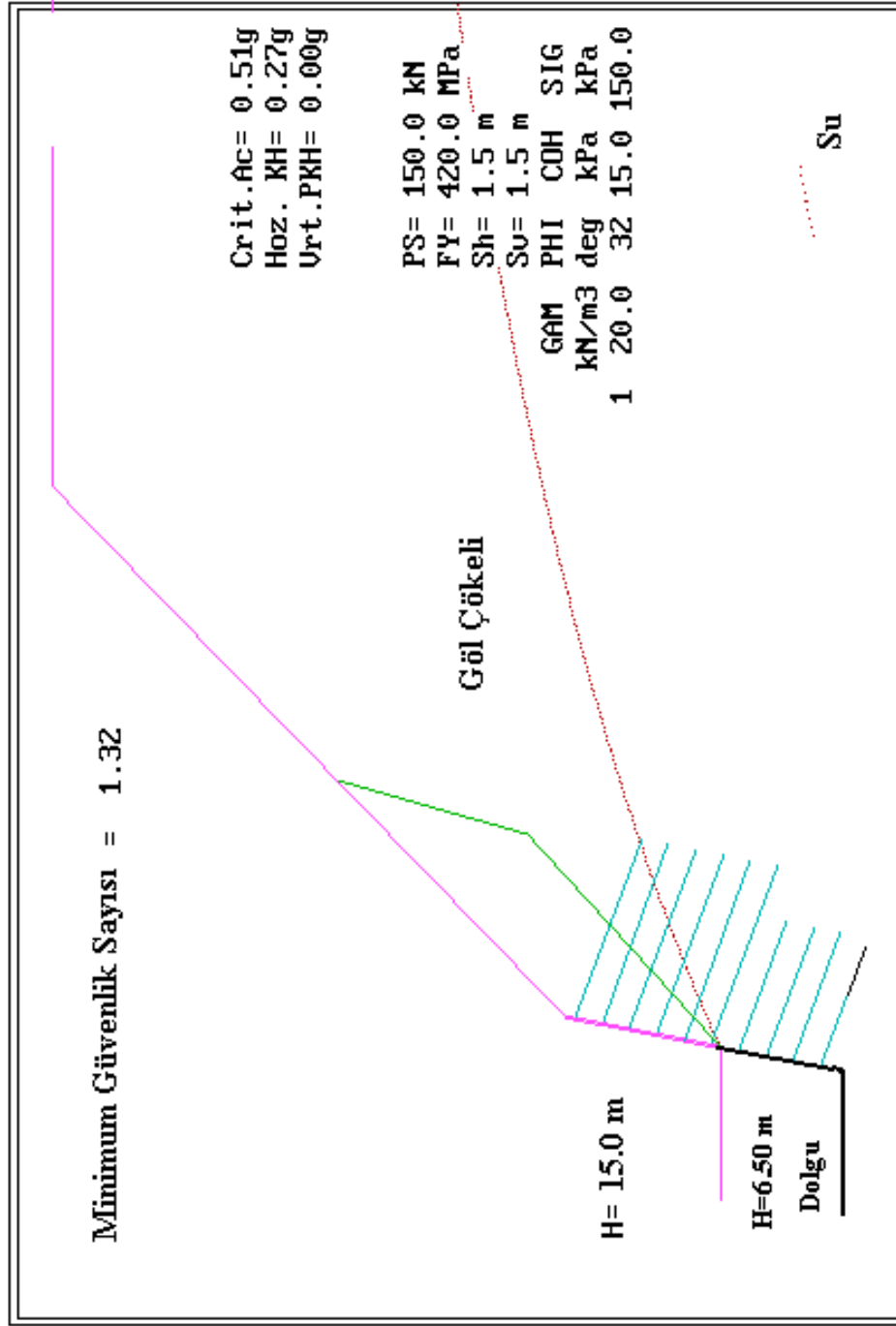
Şekil 7.8 Anadolu Otoyolu V4 Viyadüğü Kapsamındaki P5L ve P6L Temel Kazıları.



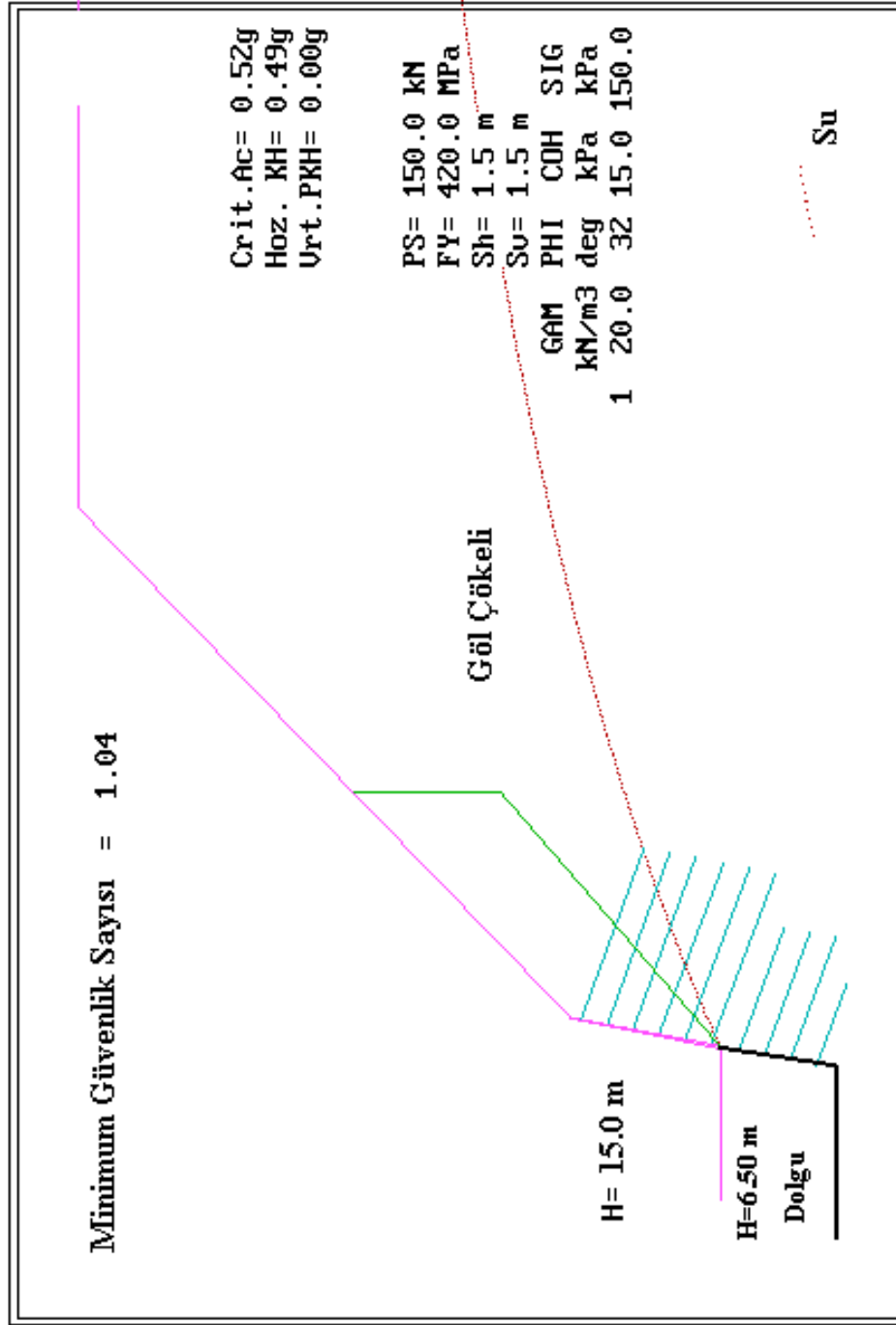
Şekil 7.9 Anadolu Otoyolu KM 14+323'deki P6L Temel Kazısı Zemin Çivili Duvar Tasarımı, Geçici Yapı



Şekil 7.10 Anadolu Otoyolu KM 14+323'deki P6L Temel Kazısı Zemin Çivili Duvar Tasarımı, Kalıcı Yapı, Statik Durum



Şekil 7.11 Anadolu Otoyolu KM 14+323'deki P6L Temel Kazısı Zemin Çivili Duvar Tasarımı, Kalıcı Yapı, Depremli Durum



Şekil 7.12 Anadolu Otoyolu KM 14+323'deki P6L Temel Kazısı Zemin Çivili Duvar Tasarımı, Kalıcı Yapı, Depremli Durum

8. SONUÇ

Zemin çivili duvarlar, derin kazıları desteklemek ve şevlerin stabilizasyonunu sağlamak amacıyla zemine yukarıdan aşağıya doğru sık aralıklarla pasif donatıların yerleştirilmesi ve kazı yüzeyinin kaplanmasıyla oluşturulmaktadır. Bu şekilde mevcut zeminin yerinde güçlendirilerek etkili şekilde kullanılması sağlanmaktadır. Zemin çivili duvarların ekonomik olarak, özel ekipmana ihtiyaç duyulmadan hızlı bir şekilde inşa edilebilmesi, zemin çivisi tekniğinin diğer tekniklere göre önemli bir alternatif haline gelmesini sağlamıştır.

Bu çalışmada, zemin çivili duvarların tasarımında göz önüne alınan unsurlar incelenmiş ve çeşitli güncel tasarım yöntemleri değerlendirilmiştir. Zemin çivili duvarların tasarımı genel olarak kayma dairesi limit denge analizleri ile yapılmaktadır. Limit denge metodunda analiz edilen kayma dairesinin güvenliği araştırılmakta ve elde edilen değerın öngörülen minimum güvenlik sayısını sağladığı taktirde sistem güvenli olarak kabul edilmektedir. Ancak tasarımda kullanılan limit denge analiz yöntemleri ile zemin çivili duvarlarda meydana gelen deplasmanların değerinin belirlenmesi mümkün olmamaktadır. Bu nedenle çivi boyları sadece stabilize analizlerinde elde edilen güvenlik sayılarının yeterliliğine göre belirlenmekte, duvarda oluşan deformasyonlar dikkate alınamamaktadır. Ancak, zemin çivili duvarlarla ilgili yayınlarda tavsiye edilen çivi dağılımları ile duvarda meydana gelen deplasmanların sınırlandırılması sağlanmaktadır. Buna, göre maksimum deplasman ve çivi yüklerinin duvarın tepesinde oluşmasından dolayı, duvarın üst yarısında çivi boylarının daha uzun ve sabit olması, aşağıya doğru kademeli olarak düşürülmesi tavsiye edilmektedir. Bu çalışmada incelenen uygulama örneklerinde de bu prensip göz önüne alınmış, tasarımdaki çivi boylarının duvar tepesinden aşağıya doğru azalacak şekilde seçilmesine dikkat edilmiştir.

Tasarımda kullanılan zemin parametrelerinin mümkün olduğunca gerçek değerlere yakın olarak seçilmesine dikkat edilmelidir. Tüm geoteknik projelerde olduğu gibi, zemin çivili duvarların tasarım aşamasında da zeminin mühendislik özellikleri ile ilgili olarak arazide yerinde yapılan bir takım geoteknik testlere bağlı kalarak birçok kabul ve varsayım yapmak zorunda kalınmaktadır. Uygulama projesinin doğru

olması, zeminin geoteknik özellikleri ile ilgili yapılan bu varsayımların arazide karşılaşılan gerçek değerlere yakın olmasına bağlıdır.

Bu çalışmada, üç uygulama örneği analizine yer verilmiş, Anadolu Otoyolu kapsamında yer alan kazıların zemin çivisi tasarımı yapılmıştır. Buna göre, birinci uygulama örneği otoyolun KM 14+840 – KM 14+880 arasında yer alıp H=12.0m yüksekliğindeki yamaç kazısının zemin çivisi ile desteklenmesini içermektedir. 4/1 (D/Y) eğimde inşa edilecek duvarda, çivi boyları üst kesimde L=12.0m, alt kesimlerde de L=7.0m, çivi çapı $\phi = 32$ mm, delgi çapı $D_g = 100$ mm, çivi eğimi $\alpha = 15^\circ$, düşey ve yatay çivi aralıkları $sv = 2.0$ m, $sh = 1.5$ m seçilerek zemin çivisi tasarımı yapılmıştır. Yapılan analiz sonucu statik ve depremli durumlar için aranan minimum güvenlik sayıları sağlanmıştır.

İkinci olarak incelenen zemin çivili duvar, Anadolu Otoyolunun KM 14+880 – KM 14+940 arasında yer alan H=21.0m derinliğindeki yamaç kazısının tasarımını kapsamaktadır. Yapılan analiz sonucu, bu kesimdeki kazının tek kademede ekonomik olarak zemin çivisiyle desteklenemeyeceği görülmüş, duvarın H=9.0m yükseklikte 3m genişliğinde palye yapılarak tasarlanmasına karar verilmiştir. 4/1 (D/Y) eğimde tasarlanan duvarda, çivi boyları yukarıdan aşağıya doğru L=20.0-14.0-8.0m, çivi çapı $\phi = 36$ mm, delgi çapı $D_g = 125$ mm, çivi eğimi $\alpha = 15^\circ$, düşey çivi aralıkları $sv = 1.5$ m, yatay çivi aralıkları ise palye üstünde $sh = 1.0$ m, palye altında $sh = 1.5$ m seçilerek duvarda statik ve depremli durumlar için aranan minimum güvenlik sayıları sağlanmıştır.

Son olarak tasarımı yapılan duvar, otoyolun KM 14+323' de yer alan V4 viyadük ayağının temel kazısının zemin çivisiyle tasarımını kapsamaktadır. H=15.0m derinliğindeki kazı, 4/1 (D/Y) eğimde, çivi boyları L=14.0-10.0m, çivi çapı $\phi = 32$ mm, delgi çapı $D_g = 100$ mm, çivi eğimi $\alpha = 15^\circ$, düşey ve yatay çivi aralıkları $sv = 1.5$ m, $sh = 1.5$ m seçilerek öncelikle geçici yapı olarak duvar tasarımı yapılmış ve statik yükleme durumu için minimum güvenlik sayısı sağlanmıştır. Ancak daha sonra dere ıslahı nedeniyle bu kesimde 6.50m kalınlığında dolgu yapılarak, duvarın stabilite tahkikleri statik ve sismik koşullar için yapılmış, yukarıda belirtilen tasarım değerleriyle uzun dönem için duvarın yeterli güvenlikle inşa edilebileceği saptanmıştır.

