

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİNDE
GERİ HESAP YÖNTEMİ VE BİR VAKA ANALİZİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Önder AKÇAKAL**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

**Programı : Zemin Mekaniği ve
Geoteknik Mühendisliği**

EKİM 2009

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİNDE
GERİ HESAP YÖNTEMİ VE BİR VAKA ANALİZİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Önder AKÇAKAL
(501061312)**

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 04 Mayıs 2009

Tezin Savunulduğu Tarih : 06 Ekim 2009

Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Aykut ŞENOL (İTÜ)

Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Derin URAL (İTÜ)

Yrd. Doç. Dr. Sadık ÖZTOPRAK (İÜ)

EKİM 2009

ÖNSÖZ

Bu tez çalışması kapsamında, şev stabilitesi ve geri hesap yöntemi hakkında genel bilgiler derlenmiş, İstanbul Kemerburgaz'da bir konut inşaatı sırasında meydana gelen şev hareketi geri hesap yöntemi ile incelenmiş ve çözüm önerileri sunulmuştur. Geri hesap, hem limit denge hem de sonlu elemanlar yöntemleri kullanan bilgisayar programları ile yapılmış olup bu yöntemlerden elde edilen parametrelerin farklı yeraltı suyu, yükleme ve kayma şekillerine göre sonuca etkileri karşılaştırılmıştır.

Öncelikle, sunduğu değerli bilgiler ve yardımları için tez danışmanım Sayın Y. Doç. Dr. Aykut ŞENOL'a, tüm öğrenim hayatım boyunca olduğu gibi tez çalışmamda da her zaman yanımda olan ve desteklerini esirgemeyen aileme, son olarak da yardımları ve paylaştığı bilgiler için Sayın Prof. Dr. Turan DURGUNOĞLU'na ve tüm ZETAŞ ailesine teşekkürlerimi sunarım.

Ekim 2009

Önder Akçakal
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	iii
İÇİNDEKİLER	v
KISALTMALAR	vii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	ix
ŞEKİL LİSTESİ.....	xi
ÖZET.....	xiii
SUMMARY	xv
1. GİRİŞ	1
2. ŞEV STABİLİTESİ.....	3
2.1 Şev Stabilitesi ve Yaşanmış Şev Kaymaları	3
2.2 Şev Stabilitesi Terminolojisi	5
2.3 Şev Göçmesi Çeşitleri	6
2.3.1 Düşmeler	7
2.3.2 Devrilmeler	7
2.3.3 Kaymalar	8
2.3.4 Yayılmalar	11
2.3.5 Akmalar	13
3. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ	15
3.1 İnceleme Yöntemleri	15
3.2 Şev Kayması Analizlerinin Tarihi	16
3.3 Şev Stabilitesi Analiz Yöntemleri	16
3.3.1 Limit denge analizleri	16
3.3.1.1 Culmann yöntemi	17
3.3.1.2 Fellenius yöntemi (İsveç dilim yöntemi)	18
3.3.1.3 Bishop yöntemleri	18
3.3.1.4 Janbu yöntemleri	19
3.3.1.5 Spencer yöntemi	20
3.3.1.6 Sarma yöntemi	21
3.3.1.7 Bishop-Morgenstern yöntemi	21
3.3.1.8 Limit denge analizlerinin karşılaştırılması	21
3.3.2 Sonlu elemanlar