Bu çalışma sonunda, zemin çivili duvarlarda meydana gelebilecek deplasmanların sınırlı olması için çivi boylarının limit denge analizleri ile birlikte, önerilen çivi

prensibine göre seçilmesi gerektiği anlaşılmaktadır. Aynı zamanda, tasarımın pratik anlamda yeterli olabilmesi için zemin parametrelerinin dikkatli ve gerçeğe yakın bir şekilde seçilmesi büyük önem taşımaktadır.

KAYNAKLAR

- [1] **Bayraktar, B.**, 2001. Zemin çivili duvarlarda ölçülen deplasmanların tahmin edilen deplasmanlarla karşılaştırılması, *Yüksek Lisans Tezi*, Y.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [2] **Byrne, R.J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlang, C., ve Ueblacker, G.**, 1998. Manual for Design and Construction of Soil Nail Wall, FHWA –SA-96-069R, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [3] **Cartier, G., Gigan, J. P.**, 1983. Experiments and Obsevation on Soil Nailing Structures, Proceedings of the 7th Conference of the ECSMFE, Helsinki, Finland.
- [4] **Elias, V., Juran, I.**, 1991. Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations, FHWA-RD-89-198, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [5] **Felio, G. Y., Vucetic, M., Hudson, M., Barar, P. And Chapman, R.**, 1990. Performence of Soil Nailed Walls During the October 1989 Loma Prieta Earthquake, IN Proc of the 43rd Canadian Geotechnical Conference, Ouebec, Canada, pp. 165-173.
- [6] **French National Research Project CLOUTERRE**, 1991. Recommendations Clouterre 1991, Soil Nailing Recommendations, FHWA-SA-93-026, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
- [7] **Gassler, G., Gudehus, G.**, 1981. Soil Nailing-Some Soil Mechanical Aspects of In-situ Reinforced Earth, ICMSFE, Vol. 3, Session 12, pp. 665-670, Stockholm.
- [8] **Sağlam, A.**, 2002. Soil Nailed Retaining Walls: Design and Practice, 5th International Congress and Advances in Civil Engineering, ITU, İstanbul, September 25-27.
- [9] **Schlosser, F., Juran, I. and Jacobsen, H.M.**, 1983. Soil Reinforcement, Proceedings of the 8th European Conference on Soil Mechanics and

Foundation Engineering, Helsinki, May 1983, Vol. 2, Rotterdam, A. A. Balkema.

- [10] **Schlosser, F., C. Plumelle, P. Unterreiner ve J. Beniot**, 1992. Failure of A Full Scale Experimental Soil Nailed Wall by Reducing the Nail Length, in H. Ochiai, S. Hayashi ve Otani (Eds.), Earth Reinforcement Practice , pp.531-535, A. A. Balkema, Rotterdam.
- [11] **Shen, C., Bang, S., ve Kroetch, P.**, 1992. Analysis of Soil Nailing System, inH. Ochiai, S. Hayashi and J. Otani (Eds.), Earth Reinforcement Practice, pp. 457-462, A. A. Balkema, Rotterdam.
- [12] **Stocker, M. F., Korber,G. W., Gassler, G., ve Gudehus, G.**, 1979. Soil Nailing, IN International Conference on Soil Reinforcement I, Paris, Vol. 2, pp. 469-474.

EK – A

ZEMİN ÇİVİLİ DUVARLARA İLİŞKİN FOTOĞRAFLAR



Şekil A.1 Zemin Çivisi Tesis İçin Delgi Yapılması.



Şekil A.2 Donatının Zemine Yerleştirilmesi.



Şekil A.3 Püskürtme Betonun Uygulanması ve Kaplama Donatısının Görünüşü.



Şekil A.4 Kazı Yapımı ve Kazı Yüzeyinin Düzenlenmesi.



Şekil A.5 Anadolu Otoyolu V4 Viyadüğü P6L Temel Kazısının Yeri.



Şekil A.6 Anadolu Otoyolu V4 Viyadüğü P6L Ayağının Zemin Çivisiyle Desteklenmesi.



Şekil A.7 Zemin Çivileriyle Yol Şevi Stabilizasyonunun Sağlanması.



Şekil A.8 Kademeli Zemin Çivili Duvar İnşaatı.



Şekil A.9 Zemin Çivili Duvar Yüzeyine Geotekstil Serilmesi.

EK – B
SONDAJ LOGLARI

 ASTALDI S.p.A. bayındır Joint Venture Ministry of Public Works and Settlement General Directorate of Highways		ANATOLIAN MOTORWAY GUMUSOVA - GEREDE		ASARSUYU TUNNEL- VIADUCT4		BOREHOLE LOG BH-1						
Collar Elevation: 788,92 Coordinates E: 22059,068 N: 14976,289 Started: 15.10.2001		Bottom Elevation: 773,67 Ch : 14+900 Completed: 17.10.2001		Depth(m): 15,25 Orientation: VERTICAL Sheet: 1 : 1		Location STRETCH 2C Contractor: ASTALDI-BAYINDIR Foreman: IRFAN TEKIN Logged by: B.TURHANLAR Checked by: R.ROSSETTI						
Circulation Water Loss (m)	Core Recovery %	R.Q.D %	Elevation (m)	Depth (m)	Geological Profile	GEOLOGICAL DESCRIPTION	UNDISTURBED (SPT) SAMPLES DEPTH / BLOWS	CLASS USCS	SPT GRAPH OF BLOWS / 30cm	POCKET PENETROMETER VALUES $q_u / 2 =$ UNDRAINED COHESION c_u	INSTALLATION	G.W.L. (m)
			787,92	1,00		Brown coloured, gravelly silty SAND. (LAKE DEPOSIT)						
			786,92	2,00								
			785,92	3,00				3,00	45-50/13			
			784,92	4,00				3,28				
			783,92	4,70								
			782,92	5,00		Gray, gravelly sandy SILT (LAKE DEPOSIT)						
			781,92	6,00				6,00	48-50/8			
			780,92	7,00				6,23				
			779,92	8,00								
			778,92	9,00		Gray to brown Highly weathered, very weak, extremely fractured AMFIBOLIT- GRANODIORITIC ROCK.						
			777,92	10,00								
			776,92	11,00								
			775,92	12,00								
			774,92	13,00		Gray to brown slightly weathered, weak to strong, fractured AMFIBOLIT- GRANODIORITIC ROCK.						
			773,92	14,00								
			772,92	15,00								
			771,92	16,25								
			770,92	17,00		END OF BOREHOLE						
			769,92	18,00								
			768,92	19,00								
			767,92	20,00								

NOTE : NO WATER	TYPE and DIAMETER of the HOLE							
	Diameter (mm)	From (m)	To (m)		Diameter (mm)	From (m)	To (m)	
CORE BARREL	101	0.00	15.25		CASING	127	0.00	6.00

ASTALDI S.p.A.		ANATOLIAN MOTORWAY GÜMÜŞOVA - GEREDE		INVESTIGATION BOREHOLE		Borehole: M-220												
Ministry of Public Works and Settlement General Directorate of Highways		Collar Elevation : 818.26 m	Bottom Elevation : 771.26 m	Depth : 47.00 m	Location: STRETCH: 2													
		Coordinates : E: 622055.00 N: 515016.00	Inclination : VERTICAL (to vertical)	Direction :	Contractor: ASTALDI S.p.A. Foreman : I. TEKIN Lagged by : O. SIMSEK Checked by :													
		Started : 29.05.1991	Completed : 05.06.1991	Sheet : 1														
Water taste	Water in hole	Core Recovery %	R.Q.D. %	Elevation (m.)	Operation and Depth (m)	Geological Profile	Orientation of Discontinuities	LITHOLOGICAL DESCRIPTION	Weathering (A)	Hardness (D)	Jointing (F)	Discontinuities Features	Test and Sample	Lugeon test				
Circulation	Water loss	10	20	30	40	50							Stretch From m	Adjusted Pressure kg/cm ²	Flow l/min.	Specific loss l/min/m ² hydraulic	Lugeon	
				312.26	6.00			SLOPE DETRITUS (SAND, slightly silty, reddish brown-brown, with disintegrated rock fragments: <6cm)					2.50 UD 3.00					
				306.76	11.50			Fragments of crystalline, highly altered, <4cm, greenish brown in mainly sandy matrix (silty-gravelly), wet, plastic 7.5-9.5m: matrix predominant					5.50 UD 5.60					
				300.76	17.50			SAND, very fine gravelly, silty, medium gravelly, with some disintegrated rock fragments; limonitic brown - reddish brown, very stiff, medium plastic					9.00 UD 9.13					
								Dioritic rock, altered and disintegrated, slickensided, light brown - green-grey					11.50 UD 11.95					
													14.50 UD 14.95					
													17.50 UD 17.60					
REMARKS		DISCONTINUITIES FEATURES				TYPE AND DIAMETER OF THE HOLE												
F=Fracture C=Foliation or schistosity E=Fault		L - Contact rock to rock smooth R - Contact rock to rock rough I - Contact rock to rock irregular Z - Contact rock to rock striated A - Open Joint Ox - Gilded Joint Ag - Joint with clay M - Joint or fault mineralized J - Main discontinuity S - Drop. of the tool				CASING				HOLE								
						β (mm)		From m.		to m.								
						127		0.00		45.00								
						101		45.00		47.00								
CLASSIFIED :		DATE :		DATE :														
WEATHERING		HARDNESS		JOINTING														
A-1 Sound		D-1 Very hard (metallic sound - hardly broken by hammer)		F-1 <1 Joints/m - slightly jointed														
A-2 Slightly weathered (visible oxidation of joints)		D-2 Hard (metallic sound - easily broken by hammer)		F-2 1-5 Joints/m - jointed														
A-3 Medium weathered matrix slightly weathered		D-3 Medium hard (edges hardly broken by fingers)		F-3 6-10 Joints/m - very jointed														
A-4 Deeply weathered matrix deeply weathered		D-4 Slightly hard (hardly squeezed by fingers)		F-4 11-20 Joints/m - extremely jointed														
A-5 Totally weathered, agglutinated (Only traces of the original structure)		D-5 Soft (easily broken by fingers)		F-5 >20 Joints/m - yic														

ROYALTY: DRILL: E. C.

 ASTALDI S.p.A. Ministry of Public Works and Settlement General Directorate of Highways		ANATOLIAN MOTORWAY GÜMÜŞOVA - GEREDE		INVESTIGATION BOREHOLE		Borehole: M-220	
		Collar Elevation : Bottom Elevation : Depth : 47.00 m		Location: SIRETCH:2			
Coordinates : Inclination (to vertical) : VERTICAL		Direction :		Contractor: ASTALDI S.p.A. Foreman : I. TEKIN Logged by : O. ŞİMŞEK Checked by :			
Started : Completed : Sheet : 2							

No.	Borehole	Core Recovery %	R.Q.D. %	Elevation (m.)	Operation and Depth (m)	Geological Profile	Orientation of Discontinuities	LITHOLOGICAL DESCRIPTION	Weathering (A)	Hardness (D)	Jointing (F)	Discontinuities Features	Test and Sample	Lugeon test			
														Stretch from m to	Adjusted Pressure kg/cm ²	Flow l/min.	Specific loss l/(min/m ² kg/cm ²)
								20.8-21.5m: with slickensided fragments, <6cm	A-5	D-5	F-5						
								FAULT GOUGE and META-DIORITE, altered and crushed with quartz-fragments (<1cm), slickensided, plastic; grey (dark bluegrey - reddish brown)									
								31.5-35.0m: fragments <3-15cm	A-4-5	D-3-4	F-5						
								38.5-42.5m: with fault breccia									

REMARKS	DISCONTINUITIES FEATURES	TYPE AND DIAMETER OF THE HOLE	
		CASING	HOLE
F=Fracture C=Foliation or schistosity E=Fault	L - Contact rock to rock smooth R - Contact rock to rock rough I - Contact rock to rock irregular Z - Contact rock to rock striated A - Open Joint OZ - Olded joint Ag - Joint with clay H - Joint or fault mineralized J - Main discontinuity S - Drop of the rock		

CLASSIFIED :	DATE :	DATE :
WEATHERING ^a	HARDNESS ^b	JOINTING ^c
A-1 Sound	D-1 Very hard (metallic sound - hardly broken by hammer)	F-1 <1 joint/m. - slightly jointed
A-2 Slightly weathered (visible oxidation of joints)	D-2 Hard (death sound - easily broken by hammer)	F-2 1-5 joint/m. - jointed
A-3 Medium weathered (mass slightly weathered)	D-3 Medium hard (death sound - broken by fingers)	F-3 6-10 joint/m. - very jointed
A-4 Deeply weathered (mass deeply weathered)	D-4 Slightly hard (death sound - broken by fingers)	F-4 11-20 joint/m. - extremely jointed
A-5 Totally weathered (argillized) (Only traces of the original structure)	D-5 Soft (easily broken by fingers)	F-5 >20 joint/m. - ground

ASTALDI S.p.A. of Public Works Element General ate of Highways		ANATOLIAN MOTORWAY GÜMÜŞOVA - GEREDE		INVESTIGATION BOREHOLE		Borehole: M-220										
Collar Elevation :		Bottom Elevation :		Depth : 47.00 m		Location: STRETCH: 2										
Coordinates :		Inclination (to vertical) : VERTICAL		Direction :		Contractor: ASTALDI S.p.A. Foreman : I. TEKİN Logged by : O. SIMŞEK Checked by :										
Started :		Completed :		Sheet : 3												
Core Recovery %	R.Q.D %	Elevation (m)	Operation and Depth (m)	Geological Profile	Orientation of Discontinuity	LITHOLOGICAL DESCRIPTION	Weathering (A)	Hardness (D)	Jointing (J)	Discontinuities Features	Test and Sample	Lugeon test				
												Stretch From m. to	Adjusted Pressure kg/cm ²	Flow l/min	Specific loss l/min/m ²	
100	100	771.26	47.00													
REMARKS		DISCONTINUITIES FEATURES				TYPE AND DIAMETER OF THE HOLE										
: Fracture : Foliation or schistosity : Fault		L - Contact rock to rock smooth R - Contact rock to rock rough I - Contact rock to rock irregular Z - Contact rock to rock striated A - Open Joint Ox - Oxidized Joint Ag - Joint with clay M - Joint or fault mineralized J - Main discontinuity S - Drop of the tool				CASING		From m.		to m.						
						HOLE										
DATE :		DATE :														
WEATHERING		HARDNESS				JOINTING										
slightly weathered		D-1 Very hard (metallic sound - hardly broken by hammer)				F-1 <1 joints/m. - slightly jointed										
in oxidation of joints)		D-2 Hard (death sound - easily broken by hammer)				F-2 1-5 joints/m. - jointed										
somewhat weathered		D-3 Medium hard (edges hardly broken by fingers)				F-3 6-10 joints/m. - very jointed										
is slightly weathered		D-4 Slightly hard (hardly squeezed by fingers)				F-4 11-20 joints/m. - extremely jointed										
is deeply weathered		D-5 Soft (easily broken by fingers)				F-5 >20 joints/m.										
is weathered (scattered traces of the original structure)																

EK – C

DATA DOSYASI VE ANALİZ SONUÇLARI


```

*****
*      CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION      *
*      ENGINEERING SERVICE CENTER                  *
*      DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS        *
*      Office of Roadway Geotechnical Engineering   *
*****

```

Project Identification - Anadolu Otoyolu KM 14+840 - KM 14+880,
Statik Durum

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height      = 12.00 m
Wall Batter               = 15.0 degree
                          Angle   Length
                          (Deg)   (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 7.0    4.5
Second Slope from 1st slope. = 30.0   34.0
Third Slope from 2nd slope.  = 0.0    0.0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Boundary	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of		
Soil	Weight	Angle	Intercept	Stress	XS1	YS1	XS2
Layer	(kN/m3)	(Degree)	(kPa)	(kPa)	(m)	(m)	(m)
1	20.00	32.0	15.0	150.0	0.0	0.0	0.0
0.0							
2	22.00	38.0	30.0	700.0	0.5	2.0	37.0
9.5							

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 20.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 6
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 420.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 100.0 mm
Punching Shear = 150.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	12.0	15.0	1.00	32.0	1.00
2	12.0	15.0	2.00	32.0	1.00
3	12.0	15.0	2.00	32.0	1.00
4	7.0	15.0	2.00	32.0	1.00
5	7.0	15.0	2.00	32.0	1.00
6	7.0	15.0	2.00	32.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	3.598	4.9	0.0	2.0	76.5	12.6

Reinf. Stress at Level 1 = 78.062 MPa (Punching Shear controls)
2 = 78.929 MPa (Punching Shear controls)
3 = 79.797 MPa (Punching Shear controls)
4 = 80.664 MPa (Punching Shear controls)
5 = 81.532 MPa (Punching Shear controls)
6 = 116.724 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2	2.150	6.6	51.5	6.3	70.6	7.9

Reinf. Stress at Level 1 = 167.313 MPa (Punching Shear controls)
2 = 162.928 MPa (Punching Shear controls)
3 = 158.544 MPa (Punching Shear controls)
4 = 147.947 MPa (Punching Shear controls)
5 = 123.462 MPa (Punching Shear controls)
6 = 143.866 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
--	-----------------------------	---------------------------------------	--	---------------	--	---------------

NODE 3	2.131	8.3	51.3	6.6	61.9	8.8
Reinf. Stress at Level						
		1 = 194.596 MPa	(Punching Shear controls)			
		2 = 181.349 MPa	(Punching Shear controls)			
		3 = 168.103 MPa	(Punching Shear controls)			
		4 = 149.947 MPa	(Punching Shear controls)			
		5 = 124.969 MPa	(Punching Shear controls)			
		6 = 145.784 MPa	(Punching Shear controls)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg) LENGTH (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg) LENGTH (m)	
NODE 4	2.113	9.9	48.1	7.4	59.1	9.7
Reinf. Stress at Level						
		1 = 198.813 MPa	(Yield Stress controls.)			
		2 = 198.813 MPa	(Yield Stress controls.)			
		3 = 186.357 MPa	(Punching Shear controls)			
		4 = 161.036 MPa	(Punching Shear controls)			
		5 = 131.934 MPa	(Punching Shear controls)			
		6 = 156.185 MPa	(Punching Shear controls)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg) LENGTH (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg) LENGTH (m)	
NODE 5	2.037	11.6	42.4	11.0	64.8	8.2
Reinf. Stress at Level						
		1 = 163.599 MPa	(Pullout controls...)			
		2 = 174.294 MPa	(Pullout controls...)			
		3 = 206.230 MPa	(Yield Stress controls.)			
		4 = 186.988 MPa	(Punching Shear controls)			
		5 = 148.823 MPa	(Punching Shear controls)			
		6 = 180.627 MPa	(Punching Shear controls)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg) LENGTH (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg) LENGTH (m)	
NODE 6	2.036	13.3	43.5	9.2	55.0	11.6
Reinf. Stress at Level						
		1 = 170.230 MPa	(Pullout controls...)			
		2 = 191.977 MPa	(Pullout controls...)			
		3 = 206.308 MPa	(Yield Stress controls.)			
		4 = 182.753 MPa	(Punching Shear controls)			
		5 = 146.295 MPa	(Punching Shear controls)			
		6 = 176.676 MPa	(Punching Shear controls)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg) LENGTH (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg) LENGTH (m)	
NODE 7	1.980	15.0	41.8	10.0	53.3	12.5
Reinf. Stress at Level						
		1 = 157.519 MPa	(Pullout controls...)			
		2 = 181.852 MPa	(Pullout controls...)			

3 = 212.078 MPa (Yield Stress controls.)
 4 = 194.209 MPa (Punching Shear controls)
 5 = 154.194 MPa (Punching Shear controls)
 6 = 187.540 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8	1.932	16.6	40.4	10.9	52.0	13.5

Reinf. Stress at Level

1 = 145.035 MPa (Pullout controls...)
 2 = 171.756 MPa (Pullout controls...)
 3 = 217.436 MPa (Yield Stress controls.)
 4 = 195.001 MPa (Pullout controls...)
 5 = 171.512 MPa (Punching Shear controls)
 6 = 197.550 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9	1.946	18.3	34.2	6.6	49.4	19.7

Reinf. Stress at Level

1 = 138.814 MPa (Pullout controls...)
 2 = 168.705 MPa (Pullout controls...)
 3 = 215.788 MPa (Yield Stress controls.)
 4 = 168.152 MPa (Pullout controls...)
 5 = 215.788 MPa (Yield Stress controls.)
 6 = 215.788 MPa (Yield Stress controls.)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE10	1.940	20.0	44.5	28.0	89.9	0.0

Reinf. Stress at Level

1 = 159.868 MPa (Pullout controls...)
 2 = 196.682 MPa (Pullout controls...)
 3 = 216.442 MPa (Yield Stress controls.)
 4 = 188.146 MPa (Punching Shear controls)
 5 = 151.331 MPa (Punching Shear controls)
 6 = 182.010 MPa (Punching Shear controls)

 * For Factor of Safety = 1.0 *
 * Maximum Average Reinforcement Working Force: *
 * 4.244 kN/level *

```

*****
*      CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION      *
*      ENGINEERING SERVICE CENTER                  *
*      DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS        *
*      Office of Roadway Geotechnical Engineering   *
*****

```

Project Identification - Anadolu Otoyolu KM 14+840 - KM 14+880,
Depremli Durum

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height      = 12.00 m
Wall Batter               = 15.0 degree
                          Angle   Length
                          (Deg)   (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 7.0      4.5
Second Slope from 1st slope. = 30.0     34.0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Boundary	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of		
Soil	Weight	Angle	Intercept	Stress	XS1	YS1	XS2
Layer	(kN/m3)	(Degree)	(kPa)	(kPa)	(m)	(m)	(m)
1	20.00	32.0	15.0	150.0	0.0	0.0	0.0
0.0							
2	22.00	38.0	30.0	700.0	0.5	2.0	37.0
9.5							

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

```

Horizontal Earthquake Coefficient = 0.27 (a/g)
Vertical Earthquake Coefficient   = 0.00

```

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 20.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 6
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 420.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 100.0 mm
Punching Shear = 150.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	12.0	15.0	1.00	32.0	1.00
2	12.0	15.0	2.00	32.0	1.00
3	12.0	15.0	2.00	32.0	1.00
4	7.0	15.0	2.00	32.0	1.00
5	7.0	15.0	2.00	32.0	1.00
6	7.0	15.0	2.00	32.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	2.548	4.9	51.3	7.8	89.9	6.1

Reinf. Stress at Level 1 = 119.574 MPa (Punching Shear controls)
2 = 132.305 MPa (Punching Shear controls)
3 = 145.037 MPa (Punching Shear controls)
4 = 125.498 MPa (Punching Shear controls)
5 = 104.574 MPa (Punching Shear controls)
6 = 122.011 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2	1.810	6.6	51.5	6.3	70.6	7.9

Reinf. Stress at Level 1 = 198.738 MPa (Punching Shear controls)
2 = 193.530 MPa (Punching Shear controls)
3 = 188.322 MPa (Punching Shear controls)
4 = 175.735 MPa (Punching Shear controls)
5 = 146.652 MPa (Punching Shear controls)
6 = 170.888 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 3	1.748	8.3	43.1	5.7	65.4	9.9
Reinf. Stress at Level			1 = 240.302 MPa (Yield Stress controls.)			
			2 = 232.372 MPa (Punching Shear controls)			
			3 = 220.641 MPa (Punching Shear controls)			
			4 = 208.911 MPa (Punching Shear controls)			
			5 = 171.465 MPa (Punching Shear controls)			
			6 = 207.443 MPa (Punching Shear controls)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 4	1.678	9.9	46.3	11.5	70.3	5.9
Reinf. Stress at Level			1 = 222.450 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 240.823 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 249.826 MPa (Punching Shear controls)			
			4 = 210.208 MPa (Punching Shear controls)			
			5 = 170.590 MPa (Punching Shear controls)			
			6 = 203.605 MPa (Punching Shear controls)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 5	1.575	11.6	42.4	11.0	64.8	8.2
Reinf. Stress at Level			1 = 211.544 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 225.374 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 266.669 MPa (Yield Stress controls.)			
			4 = 241.788 MPa (Punching Shear controls)			
			5 = 192.438 MPa (Punching Shear controls)			
			6 = 233.563 MPa (Punching Shear controls)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 6	1.555	13.3	38.4	10.2	60.7	10.9
Reinf. Stress at Level			1 = 192.603 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 212.489 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 270.085 MPa (Yield Stress controls.)			
			4 = 231.674 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 242.562 MPa (Punching Shear controls)			
			6 = 255.225 MPa (Punching Shear controls)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	

NODE 7	1.489	15.0	36.7	11.2	59.2	11.7
Reinf. Stress at Level						
			1 = 170.342 MPa	(Pullout controls...)		
			2 = 193.353 MPa	(Pullout controls...)		
			3 = 282.015 MPa	(Yield Stress controls.)		
			4 = 232.637 MPa	(Pullout controls...)		
			5 = 279.234 MPa	(Punching Shear controls)		
			6 = 275.151 MPa	(Punching Shear controls)		
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8	1.426	16.6	31.3	13.6	64.8	11.7
Reinf. Stress at Level						
			1 = 94.854 MPa	(Pullout controls...)		
			2 = 127.470 MPa	(Pullout controls...)		
			3 = 294.542 MPa	(Yield Stress controls.)		
			4 = 207.615 MPa	(Pullout controls...)		
			5 = 294.542 MPa	(Yield Stress controls.)		
			6 = 294.542 MPa	(Yield Stress controls.)		
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9	1.361	18.3	32.5	17.4	68.6	10.0
Reinf. Stress at Level						
			1 = 67.727 MPa	(Pullout controls...)		
			2 = 149.363 MPa	(Pullout controls...)		
			3 = 308.657 MPa	(Yield Stress controls.)		
			4 = 226.334 MPa	(Pullout controls...)		
			5 = 308.657 MPa	(Yield Stress controls.)		
			6 = 308.657 MPa	(Yield Stress controls.)		
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE10	1.314	20.0	31.6	18.8	67.9	10.6
Reinf. Stress at Level						
			1 = 54.332 MPa	(Pullout controls...)		
			2 = 141.776 MPa	(Pullout controls...)		
			3 = 319.738 MPa	(Yield Stress controls.)		
			4 = 227.265 MPa	(Pullout controls...)		
			5 = 319.738 MPa	(Yield Stress controls.)		
			6 = 319.738 MPa	(Yield Stress controls.)		

```

*****
*                               *
*           For Factor of Safety = 1.0           *
*       Maximum Average Reinforcement Working Force: *
*           106.091      kN/level                *
*****

```



```

*****
*   CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION   *
*   ENGINEERING SERVICE CENTER                 *
*   DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS      *
*   Office of Roadway Geotechnical Engineering *
*****

```

Project Identification - Anadolu Otoyolu KM 14+840 - KM 14+880,
Depremli Durum

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height    = 12.00 m
Wall Batter             = 15.0 degree
                        Angle   Length
                        (Deg)   (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 7.0    4.5
Second Slope from 1st slope. = 30.0   34.0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Boundary	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of		
Soil	Weight	Angle	Intercept	Stress	XS1	YS1	XS2
YS2							
Layer	(kN/m3)	(Degree)	(kPa)	(kPa)	(m)	(m)	(m)
(m)							
1	20.00	32.0	15.0	150.0	0.0	0.0	0.0
0.0							
2	22.00	38.0	30.0	700.0	0.5	2.0	37.0
9.5							

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

```

Horizontal Earthquake Coefficient = 0.49 (a/g)
Vertical Earthquake Coefficient   = 0.00

```

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 20.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 6
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 420.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 100.0 mm
Punching Shear = 150.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	12.0	15.0	1.00	32.0	1.00
2	12.0	15.0	2.00	32.0	1.00
3	12.0	15.0	2.00	32.0	1.00
4	7.0	15.0	2.00	32.0	1.00
5	7.0	15.0	2.00	32.0	1.00
6	7.0	15.0	2.00	32.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
Toe	1.955	4.9	51.3	7.8	89.9	6.1
Reinf. Stress at Level	1 = 155.830 MPa (Punching Shear controls) 2 = 172.422 MPa (Punching Shear controls) 3 = 189.014 MPa (Punching Shear controls) 4 = 163.551 MPa (Punching Shear controls) 5 = 136.282 MPa (Punching Shear controls) 6 = 159.006 MPa (Punching Shear controls)					

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 2	1.767	6.6	62.1	14.0	89.9	0.0
Reinf. Stress at Level	1 = 192.035 MPa (Punching Shear controls) 2 = 176.309 MPa (Punching Shear controls) 3 = 160.582 MPa (Punching Shear controls) 4 = 144.856 MPa (Punching Shear controls) 5 = 129.130 MPa (Punching Shear controls) 6 = 142.235 MPa (Punching Shear controls)					

	MINIMUM SAFETY	DISTANCE BEHIND	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
--	-------------------	--------------------	------------------------	--	------------------------	--

	FACTOR	WALL TOE (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 3	1.535	8.3	51.3	6.6	61.9	8.8
Reinf. Stress at Level						
		1 = 270.176 MPa	(Punching Shear controls)			
		2 = 251.785 MPa	(Punching Shear controls)			
		3 = 233.394 MPa	(Punching Shear controls)			
		4 = 208.186 MPa	(Punching Shear controls)			
		5 = 173.507 MPa	(Punching Shear controls)			
		6 = 202.406 MPa	(Punching Shear controls)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 4	1.464	9.9	34.9	9.7	76.6	8.5
Reinf. Stress at Level						
		1 = 234.856 MPa	(Pullout controls...)			
		2 = 232.605 MPa	(Pullout controls...)			
		3 = 286.843 MPa	(Yield Stress controls.)			
		4 = 225.482 MPa	(Pullout controls...)			
		5 = 286.843 MPa	(Yield Stress controls.)			
		6 = 286.843 MPa	(Yield Stress controls.)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 5	1.323	11.6	43.7	12.9	68.6	6.4
Reinf. Stress at Level						
		1 = 234.128 MPa	(Pullout controls...)			
		2 = 281.047 MPa	(Pullout controls...)			
		3 = 317.472 MPa	(Yield Stress controls.)			
		4 = 280.101 MPa	(Punching Shear controls)			
		5 = 224.449 MPa	(Punching Shear controls)			
		6 = 270.826 MPa	(Punching Shear controls)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 6	1.268	13.3	34.2	11.2	67.2	10.3
Reinf. Stress at Level						
		1 = 196.661 MPa	(Pullout controls...)			
		2 = 209.814 MPa	(Pullout controls...)			
		3 = 331.332 MPa	(Yield Stress controls.)			
		4 = 255.299 MPa	(Pullout controls...)			
		5 = 331.332 MPa	(Yield Stress controls.)			
		6 = 331.332 MPa	(Yield Stress controls.)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	

NODE 7	1.187	15.0	32.6	12.4	65.9	11.0
Reinf. Stress at Level						
		1 = 161.187 MPa	(Pullout controls...)			
		2 = 177.501 MPa	(Pullout controls...)			
		3 = 353.935 MPa	(Yield Stress controls.)			
		4 = 260.239 MPa	(Pullout controls...)			
		5 = 353.935 MPa	(Yield Stress controls.)			
		6 = 353.935 MPa	(Yield Stress controls.)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8	1.142	16.6	31.3	13.6	64.8	11.7
Reinf. Stress at Level						
		1 = 118.475 MPa	(Pullout controls...)			
		2 = 159.212 MPa	(Pullout controls...)			
		3 = 367.890 MPa	(Yield Stress controls.)			
		4 = 259.316 MPa	(Pullout controls...)			
		5 = 367.890 MPa	(Yield Stress controls.)			
		6 = 367.890 MPa	(Yield Stress controls.)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9	1.075	18.3	29.5	19.0	78.9	9.5
Reinf. Stress at Level						
		1 = 23.375 MPa	(Pullout controls...)			
		2 = 138.042 MPa	(Pullout controls...)			
		3 = 390.683 MPa	(Yield Stress controls.)			
		4 = 258.141 MPa	(Pullout controls...)			
		5 = 390.683 MPa	(Yield Stress controls.)			
		6 = 390.683 MPa	(Yield Stress controls.)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE10	1.013	20.0	30.5	23.2	89.9	7.9
Reinf. Stress at Level						
		1 = 47.519 MPa	(Pullout controls...)			
		2 = 165.055 MPa	(Pullout controls...)			
		3 = 414.530 MPa	(Yield Stress controls.)			
		4 = 284.223 MPa	(Pullout controls...)			
		5 = 414.530 MPa	(Yield Stress controls.)			
		6 = 414.530 MPa	(Yield Stress controls.)			

```

*****
*                               *
*           For Factor of Safety = 1.0           *
*           Maximum Average Reinforcement Working Force: *
*           232.367 kN/level *
*****

```

```

*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
*****

```

Project Identification - Anadolu Otoyolu KM 14+880- KM 14+940,
Statik Durum

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height      = 12.00 m
Wall Batter               = 15.0 degree
                          Angle   Length
                          (Deg)  (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 0.0    3.0
Second Slope from 1st slope. = 75.0   9.3
Third Slope from 2nd slope.  = 33.0  36.5
Fourth Slope from 3rd slope. = 10.0  14.2

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Boundary	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of		
Soil	Weight	Angle	Intercept	Stress	XS1	YS1	XS2
Layer	(kN/m3)	(Degree)	(kPa)	(kPa)	(m)	(m)	(m)
1	18.00	30.0	5.0	150.0	0.0	0.0	0.0
0.0							
2	20.00	32.0	15.0	150.0	3.0	12.0	30.0
15.5							
3	22.00	38.0	30.0	700.0	1.5	6.0	52.5
28.0							

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 42.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 14
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 420.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 125.0 mm
Punching Shear = 150.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	23.0	15.0	-9.00	44.0	1.50
2	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
3	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
4	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
5	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
6	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
7	14.0	15.0	2.50	36.0	1.00
8	14.0	15.0	1.50	36.0	1.00
9	14.0	15.0	1.50	36.0	1.00
10	14.0	15.0	1.50	36.0	1.00
11	14.0	15.0	1.50	36.0	1.00
12	8.0	15.0	1.50	36.0	1.00
13	8.0	15.0	1.50	36.0	1.00
14	8.0	15.0	1.50	36.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	3.490	7.1	42.7	6.8	78.7	10.9

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	77.679 MPa (Punching Shear controls)
6 =	79.372 MPa (Punching Shear controls)
7 =	95.930 MPa (Punching Shear controls)
8 =	97.616 MPa (Punching Shear controls)
9 =	120.351 MPa (Yield Stress controls.)
10 =	120.351 MPa (Yield Stress controls.)
11 =	120.351 MPa (Yield Stress controls.)
12 =	120.351 MPa (Yield Stress controls.)
13 =	120.351 MPa (Yield Stress controls.)
14 =	67.541 MPa (Punching Shear controls)

MINIMUM SAFETY	DISTANCE BEHIND	LOWER FAILURE PLANE	UPPER FAILURE PLANE
-------------------	--------------------	------------------------	------------------------

	FACTOR	WALL TOE (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2	2.634	11.0	41.3	10.2	78.2	16.1
Reinf. Stress at Level						
			1 = 146.260 MPa	(Punching Shear controls)		
			2 = 148.175 MPa	(Punching Shear controls)		
			3 = 150.091 MPa	(Punching Shear controls)		
			4 = 152.006 MPa	(Punching Shear controls)		
			5 = 153.922 MPa	(Punching Shear controls)		
			6 = 155.837 MPa	(Punching Shear controls)		
			7 = 159.469 MPa	(Yield Stress controls.)		
			8 = 159.469 MPa	(Yield Stress controls.)		
			9 = 159.469 MPa	(Yield Stress controls.)		
			10 = 159.469 MPa	(Yield Stress controls.)		
			11 = 159.469 MPa	(Yield Stress controls.)		
			12 = 159.469 MPa	(Yield Stress controls.)		
			13 = 159.469 MPa	(Yield Stress controls.)		
			14 = 91.320 MPa	(Punching Shear controls)		
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 3	2.371	14.9	40.1	11.7	71.3	18.5
Reinf. Stress at Level						
			1 = 177.147 MPa	(Yield Stress controls.)		
			2 = 177.147 MPa	(Yield Stress controls.)		
			3 = 177.147 MPa	(Yield Stress controls.)		
			4 = 177.147 MPa	(Yield Stress controls.)		
			5 = 177.147 MPa	(Yield Stress controls.)		
			6 = 177.147 MPa	(Yield Stress controls.)		
			7 = 177.147 MPa	(Yield Stress controls.)		
			8 = 177.147 MPa	(Yield Stress controls.)		
			9 = 177.147 MPa	(Yield Stress controls.)		
			10 = 177.147 MPa	(Yield Stress controls.)		
			11 = 177.147 MPa	(Yield Stress controls.)		
			12 = 177.147 MPa	(Yield Stress controls.)		
			13 = 177.147 MPa	(Yield Stress controls.)		
			14 = 103.256 MPa	(Punching Shear controls)		
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4	2.249	18.7	44.4	15.7	65.6	18.1
Reinf. Stress at Level						
			1 = 186.740 MPa	(Yield Stress controls.)		
			2 = 186.740 MPa	(Yield Stress controls.)		
			3 = 186.740 MPa	(Yield Stress controls.)		
			4 = 186.740 MPa	(Yield Stress controls.)		
			5 = 186.740 MPa	(Yield Stress controls.)		
			6 = 186.740 MPa	(Yield Stress controls.)		
			7 = 186.740 MPa	(Yield Stress controls.)		
			8 = 186.740 MPa	(Yield Stress controls.)		
			9 = 186.740 MPa	(Yield Stress controls.)		
			10 = 186.740 MPa	(Yield Stress controls.)		
			11 = 186.740 MPa	(Yield Stress controls.)		
			12 = 186.740 MPa	(Yield Stress controls.)		

13 = 186.740 MPa (Yield Stress controls.)
14 = 102.223 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 5	2.110	22.6	33.6	10.9	60.6	27.6
Reinf. Stress at Level			1 = 199.068 MPa (Yield Stress controls.) 2 = 199.068 MPa (Yield Stress controls.) 3 = 199.068 MPa (Yield Stress controls.) 4 = 199.068 MPa (Yield Stress controls.) 5 = 199.068 MPa (Yield Stress controls.) 6 = 199.068 MPa (Yield Stress controls.) 7 = 199.068 MPa (Yield Stress controls.) 8 = 199.068 MPa (Yield Stress controls.) 9 = 199.068 MPa (Yield Stress controls.) 10 = 199.068 MPa (Yield Stress controls.) 11 = 199.068 MPa (Yield Stress controls.) 12 = 199.068 MPa (Yield Stress controls.) 13 = 199.068 MPa (Yield Stress controls.) 14 = 128.214 MPa (Punching Shear controls)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 6	2.027	26.5	36.4	16.5	59.9	26.4
Reinf. Stress at Level			1 = 207.241 MPa (Yield Stress controls.) 2 = 207.241 MPa (Yield Stress controls.) 3 = 207.241 MPa (Yield Stress controls.) 4 = 207.241 MPa (Yield Stress controls.) 5 = 207.241 MPa (Yield Stress controls.) 6 = 207.241 MPa (Yield Stress controls.) 7 = 207.241 MPa (Yield Stress controls.) 8 = 207.241 MPa (Yield Stress controls.) 9 = 207.241 MPa (Yield Stress controls.) 10 = 207.241 MPa (Yield Stress controls.) 11 = 207.241 MPa (Yield Stress controls.) 12 = 207.241 MPa (Yield Stress controls.) 13 = 207.241 MPa (Yield Stress controls.) 14 = 127.712 MPa (Punching Shear controls)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 7	1.921	30.4	40.9	16.1	53.4	30.6
Reinf. Stress at Level			1 = 218.624 MPa (Yield Stress controls.) 2 = 218.624 MPa (Yield Stress controls.) 3 = 218.624 MPa (Yield Stress controls.) 4 = 218.624 MPa (Yield Stress controls.) 5 = 218.624 MPa (Yield Stress controls.) 6 = 218.624 MPa (Yield Stress controls.)			

7 = 218.624 MPa (Yield Stress controls.)
 8 = 218.624 MPa (Yield Stress controls.)
 9 = 218.624 MPa (Yield Stress controls.)
 10 = 218.624 MPa (Yield Stress controls.)
 11 = 218.624 MPa (Yield Stress controls.)
 12 = 218.624 MPa (Yield Stress controls.)
 13 = 218.624 MPa (Yield Stress controls.)
 14 = 125.923 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 8	1.910	34.2	36.2	12.7	51.5	38.5

Reinf. Stress at Level

1 = 219.894 MPa (Yield Stress controls.)
 2 = 219.894 MPa (Yield Stress controls.)
 3 = 219.894 MPa (Yield Stress controls.)
 4 = 219.894 MPa (Yield Stress controls.)
 5 = 219.894 MPa (Yield Stress controls.)
 6 = 219.894 MPa (Yield Stress controls.)
 7 = 219.894 MPa (Yield Stress controls.)
 8 = 219.894 MPa (Yield Stress controls.)
 9 = 219.894 MPa (Yield Stress controls.)
 10 = 219.894 MPa (Yield Stress controls.)
 11 = 219.894 MPa (Yield Stress controls.)
 12 = 219.894 MPa (Yield Stress controls.)
 13 = 219.894 MPa (Yield Stress controls.)
 14 = 135.954 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 9	1.846	38.1	35.1	14.0	50.3	41.8

Reinf. Stress at Level

1 = 227.527 MPa (Yield Stress controls.)
 2 = 227.527 MPa (Yield Stress controls.)
 3 = 227.527 MPa (Yield Stress controls.)
 4 = 227.527 MPa (Yield Stress controls.)
 5 = 227.527 MPa (Yield Stress controls.)
 6 = 227.527 MPa (Yield Stress controls.)
 7 = 227.527 MPa (Yield Stress controls.)
 8 = 227.527 MPa (Yield Stress controls.)
 9 = 227.527 MPa (Yield Stress controls.)
 10 = 227.527 MPa (Yield Stress controls.)
 11 = 227.527 MPa (Yield Stress controls.)
 12 = 227.527 MPa (Yield Stress controls.)
 13 = 227.527 MPa (Yield Stress controls.)
 14 = 143.222 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE10	1.775	42.0	33.3	15.1	48.4	44.3

```

Reinf. Stress at Level  1 = 236.643 MPa (Yield Stress controls.)
                        2 = 236.643 MPa (Yield Stress controls.)
                        3 = 236.643 MPa (Yield Stress controls.)
                        4 = 236.643 MPa (Yield Stress controls.)
                        5 = 236.643 MPa (Yield Stress controls.)
                        6 = 236.643 MPa (Yield Stress controls.)
                        7 = 236.643 MPa (Yield Stress controls.)
                        8 = 236.643 MPa (Yield Stress controls.)
                        9 = 236.643 MPa (Yield Stress controls.)
                       10 = 236.643 MPa (Yield Stress controls.)
                       11 = 236.643 MPa (Yield Stress controls.)
                       12 = 236.643 MPa (Yield Stress controls.)
                       13 = 236.643 MPa (Yield Stress controls.)
                       14 = 153.255 MPa (Punching Shear controls)

```

```

*****
*                               For Factor of Safety = 1.0                               *
*                               Maximum Average Reinforcement Working Force:              *
*                               61.101 kN/level                                         *
*****

```

```

*****
*   CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION   *
*   ENGINEERING SERVICE CENTER                 *
*   DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS      *
*   Office of Roadway Geotechnical Engineering *
*   Date: 04-24-2003           Time: 09:17:48  *
*****

```

Project Identification - Anadolu Otoyolu KM 14+880 - KM 14+940,
Depremli Durum

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height      = 12.00 m
Wall Batter               = 15.0 degree
                          Angle   Length
                          (Deg)  (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 0.0    3.0
Second Slope from 1st slope. = 75.0   9.3
Third Slope from 2nd slope.  = 33.0  36.5
Fourth Slope from 3rd slope. = 10.0  14.2

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Boundary	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of		
Soil	Weight	Angle	Intercept	Stress	XS1	YS1	XS2
Layer	(kN/m3)	(Degree)	(kPa)	(kPa)	(m)	(m)	(m)
1	18.00	30.0	5.0	150.0	0.0	0.0	0.0
0.0							
2	20.00	32.0	15.0	150.0	3.0	12.0	30.0
15.5							
3	22.00	38.0	30.0	700.0	1.5	6.0	52.5
28.0							

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

```

Horizontal Earthquake Coefficient = 0.27 (a/g)
Vertical Earthquake Coefficient   = 0.00

```

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 42.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 14
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 420.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 125.0 mm
Punching Shear = 150.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	23.0	15.0	-9.00	44.0	1.50
2	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
3	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
4	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
5	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
6	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
7	14.0	15.0	2.50	36.0	1.00
8	14.0	15.0	1.50	36.0	1.00
9	14.0	15.0	1.50	36.0	1.00
10	14.0	15.0	1.50	36.0	1.00
11	14.0	15.0	1.50	36.0	1.00
12	8.0	15.0	1.50	36.0	1.00
13	8.0	15.0	1.50	36.0	1.00
14	8.0	15.0	1.50	36.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	3.013	7.1	23.3	3.9	75.5	14.2

Reinf. Stress at Level

1	=	0.000 MPa
2	=	0.000 MPa
3	=	0.000 MPa
4	=	0.000 MPa
5	=	88.821 MPa (Punching Shear controls)
6	=	89.101 MPa (Punching Shear controls)
7	=	105.503 MPa (Punching Shear controls)
8	=	105.782 MPa (Punching Shear controls)
9	=	136.044 MPa (Punching Shear controls)
10	=	139.400 MPa (Yield Stress controls.)

11 = 139.400 MPa (Yield Stress controls.)
 12 = 139.400 MPa (Yield Stress controls.)
 13 = 139.400 MPa (Yield Stress controls.)
 14 = 107.651 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 2	2.217	11.0	30.4	8.9	79.6	18.3
Reinf. Stress at Level			1 = 175.608 MPa (Punching Shear controls) 2 = 178.911 MPa (Punching Shear controls) 3 = 182.215 MPa (Punching Shear controls) 4 = 185.519 MPa (Punching Shear controls) 5 = 188.822 MPa (Punching Shear controls) 6 = 189.417 MPa (Yield Stress controls.) 7 = 189.417 MPa (Yield Stress controls.) 8 = 189.417 MPa (Yield Stress controls.) 9 = 189.417 MPa (Yield Stress controls.) 10 = 189.417 MPa (Yield Stress controls.) 11 = 189.417 MPa (Yield Stress controls.) 12 = 189.417 MPa (Yield Stress controls.) 13 = 189.417 MPa (Yield Stress controls.) 14 = 128.682 MPa (Punching Shear controls)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 3	1.952	14.9	35.8	12.8	75.7	18.1
Reinf. Stress at Level			1 = 215.211 MPa (Yield Stress controls.) 2 = 215.211 MPa (Yield Stress controls.) 3 = 215.211 MPa (Yield Stress controls.) 4 = 215.211 MPa (Yield Stress controls.) 5 = 215.211 MPa (Yield Stress controls.) 6 = 215.211 MPa (Yield Stress controls.) 7 = 215.211 MPa (Yield Stress controls.) 8 = 215.211 MPa (Yield Stress controls.) 9 = 215.211 MPa (Yield Stress controls.) 10 = 215.211 MPa (Yield Stress controls.) 11 = 215.211 MPa (Yield Stress controls.) 12 = 215.211 MPa (Yield Stress controls.) 13 = 215.211 MPa (Yield Stress controls.) 14 = 133.847 MPa (Punching Shear controls)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 4	1.746	18.7	26.1	12.5	71.2	23.3
Reinf. Stress at Level			1 = 240.569 MPa (Yield Stress controls.) 2 = 240.569 MPa (Yield Stress controls.) 3 = 240.569 MPa (Yield Stress controls.) 4 = 240.569 MPa (Yield Stress controls.)			

5 = 240.569 MPa (Yield Stress controls.)
 6 = 240.569 MPa (Yield Stress controls.)
 7 = 240.569 MPa (Yield Stress controls.)
 8 = 240.569 MPa (Yield Stress controls.)
 9 = 240.569 MPa (Yield Stress controls.)
 10 = 240.569 MPa (Yield Stress controls.)
 11 = 240.569 MPa (Yield Stress controls.)
 12 = 240.569 MPa (Yield Stress controls.)
 13 = 240.569 MPa (Yield Stress controls.)
 14 = 176.138 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 5	1.659	22.6	33.6	16.3	66.7	22.9

Reinf. Stress at Level 1 = 253.136 MPa (Yield Stress controls.)
 2 = 253.136 MPa (Yield Stress controls.)
 3 = 253.136 MPa (Yield Stress controls.)
 4 = 253.136 MPa (Yield Stress controls.)
 5 = 253.136 MPa (Yield Stress controls.)
 6 = 253.136 MPa (Yield Stress controls.)
 7 = 253.137 MPa (Yield Stress controls.)
 8 = 253.137 MPa (Yield Stress controls.)
 9 = 253.137 MPa (Yield Stress controls.)
 10 = 253.137 MPa (Yield Stress controls.)
 11 = 253.137 MPa (Yield Stress controls.)
 12 = 253.137 MPa (Yield Stress controls.)
 13 = 253.137 MPa (Yield Stress controls.)
 14 = 163.038 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 6	1.555	26.5	31.6	18.7	65.1	25.1

Reinf. Stress at Level 1 = 270.147 MPa (Yield Stress controls.)
 2 = 270.147 MPa (Yield Stress controls.)
 3 = 270.147 MPa (Yield Stress controls.)
 4 = 270.147 MPa (Yield Stress controls.)
 5 = 270.147 MPa (Yield Stress controls.)
 6 = 270.147 MPa (Yield Stress controls.)
 7 = 270.147 MPa (Yield Stress controls.)
 8 = 270.147 MPa (Yield Stress controls.)
 9 = 270.147 MPa (Yield Stress controls.)
 10 = 270.147 MPa (Yield Stress controls.)
 11 = 270.147 MPa (Yield Stress controls.)
 12 = 270.147 MPa (Yield Stress controls.)
 13 = 270.147 MPa (Yield Stress controls.)
 14 = 179.822 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
--	-----------------------------	---------------------------------------	---	--	---	--

NODE 7	1.497	30.4	24.8	16.7	61.6	31.9
Reinf. Stress at Level						
	1 =	280.482 MPa	(Yield Stress controls.)			
	2 =	280.482 MPa	(Yield Stress controls.)			
	3 =	280.482 MPa	(Yield Stress controls.)			
	4 =	280.482 MPa	(Yield Stress controls.)			
	5 =	280.482 MPa	(Yield Stress controls.)			
	6 =	280.482 MPa	(Yield Stress controls.)			
	7 =	178.683 MPa	(Pullout controls...)			
	8 =	280.482 MPa	(Yield Stress controls.)			
	9 =	280.482 MPa	(Yield Stress controls.)			
	10 =	280.482 MPa	(Yield Stress controls.)			
	11 =	280.482 MPa	(Yield Stress controls.)			
	12 =	280.482 MPa	(Yield Stress controls.)			
	13 =	280.482 MPa	(Yield Stress controls.)			
	14 =	210.392 MPa	(Punching Shear controls)			
	MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE	
	SAFETY	BEHIND	PLANE		PLANE	
	FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH
		(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)
NODE 8	1.433	34.2	23.7	18.7	60.4	34.6
Reinf. Stress at Level						
	1 =	293.183 MPa	(Yield Stress controls.)			
	2 =	293.183 MPa	(Yield Stress controls.)			
	3 =	293.183 MPa	(Yield Stress controls.)			
	4 =	293.183 MPa	(Yield Stress controls.)			
	5 =	293.183 MPa	(Yield Stress controls.)			
	6 =	293.183 MPa	(Yield Stress controls.)			
	7 =	0.000 MPa				
	8 =	293.183 MPa	(Yield Stress controls.)			
	9 =	293.183 MPa	(Yield Stress controls.)			
	10 =	293.183 MPa	(Yield Stress controls.)			
	11 =	293.183 MPa	(Yield Stress controls.)			
	12 =	293.183 MPa	(Yield Stress controls.)			
	13 =	293.183 MPa	(Yield Stress controls.)			
	14 =	224.566 MPa	(Punching Shear controls)			
	MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE	
	SAFETY	BEHIND	PLANE		PLANE	
	FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH
		(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)
NODE 9	1.362	38.1	16.7	27.9	70.4	34.1
Reinf. Stress at Level						
	1 =	0.000 MPa				
	2 =	0.000 MPa				
	3 =	0.000 MPa				
	4 =	0.000 MPa				
	5 =	0.000 MPa				
	6 =	81.434 MPa	(Pullout controls...)			
	7 =	0.000 MPa				
	8 =	0.000 MPa				
	9 =	121.503 MPa	(Pullout controls...)			
	10 =	308.400 MPa	(Yield Stress controls.)			
	11 =	308.400 MPa	(Yield Stress controls.)			
	12 =	308.400 MPa	(Yield Stress controls.)			
	13 =	308.400 MPa	(Yield Stress controls.)			

14 = 274.124 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE10	1.298	42.0	18.2	26.5	63.1	37.1
Reinf. Stress at Level						
			1 =	0.000 MPa		
			2 =	0.000 MPa		
			3 =	0.000 MPa		
			4 =	53.486 MPa (Pullout controls...)		
			5 =	121.982 MPa (Pullout controls...)		
			6 =	323.506 MPa (Yield Stress controls.)		
			7 =	0.000 MPa		
			8 =	0.000 MPa		
			9 =	276.305 MPa (Pullout controls...)		
			10 =	323.506 MPa (Yield Stress controls.)		
			11 =	323.506 MPa (Yield Stress controls.)		
			12 =	323.506 MPa (Yield Stress controls.)		
			13 =	323.506 MPa (Yield Stress controls.)		
			14 =	278.247 MPa (Punching Shear controls)		

```

*****
*                               For Factor of Safety = 1.0                               *
*                               Maximum Average Reinforcement Working Force:             *
*                               208.725 kN/level                                         *
*****

```



```

*****
*   CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION   *
*   ENGINEERING SERVICE CENTER                 *
*   DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS      *
*   Office of Roadway Geotechnical Engineering *
*****

```

Project Identification - Anadolu Otoyolu KM 14+880 - KM 14+940,
Depremli Durum

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height      = 12.00 m
Wall Batter               = 15.0 degree
                          Angle   Length
                          (Deg)   (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 0.0    3.0
Second Slope from 1st slope. = 75.0   9.3
Third Slope from 2nd slope.  = 33.0  36.5
Fourth Slope from 3rd slope. = 10.0  14.2

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Boundary	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of		
Soil	Weight	Angle	Intercept	Stress	XS1	YS1	XS2
Layer	(kN/m3)	(Degree)	(kPa)	(kPa)	(m)	(m)	(m)
1	18.00	30.0	5.0	150.0	0.0	0.0	0.0
0.0							
2	20.00	32.0	15.0	150.0	3.0	12.0	30.0
15.5							
3	22.00	38.0	30.0	700.0	1.5	6.0	52.5
28.0							

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

```

Horizontal Earthquake Coefficient = 0.49 (a/g)
Vertical Earthquake Coefficient   = 0.00

```

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 42.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 14
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 420.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 125.0 mm
Punching Shear = 150.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	23.0	15.0	-9.00	44.0	1.50
2	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
3	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
4	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
5	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
6	23.0	15.0	1.50	44.0	1.50
7	14.0	15.0	2.50	36.0	1.00
8	14.0	15.0	1.50	36.0	1.00
9	14.0	15.0	1.50	36.0	1.00
10	14.0	15.0	1.50	36.0	1.00
11	14.0	15.0	1.50	36.0	1.00
12	8.0	15.0	1.50	36.0	1.00
13	8.0	15.0	1.50	36.0	1.00
14	8.0	15.0	1.50	36.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	4.091	7.1	25.6	7.1	86.7	12.2

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	68.394 MPa (Punching Shear controls)
6 =	72.953 MPa (Punching Shear controls)
7 =	92.225 MPa (Punching Shear controls)
8 =	96.766 MPa (Punching Shear controls)
9 =	102.657 MPa (Yield Stress controls.)
10 =	102.657 MPa (Yield Stress controls.)
11 =	102.657 MPa (Yield Stress controls.)
12 =	102.657 MPa (Yield Stress controls.)

13 = 102.657 MPa (Yield Stress controls.)
14 = 75.916 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 2	2.058	11.0	16.3	8.0	80.8	20.5
Reinf. Stress at Level			1 = 190.803 MPa (Punching Shear controls) 2 = 195.234 MPa (Punching Shear controls) 3 = 199.666 MPa (Punching Shear controls) 4 = 204.086 MPa (Yield Stress controls.) 5 = 204.086 MPa (Yield Stress controls.) 6 = 204.086 MPa (Yield Stress controls.) 7 = 204.086 MPa (Yield Stress controls.) 8 = 204.086 MPa (Yield Stress controls.) 9 = 204.086 MPa (Yield Stress controls.) 10 = 204.086 MPa (Yield Stress controls.) 11 = 204.086 MPa (Yield Stress controls.) 12 = 204.086 MPa (Yield Stress controls.) 13 = 204.086 MPa (Yield Stress controls.) 14 = 183.178 MPa (Punching Shear controls)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 3	1.628	14.9	25.7	11.5	77.5	20.5
Reinf. Stress at Level			1 = 258.008 MPa (Yield Stress controls.) 2 = 258.008 MPa (Yield Stress controls.) 3 = 258.008 MPa (Yield Stress controls.) 4 = 258.008 MPa (Yield Stress controls.) 5 = 258.008 MPa (Yield Stress controls.) 6 = 258.008 MPa (Yield Stress controls.) 7 = 258.008 MPa (Yield Stress controls.) 8 = 258.008 MPa (Yield Stress controls.) 9 = 258.008 MPa (Yield Stress controls.) 10 = 258.008 MPa (Yield Stress controls.) 11 = 258.008 MPa (Yield Stress controls.) 12 = 258.008 MPa (Yield Stress controls.) 13 = 258.008 MPa (Yield Stress controls.) 14 = 190.323 MPa (Punching Shear controls)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 4	1.472	18.7	26.1	12.5	71.2	23.3
Reinf. Stress at Level			1 = 285.333 MPa (Yield Stress controls.) 2 = 285.333 MPa (Yield Stress controls.) 3 = 285.333 MPa (Yield Stress controls.) 4 = 285.333 MPa (Yield Stress controls.) 5 = 285.333 MPa (Yield Stress controls.) 6 = 285.333 MPa (Yield Stress controls.)			

7 = 285.333 MPa (Yield Stress controls.)
 8 = 285.333 MPa (Yield Stress controls.)
 9 = 285.333 MPa (Yield Stress controls.)
 10 = 285.333 MPa (Yield Stress controls.)
 11 = 285.333 MPa (Yield Stress controls.)
 12 = 285.333 MPa (Yield Stress controls.)
 13 = 285.333 MPa (Yield Stress controls.)
 14 = 208.912 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 5	1.371	22.6	29.7	18.2	72.1	22.1

Reinf. Stress at Level
 1 = 306.266 MPa (Yield Stress controls.)
 2 = 306.266 MPa (Yield Stress controls.)
 3 = 306.266 MPa (Yield Stress controls.)
 4 = 306.266 MPa (Yield Stress controls.)
 5 = 306.266 MPa (Yield Stress controls.)
 6 = 306.266 MPa (Yield Stress controls.)
 7 = 306.266 MPa (Yield Stress controls.)
 8 = 306.266 MPa (Yield Stress controls.)
 9 = 306.266 MPa (Yield Stress controls.)
 10 = 306.266 MPa (Yield Stress controls.)
 11 = 306.266 MPa (Yield Stress controls.)
 12 = 306.266 MPa (Yield Stress controls.)
 13 = 306.266 MPa (Yield Stress controls.)
 14 = 210.535 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 6	1.286	26.5	31.6	18.7	65.1	25.1

Reinf. Stress at Level
 1 = 326.517 MPa (Yield Stress controls.)
 2 = 326.517 MPa (Yield Stress controls.)
 3 = 326.517 MPa (Yield Stress controls.)
 4 = 326.517 MPa (Yield Stress controls.)
 5 = 326.517 MPa (Yield Stress controls.)
 6 = 326.517 MPa (Yield Stress controls.)
 7 = 326.517 MPa (Yield Stress controls.)
 8 = 326.517 MPa (Yield Stress controls.)
 9 = 326.517 MPa (Yield Stress controls.)
 10 = 326.517 MPa (Yield Stress controls.)
 11 = 326.517 MPa (Yield Stress controls.)
 12 = 326.517 MPa (Yield Stress controls.)
 13 = 326.517 MPa (Yield Stress controls.)
 14 = 217.345 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 7	1.207	30.4	21.1	19.5	66.6	30.6

Reinf. Stress at Level

1	=	347.850 MPa	(Yield Stress controls.)
2	=	347.850 MPa	(Yield Stress controls.)
3	=	347.850 MPa	(Yield Stress controls.)
4	=	347.850 MPa	(Yield Stress controls.)
5	=	347.850 MPa	(Yield Stress controls.)
6	=	347.850 MPa	(Yield Stress controls.)
7	=	0.000 MPa	
8	=	111.789 MPa	(Pullout controls...)
9	=	347.850 MPa	(Yield Stress controls.)
10	=	347.850 MPa	(Yield Stress controls.)
11	=	347.850 MPa	(Yield Stress controls.)
12	=	347.850 MPa	(Yield Stress controls.)
13	=	347.850 MPa	(Yield Stress controls.)
14	=	280.969 MPa	(Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 8	1.113	34.2	15.4	28.4	77.2	30.9

Reinf. Stress at Level

1	=	0.000 MPa	
2	=	0.000 MPa	
3	=	0.000 MPa	
4	=	0.000 MPa	
5	=	0.000 MPa	
6	=	0.000 MPa	
7	=	0.000 MPa	
8	=	0.000 MPa	
9	=	0.000 MPa	
10	=	377.260 MPa	(Yield Stress controls.)
11	=	377.260 MPa	(Yield Stress controls.)
12	=	377.260 MPa	(Yield Stress controls.)
13	=	377.260 MPa	(Yield Stress controls.)
14	=	346.745 MPa	(Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 9	1.042	38.1	16.7	27.9	70.4	34.1

Reinf. Stress at Level

1	=	0.000 MPa	
2	=	0.000 MPa	
3	=	0.000 MPa	
4	=	0.000 MPa	
5	=	0.000 MPa	
6	=	106.408 MPa	(Pullout controls...)
7	=	0.000 MPa	
8	=	0.000 MPa	
9	=	158.764 MPa	(Pullout controls...)
10	=	402.977 MPa	(Yield Stress controls.)
11	=	402.977 MPa	(Yield Stress controls.)
12	=	402.977 MPa	(Yield Stress controls.)
13	=	402.977 MPa	(Yield Stress controls.)
14	=	358.189 MPa	(Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE10	1.014	42.0	15.7	30.5	69.1	35.4

Reinf. Stress at Level

1 =	0.000 MPa
2 =	0.000 MPa
3 =	0.000 MPa
4 =	0.000 MPa
5 =	0.000 MPa
6 =	0.000 MPa
7 =	0.000 MPa
8 =	0.000 MPa
9 =	15.250 MPa (Pullout controls...)
10 =	414.359 MPa (Yield Stress controls.)
11 =	414.359 MPa (Yield Stress controls.)
12 =	414.359 MPa (Yield Stress controls.)
13 =	414.359 MPa (Yield Stress controls.)
14 =	377.556 MPa (Punching Shear controls)

```

*****
*                               For Factor of Safety = 1.0                               *
*                               Maximum Average Reinforcement Working Force:             *
*                               267.344 kN/level                                         *
*****

```

```

*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
*****

```

Project Identification - Anadolu Otoyolu KM 14+323 V4 Viyadük Ayağı,
Geçici Yapı

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height      = 15.00 m
Wall Batter               = 15.0 degree
                          Angle   Length
                          (Deg)  (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 35.0    49.0
Second Slope from 1st slope. = 0.0     0.0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Boundary	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of		
Soil	Weight	Angle	Intercept	Stress	XS1	YS1	XS2
YS2							
Layer	(kN/m3)	(Degree)	(kPa)	(kPa)	(m)	(m)	(m)
(m)							
1	20.00	32.0	15.0	150.0	0.0	0.0	0.0
0.0							

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- WATER SURFACE -----

The Water Table is defined by three coordinate points.

```

X(1)-Coordinate = 0.00 m   Y(1)-Coordinate = 0.00 m
X(2)-Coordinate = 18.00 m  Y(2)-Coordinate = 5.00 m
X(3)-Coordinate = 44.00 m  Y(3)-Coordinate = 10.00 m

```

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 30.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 10
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 420.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 100.0 mm
Punching Shear = 150.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	14.0	15.0	0.50	32.0	1.00
2	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
3	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
4	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
5	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
6	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
7	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00
8	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00
9	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00
10	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	2.064	6.6	55.5	8.2	78.9	10.3

Reinf. Stress at Level 1 = 153.894 MPa (Punching Shear controls)
2 = 156.877 MPa (Punching Shear controls)
3 = 159.860 MPa (Punching Shear controls)
4 = 162.843 MPa (Punching Shear controls)
5 = 165.826 MPa (Punching Shear controls)
6 = 163.404 MPa (Punching Shear controls)
7 = 147.751 MPa (Punching Shear controls)
8 = 132.098 MPa (Punching Shear controls)
9 = 116.446 MPa (Punching Shear controls)
10 = 100.793 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2	1.888	9.2	50.5	7.2	70.5	13.8

Reinf. Stress at Level 1 = 212.283 MPa (Punching Shear controls)
2 = 208.532 MPa (Punching Shear controls)
3 = 204.781 MPa (Punching Shear controls)
4 = 201.030 MPa (Punching Shear controls)
5 = 197.279 MPa (Punching Shear controls)
6 = 193.528 MPa (Punching Shear controls)
7 = 179.236 MPa (Punching Shear controls)

8 = 157.288 MPa (Punching Shear controls)
9 = 135.339 MPa (Punching Shear controls)
10 = 113.391 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 3	1.783	11.8	40.9	6.3	66.6	17.8
Reinf. Stress at Level						
			1 = 235.562 MPa (Yield Stress controls.)			
			2 = 235.562 MPa (Yield Stress controls.)			
			3 = 235.562 MPa (Yield Stress controls.)			
			4 = 235.562 MPa (Yield Stress controls.)			
			5 = 235.562 MPa (Yield Stress controls.)			
			6 = 229.873 MPa (Punching Shear controls)			
			7 = 210.908 MPa (Pullout controls...)			
			8 = 196.781 MPa (Punching Shear controls)			
			9 = 162.213 MPa (Punching Shear controls)			
			10 = 127.645 MPa (Punching Shear controls)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4	1.696	14.4	37.7	10.9	69.7	16.6
Reinf. Stress at Level						
			1 = 234.645 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 239.611 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 244.576 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 247.614 MPa (Yield Stress controls.)			
			5 = 247.614 MPa (Yield Stress controls.)			
			6 = 247.614 MPa (Yield Stress controls.)			
			7 = 195.599 MPa (Pullout controls...)			
			8 = 218.929 MPa (Punching Shear controls)			
			9 = 178.062 MPa (Punching Shear controls)			
			10 = 137.196 MPa (Punching Shear controls)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 5	1.611	17.0	29.5	9.8	66.2	21.1
Reinf. Stress at Level						
			1 = 209.804 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 218.555 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 227.305 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 236.055 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 244.805 MPa (Pullout controls...)			
			6 = 253.555 MPa (Pullout controls...)			
			7 = 153.235 MPa (Pullout controls...)			
			8 = 210.632 MPa (Pullout controls...)			
			9 = 211.420 MPa (Punching Shear controls)			
			10 = 154.024 MPa (Punching Shear controls)			

MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE	UPPER FAILURE
---------	----------	---------------	---------------

	SAFETY FACTOR	BEHIND WALL TOE (m)	PLANE		PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 6	1.542	19.6	38.4	12.5	61.6	20.6
Reinf. Stress at Level			1 = 203.636 MPa (Pullout controls...) 2 = 217.676 MPa (Pullout controls...) 3 = 231.717 MPa (Pullout controls...) 4 = 245.758 MPa (Pullout controls...) 5 = 272.286 MPa (Yield Stress controls.) 6 = 272.286 MPa (Yield Stress controls.) 7 = 219.314 MPa (Pullout controls...) 8 = 237.669 MPa (Punching Shear controls) 9 = 193.883 MPa (Punching Shear controls) 10 = 150.098 MPa (Punching Shear controls)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 7	1.473	22.2	32.0	15.7	65.4	21.3
Reinf. Stress at Level			1 = 106.914 MPa (Pullout controls...) 2 = 117.343 MPa (Pullout controls...) 3 = 127.771 MPa (Pullout controls...) 4 = 172.612 MPa (Pullout controls...) 5 = 230.232 MPa (Pullout controls...) 6 = 285.054 MPa (Yield Stress controls.) 7 = 186.402 MPa (Pullout controls...) 8 = 244.022 MPa (Pullout controls...) 9 = 222.610 MPa (Punching Shear controls) 10 = 164.990 MPa (Punching Shear controls)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8	1.422	24.8	30.8	17.3	64.4	22.9
Reinf. Stress at Level			1 = 59.030 MPa (Pullout controls...) 2 = 71.029 MPa (Pullout controls...) 3 = 99.537 MPa (Pullout controls...) 4 = 161.792 MPa (Pullout controls...) 5 = 224.047 MPa (Pullout controls...) 6 = 286.302 MPa (Pullout controls...) 7 = 183.749 MPa (Pullout controls...) 8 = 246.004 MPa (Pullout controls...) 9 = 234.900 MPa (Punching Shear controls) 10 = 172.645 MPa (Punching Shear controls)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9	1.374	27.4	29.8	18.9	63.5	24.5

Reinf. Stress at Level 1 = 9.192 MPa (Pullout controls...)
 2 = 22.696 MPa (Pullout controls...)
 3 = 85.571 MPa (Pullout controls...)
 4 = 152.290 MPa (Pullout controls...)
 5 = 219.010 MPa (Pullout controls...)
 6 = 285.730 MPa (Pullout controls...)
 7 = 181.853 MPa (Pullout controls...)
 8 = 248.572 MPa (Pullout controls...)
 9 = 246.948 MPa (Punching Shear controls)
 10 = 180.228 MPa (Punching Shear controls)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE10	1.332	30.0	23.9	16.4	60.5	30.5

Reinf. Stress at Level 1 = 0.558 MPa (Pullout controls...)
 2 = 18.173 MPa (Pullout controls...)
 3 = 35.789 MPa (Pullout controls...)
 4 = 53.404 MPa (Pullout controls...)
 5 = 135.615 MPa (Pullout controls...)
 6 = 220.345 MPa (Pullout controls...)
 7 = 129.146 MPa (Pullout controls...)
 8 = 213.876 MPa (Pullout controls...)
 9 = 281.209 MPa (Punching Shear controls)
 10 = 196.479 MPa (Punching Shear controls)

```

*****
*               For Factor of Safety = 1.0               *
*               Maximum Average Reinforcement Working Force: *
*               61.171 kN/level                            *
*****

```

```

*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
*****

```

Project Identification - Anadolu Otoyolu KM 14+323 V4 Viyadük Ayağı,
Dolgu Sonrası, Statik

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height      = 8.50 m
Wall Batter               = 15.0 degree
                          Angle   Length
                          (Deg)   (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 35.0    49.0
Second Slope from 1st slope. = 0.0     0.0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of			
Soil Weight	Angle	Intercept	Stress	XS1	YS1	XS2	
Layer (m)	(kN/m3)	(Degree)	(kPa)	(kPa)	(m)	(m)	(m)
1	20.00	32.0	15.0	150.0	0.0	0.0	0.0
0.0							

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- WATER SURFACE -----

The Water Table is defined by three coordinate points.

```

X(1)-Coordinate = 0.00 m   Y(1)-Coordinate = 0.00 m
X(2)-Coordinate = 18.00 m  Y(2)-Coordinate = 5.00 m
X(3)-Coordinate = 44.00 m  Y(3)-Coordinate = 10.00 m

```

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 20.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 10
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 420.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 100.0 mm
Punching Shear = 150.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	14.0	15.0	0.50	32.0	1.00
2	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
3	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
4	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
5	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
6	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
7	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00
8	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00
9	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00
10	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	2.706	4.0	50.3	2.5	72.7	8.2

Reinf. Stress at Level

1 =	97.132 MPa	(Punching Shear controls)
2 =	95.771 MPa	(Punching Shear controls)
3 =	94.410 MPa	(Punching Shear controls)
4 =	93.048 MPa	(Punching Shear controls)
5 =	89.589 MPa	(Punching Shear controls)
6 =	74.091 MPa	(Punching Shear controls)
7 =	0.000 MPa	
8 =	0.000 MPa	
9 =	0.000 MPa	
10 =	0.000 MPa	

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2	2.454	5.8	48.5	4.4	69.3	8.2

Reinf. Stress at Level

1 =	133.210 MPa	(Punching Shear controls)
2 =	129.483 MPa	(Punching Shear controls)
3 =	125.755 MPa	(Punching Shear controls)
4 =	119.066 MPa	(Punching Shear controls)
5 =	100.609 MPa	(Punching Shear controls)
6 =	82.151 MPa	(Punching Shear controls)
7 =	0.000 MPa	
8 =	0.000 MPa	
9 =	0.000 MPa	
10 =	0.000 MPa	

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 3	2.296	7.6	44.0	5.3	66.1	9.4
Reinf. Stress at Level						
			1 = 165.659 MPa	(Punching Shear controls)		
			2 = 159.431 MPa	(Punching Shear controls)		
			3 = 153.204 MPa	(Punching Shear controls)		
			4 = 136.773 MPa	(Punching Shear controls)		
			5 = 112.963 MPa	(Punching Shear controls)		
			6 = 89.154 MPa	(Punching Shear controls)		
			7 = 0.000 MPa			
			8 = 0.000 MPa			
			9 = 0.000 MPa			
			10 = 0.000 MPa			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4	2.190	9.4	35.7	4.6	62.4	12.1
Reinf. Stress at Level						
			1 = 191.405 MPa	(Punching Shear controls)		
			2 = 182.153 MPa	(Punching Shear controls)		
			3 = 172.901 MPa	(Punching Shear controls)		
			4 = 163.649 MPa	(Punching Shear controls)		
			5 = 130.491 MPa	(Punching Shear controls)		
			6 = 96.491 MPa	(Punching Shear controls)		
			7 = 0.000 MPa			
			8 = 0.000 MPa			
			9 = 0.000 MPa			
			10 = 0.000 MPa			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 5	2.175	11.1	43.3	10.7	65.6	8.1
Reinf. Stress at Level						
			1 = 193.134 MPa	(Yield Stress controls.)		
			2 = 193.134 MPa	(Yield Stress controls.)		
			3 = 171.839 MPa	(Punching Shear controls)		
			4 = 146.015 MPa	(Punching Shear controls)		
			5 = 120.192 MPa	(Punching Shear controls)		
			6 = 94.368 MPa	(Punching Shear controls)		
			7 = 0.000 MPa			
			8 = 0.000 MPa			
			9 = 0.000 MPa			
			10 = 0.000 MPa			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)

NODE 6	2.086	12.9	42.8	7.0	55.2	13.6																								
Reinf. Stress at Level																														
		1 =	201.327 MPa	(Yield Stress controls.)																										
		2 =	201.327 MPa	(Yield Stress controls.)																										
		3 =	180.925 MPa	(Punching Shear controls)																										
		4 =	153.467 MPa	(Punching Shear controls)																										
		5 =	126.009 MPa	(Punching Shear controls)																										
		6 =	98.551 MPa	(Punching Shear controls)																										
		7 =	0.000 MPa																											
		8 =	0.000 MPa																											
		9 =	0.000 MPa																											
		10 =	0.000 MPa																											
<table border="0"> <tr> <td>MINIMUM</td> <td>DISTANCE</td> <td colspan="2">LOWER FAILURE</td> <td colspan="2">UPPER FAILURE</td> </tr> <tr> <td>SAFETY</td> <td>BEHIND</td> <td colspan="2">PLANE</td> <td colspan="2">PLANE</td> </tr> <tr> <td>FACTOR</td> <td>WALL TOE</td> <td>ANGLE</td> <td>LENGTH</td> <td>ANGLE</td> <td>LENGTH</td> </tr> <tr> <td></td> <td>(m)</td> <td>(deg)</td> <td>(m)</td> <td>(deg)</td> <td>(m)</td> </tr> </table>							MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE		SAFETY	BEHIND	PLANE		PLANE		FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH		(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)
MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE																										
SAFETY	BEHIND	PLANE		PLANE																										
FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH																									
	(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)																									
NODE 7	2.011	14.7	41.3	7.8	53.8	14.9																								
Reinf. Stress at Level																														
		1 =	208.839 MPa	(Yield Stress controls.)																										
		2 =	208.839 MPa	(Yield Stress controls.)																										
		3 =	193.395 MPa	(Punching Shear controls)																										
		4 =	163.196 MPa	(Punching Shear controls)																										
		5 =	132.998 MPa	(Punching Shear controls)																										
		6 =	102.800 MPa	(Punching Shear controls)																										
		7 =	0.000 MPa																											
		8 =	0.000 MPa																											
		9 =	0.000 MPa																											
		10 =	0.000 MPa																											
<table border="0"> <tr> <td>MINIMUM</td> <td>DISTANCE</td> <td colspan="2">LOWER FAILURE</td> <td colspan="2">UPPER FAILURE</td> </tr> <tr> <td>SAFETY</td> <td>BEHIND</td> <td colspan="2">PLANE</td> <td colspan="2">PLANE</td> </tr> <tr> <td>FACTOR</td> <td>WALL TOE</td> <td>ANGLE</td> <td>LENGTH</td> <td>ANGLE</td> <td>LENGTH</td> </tr> <tr> <td></td> <td>(m)</td> <td>(deg)</td> <td>(m)</td> <td>(deg)</td> <td>(m)</td> </tr> </table>							MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE		SAFETY	BEHIND	PLANE		PLANE		FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH		(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)
MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE																										
SAFETY	BEHIND	PLANE		PLANE																										
FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH																									
	(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)																									
NODE 8	2.063	16.5	48.2	24.7	89.9	0.0																								
Reinf. Stress at Level																														
		1 =	203.571 MPa	(Yield Stress controls.)																										
		2 =	186.783 MPa	(Punching Shear controls)																										
		3 =	164.540 MPa	(Punching Shear controls)																										
		4 =	142.296 MPa	(Punching Shear controls)																										
		5 =	120.053 MPa	(Punching Shear controls)																										
		6 =	97.809 MPa	(Punching Shear controls)																										
		7 =	0.000 MPa																											
		8 =	0.000 MPa																											
		9 =	0.000 MPa																											
		10 =	0.000 MPa																											
<table border="0"> <tr> <td>MINIMUM</td> <td>DISTANCE</td> <td colspan="2">LOWER FAILURE</td> <td colspan="2">UPPER FAILURE</td> </tr> <tr> <td>SAFETY</td> <td>BEHIND</td> <td colspan="2">PLANE</td> <td colspan="2">PLANE</td> </tr> <tr> <td>FACTOR</td> <td>WALL TOE</td> <td>ANGLE</td> <td>LENGTH</td> <td>ANGLE</td> <td>LENGTH</td> </tr> <tr> <td></td> <td>(m)</td> <td>(deg)</td> <td>(m)</td> <td>(deg)</td> <td>(m)</td> </tr> </table>							MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE		SAFETY	BEHIND	PLANE		PLANE		FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH		(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)
MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE																										
SAFETY	BEHIND	PLANE		PLANE																										
FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH																									
	(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)																									
NODE 9	2.016	18.2	47.2	26.8	89.9	0.0																								
Reinf. Stress at Level																														
		1 =	208.301 MPa	(Yield Stress controls.)																										
		2 =	195.697 MPa	(Punching Shear controls)																										
		3 =	171.881 MPa	(Punching Shear controls)																										

4 = 148.065 MPa (Punching Shear controls)
 5 = 124.249 MPa (Punching Shear controls)
 6 = 100.433 MPa (Punching Shear controls)
 7 = 0.000 MPa
 8 = 0.000 MPa
 9 = 0.000 MPa
 10 = 0.000 MPa

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)
NODE10	1.976	20.0	46.3 28.9	89.9 0.0

Reinf. Stress at Level 1 = 212.524 MPa (Yield Stress controls.)
 2 = 203.722 MPa (Punching Shear controls)
 3 = 178.487 MPa (Punching Shear controls)
 4 = 153.252 MPa (Punching Shear controls)
 5 = 128.017 MPa (Punching Shear controls)
 6 = 102.782 MPa (Punching Shear controls)
 7 = 0.000 MPa
 8 = 0.000 MPa
 9 = 0.000 MPa
 10 = 0.000 MPa

```

*****
*               For Factor of Safety = 1.0               *
*       Maximum Average Reinforcement Working Force:       *
*               0.000 kN/level                             *
*****
  
```



```

*****
*      CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION      *
*      ENGINEERING SERVICE CENTER                  *
*      DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS        *
*      Office of Roadway Geotechnical Engineering   *
*****

```

Project Identification - Anadolu Otoyolu KM 14+323 V4 Viyadük Ayağı,
Dolgu Sonrası, Depremli Durum

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height      =   8.50 m
Wall Batter               =   15.0 degree
                          Angle   Length
                          (Deg)   (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 35.0    49.0
Second Slope from 1st slope. =  0.0    0.0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Boundary	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of		
Soil	Weight	Angle	Intercept	Stress	XS1	YS1	XS2
YS2							
Layer	(kN/m3)	(Degree)	(kPa)	(kPa)	(m)	(m)	(m)
(m)							
1	20.00	32.0	15.0	150.0	0.0	0.0	0.0
0.0							

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

```

Horizontal Earthquake Coefficient = 0.27 (a/g)
Vertical Earthquake Coefficient   = 0.00

```

----- WATER SURFACE -----

The Water Table is defined by three coordinate points.

```

X(1)-Coordinate = 0.00 m   Y(1)-Coordinate = 0.00 m
X(2)-Coordinate = 18.00 m  Y(2)-Coordinate = 5.00 m

```

X(3)-Coordinate = 44.00 m Y(3)-Coordinate = 10.00 m

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 20.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes
to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 10
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 420.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 100.0 mm
Punching Shear = 150.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	14.0	15.0	0.50	32.0	1.00
2	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
3	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
4	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
5	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
6	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
7	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00
8	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00
9	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00
10	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	2.561	4.0	62.5	8.8	89.9	1.9
Reinf. Stress at Level	1 = 114.708 MPa (Punching Shear controls)					
	2 = 106.856 MPa (Punching Shear controls)					
	3 = 99.005 MPa (Punching Shear controls)					
	4 = 91.153 MPa (Punching Shear controls)					
	5 = 83.301 MPa (Punching Shear controls)					
	6 = 75.449 MPa (Punching Shear controls)					
	7 = 0.000 MPa					
	8 = 0.000 MPa					
	9 = 0.000 MPa					
	10 = 0.000 MPa					

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2	2.051	5.8	32.2	4.1	75.2	9.1

Reinf. Stress at Level

1	=	170.679 MPa	(Punching Shear controls)
2	=	170.798 MPa	(Punching Shear controls)
3	=	170.917 MPa	(Punching Shear controls)
4	=	171.036 MPa	(Punching Shear controls)
5	=	145.780 MPa	(Punching Shear controls)
6	=	104.642 MPa	(Punching Shear controls)
7	=	0.000 MPa	
8	=	0.000 MPa	
9	=	0.000 MPa	
10	=	0.000 MPa	

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 3	1.878	7.6	32.8	4.5	68.8	10.5

Reinf. Stress at Level

1	=	210.771 MPa	(Punching Shear controls)
2	=	205.489 MPa	(Punching Shear controls)
3	=	200.207 MPa	(Punching Shear controls)
4	=	194.925 MPa	(Punching Shear controls)
5	=	157.918 MPa	(Punching Shear controls)
6	=	113.950 MPa	(Punching Shear controls)
7	=	0.000 MPa	
8	=	0.000 MPa	
9	=	0.000 MPa	
10	=	0.000 MPa	

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 4	1.767	9.4	40.8	6.2	63.6	10.5

Reinf. Stress at Level

1	=	237.628 MPa	(Yield Stress controls.)
2	=	231.649 MPa	(Punching Shear controls)
3	=	221.247 MPa	(Punching Shear controls)
4	=	187.224 MPa	(Punching Shear controls)
5	=	152.207 MPa	(Punching Shear controls)
6	=	117.190 MPa	(Punching Shear controls)
7	=	0.000 MPa	
8	=	0.000 MPa	
9	=	0.000 MPa	
10	=	0.000 MPa	

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 5	1.714	11.1	27.8	6.3	64.7	13.0

Reinf. Stress at Level

1	=	245.049 MPa	(Yield Stress controls.)
2	=	245.049 MPa	(Yield Stress controls.)
3	=	245.049 MPa	(Yield Stress controls.)
4	=	242.413 MPa	(Punching Shear controls)

5 = 185.156 MPa (Punching Shear controls)
 6 = 127.898 MPa (Punching Shear controls)
 7 = 0.000 MPa
 8 = 0.000 MPa
 9 = 0.000 MPa
 10 = 0.000 MPa

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)
NODE 6	1.600	12.9	36.5 8.0	60.0 12.9

Reinf. Stress at Level
 1 = 262.524 MPa (Yield Stress controls.)
 2 = 262.524 MPa (Yield Stress controls.)
 3 = 262.524 MPa (Yield Stress controls.)
 4 = 221.983 MPa (Punching Shear controls)
 5 = 176.807 MPa (Punching Shear controls)
 6 = 131.631 MPa (Punching Shear controls)
 7 = 0.000 MPa
 8 = 0.000 MPa
 9 = 0.000 MPa
 10 = 0.000 MPa

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)
NODE 7	1.523	14.7	39.9 13.4	62.9 9.7

Reinf. Stress at Level
 1 = 275.814 MPa (Yield Stress controls.)
 2 = 275.814 MPa (Yield Stress controls.)
 3 = 262.471 MPa (Punching Shear controls)
 4 = 220.472 MPa (Punching Shear controls)
 5 = 178.472 MPa (Punching Shear controls)
 6 = 136.473 MPa (Punching Shear controls)
 7 = 0.000 MPa
 8 = 0.000 MPa
 9 = 0.000 MPa
 10 = 0.000 MPa

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)
NODE 8	1.450	16.5	38.7 14.8	61.8 10.5

Reinf. Stress at Level
 1 = 289.646 MPa (Yield Stress controls.)
 2 = 289.646 MPa (Yield Stress controls.)
 3 = 282.513 MPa (Punching Shear controls)
 4 = 236.344 MPa (Punching Shear controls)
 5 = 190.175 MPa (Punching Shear controls)
 6 = 144.005 MPa (Punching Shear controls)
 7 = 0.000 MPa
 8 = 0.000 MPa
 9 = 0.000 MPa
 10 = 0.000 MPa

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 9	1.389	18.2	37.6	16.1	60.9	11.3
Reinf. Stress at Level						
			1 =	302.477 MPa	(Yield Stress controls.)	
			2 =	302.477 MPa	(Yield Stress controls.)	
			3 =	301.179 MPa	(Punching Shear controls)	
			4 =	251.120 MPa	(Punching Shear controls)	
			5 =	201.060 MPa	(Punching Shear controls)	
			6 =	151.000 MPa	(Punching Shear controls)	
			7 =	0.000 MPa		
			8 =	0.000 MPa		
			9 =	0.000 MPa		
			10 =	0.000 MPa		

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE10	1.320	20.0	33.2	19.1	69.1	11.2
Reinf. Stress at Level						
			1 =	292.218 MPa	(Pullout controls...)	
			2 =	318.101 MPa	(Yield Stress controls.)	
			3 =	318.101 MPa	(Yield Stress controls.)	
			4 =	285.219 MPa	(Punching Shear controls)	
			5 =	223.518 MPa	(Punching Shear controls)	
			6 =	161.818 MPa	(Punching Shear controls)	
			7 =	0.000 MPa		
			8 =	0.000 MPa		
			9 =	0.000 MPa		
			10 =	0.000 MPa		

```

*****
*               For Factor of Safety = 1.0               *
*               Maximum Average Reinforcement Working Force: *
*               119.482 kN/level                          *
*****

```

```

*****
*      CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION      *
*      ENGINEERING SERVICE CENTER                  *
*      DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS        *
*      Office of Roadway Geotechnical Engineering   *
*****

```

Project Identification - Anadolu Otoyolu KM 14+323 V4 Viyadük Ayağı,
Dolgu Sonrası, Depremli Durum

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height      = 8.50 m
Wall Batter               = 15.0 degree
                          Angle   Length
                          (Deg)  (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 35.0    49.0
Second Slope from 1st slope. = 0.0     0.0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

There is NO SURCHARGE imposed on the system.

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Boundary	Unit	Friction	Cohesion	Bond*	Coordinates of		
Soil	Weight	Angle	Intercept	Stress	XS1	YS1	XS2
YS2							
Layer	(kN/m3)	(Degree)	(kPa)	(kPa)	(m)	(m)	(m)
(m)							
1	20.00	32.0	15.0	150.0	0.0	0.0	0.0
0.0							

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

```

Horizontal Earthquake Coefficient = 0.49 (a/g)
Vertical Earthquake Coefficient   = 0.00

```

----- WATER SURFACE -----

The Water Table is defined by three coordinate points.

```

X(1)-Coordinate = 0.00 m   Y(1)-Coordinate = 0.00 m
X(2)-Coordinate = 18.00 m  Y(2)-Coordinate = 5.00 m
X(3)-Coordinate = 44.00 m  Y(3)-Coordinate = 10.00 m

```

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 0.00 to 20.00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 10
Horizontal Spacing = 1.50 m
Yield Stress of Reinforcement = 420.0 MPa
Diameter of Grouted Hole = 100.0 mm
Punching Shear = 150.0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	14.0	15.0	0.50	32.0	1.00
2	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
3	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
4	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
5	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
6	14.0	15.0	1.50	32.0	1.00
7	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00
8	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00
9	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00
10	10.0	15.0	1.50	32.0	1.00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	2.310	4.0	62.5	8.8	89.9	1.9

Reinf. Stress at Level 1 = 127.159 MPa (Punching Shear controls)
2 = 118.455 MPa (Punching Shear controls)
3 = 109.751 MPa (Punching Shear controls)
4 = 101.046 MPa (Punching Shear controls)
5 = 92.342 MPa (Punching Shear controls)
6 = 83.638 MPa (Punching Shear controls)
7 = 0.000 MPa
8 = 0.000 MPa
9 = 0.000 MPa
10 = 0.000 MPa

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2	1.804	5.8	43.3	4.8	73.1	8.0

Reinf. Stress at Level 1 = 189.647 MPa (Punching Shear controls)

2 = 188.015 MPa (Punching Shear controls)
 3 = 186.383 MPa (Punching Shear controls)
 4 = 175.961 MPa (Punching Shear controls)
 5 = 144.845 MPa (Punching Shear controls)
 6 = 113.729 MPa (Punching Shear controls)
 7 = 0.000 MPa
 8 = 0.000 MPa
 9 = 0.000 MPa
 10 = 0.000 MPa

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 3	1.622	7.6	32.8	4.5	68.8	10.5

Reinf. Stress at Level 1 = 244.046 MPa (Punching Shear controls)
 2 = 237.930 MPa (Punching Shear controls)
 3 = 231.814 MPa (Punching Shear controls)
 4 = 225.698 MPa (Punching Shear controls)
 5 = 182.849 MPa (Punching Shear controls)
 6 = 131.939 MPa (Punching Shear controls)
 7 = 0.000 MPa
 8 = 0.000 MPa
 9 = 0.000 MPa
 10 = 0.000 MPa

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 4	1.518	9.4	43.8	7.8	65.1	8.9

Reinf. Stress at Level 1 = 276.730 MPa (Yield Stress controls.)
 2 = 276.730 MPa (Yield Stress controls.)
 3 = 244.004 MPa (Punching Shear controls)
 4 = 207.667 MPa (Punching Shear controls)
 5 = 171.330 MPa (Punching Shear controls)
 6 = 134.993 MPa (Punching Shear controls)
 7 = 0.000 MPa
 8 = 0.000 MPa
 9 = 0.000 MPa
 10 = 0.000 MPa

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 5	1.408	11.1	33.4	10.7	75.8	9.1

Reinf. Stress at Level 1 = 288.019 MPa (Pullout controls...)
 2 = 298.376 MPa (Yield Stress controls.)
 3 = 298.376 MPa (Yield Stress controls.)
 4 = 266.276 MPa (Punching Shear controls)
 5 = 208.940 MPa (Punching Shear controls)
 6 = 151.604 MPa (Punching Shear controls)

7 = 0.000 MPa
8 = 0.000 MPa
9 = 0.000 MPa
10 = 0.000 MPa

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 6	1.313	12.9	31.7	9.1	65.2	12.3

Reinf. Stress at Level

1 = 319.760 MPa (Yield Stress controls.)
2 = 319.760 MPa (Yield Stress controls.)
3 = 319.760 MPa (Yield Stress controls.)
4 = 294.330 MPa (Punching Shear controls)
5 = 229.040 MPa (Punching Shear controls)
6 = 163.751 MPa (Punching Shear controls)
7 = 0.000 MPa
8 = 0.000 MPa
9 = 0.000 MPa
10 = 0.000 MPa

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 7	1.255	14.7	26.6	11.5	69.9	12.8

Reinf. Stress at Level

1 = 249.715 MPa (Pullout controls...)
2 = 300.239 MPa (Pullout controls...)
3 = 334.634 MPa (Yield Stress controls.)
4 = 334.634 MPa (Yield Stress controls.)
5 = 257.312 MPa (Punching Shear controls)
6 = 175.772 MPa (Punching Shear controls)
7 = 0.000 MPa
8 = 0.000 MPa
9 = 0.000 MPa
10 = 0.000 MPa

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8	1.189	16.5	32.6	13.7	65.9	12.1

Reinf. Stress at Level

1 = 317.548 MPa (Pullout controls...)
2 = 353.369 MPa (Yield Stress controls.)
3 = 353.369 MPa (Yield Stress controls.)
4 = 319.934 MPa (Punching Shear controls)
5 = 250.068 MPa (Punching Shear controls)
6 = 180.201 MPa (Punching Shear controls)
7 = 0.000 MPa
8 = 0.000 MPa
9 = 0.000 MPa
10 = 0.000 MPa

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE 9	1.121	18.2	28.3	16.6	72.8	12.4
Reinf. Stress at Level						
			1 =	273.179 MPa	(Pullout controls...)	
			2 =	359.180 MPa	(Pullout controls...)	
			3 =	374.710 MPa	(Yield Stress controls.)	
			4 =	367.057 MPa	(Punching Shear controls)	
			5 =	281.056 MPa	(Punching Shear controls)	
			6 =	195.055 MPa	(Punching Shear controls)	
			7 =	0.000 MPa		
			8 =	0.000 MPa		
			9 =	0.000 MPa		
			10 =	0.000 MPa		

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)		UPPER FAILURE PLANE ANGLE LENGTH (deg) (m)	
NODE10	1.043	20.0	32.1	23.6	89.9	8.4
Reinf. Stress at Level						
			1 =	354.009 MPa	(Pullout controls...)	
			2 =	402.561 MPa	(Yield Stress controls.)	
			3 =	402.561 MPa	(Yield Stress controls.)	
			4 =	367.860 MPa	(Punching Shear controls)	
			5 =	286.815 MPa	(Punching Shear controls)	
			6 =	205.770 MPa	(Punching Shear controls)	
			7 =	0.000 MPa		
			8 =	0.000 MPa		
			9 =	0.000 MPa		

```

*****
*                               *
*           For Factor of Safety = 1.0           *
*       Maximum Average Reinforcement Working Force: *
*           246.722 kN/level                       *
*****

```

ÖZGEÇMİŞ

Özlem Üstündağ, 1977 yılında Bornova’da doğmuştur. İlkokulu Ataköy 60. Yıl İlköğretim Okulu, ortaokul ve liseyi Cağaloğlu Anadolu Lisesi’nde tamamlamıştır. 1995 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne girmeye hak kazanmıştır. 2000 yılında İTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümünü bitirdikten sonra, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Fakültesi Geoteknik Programına girmeye hak kazanarak yüksek lisans öğrenimine başlamıştır.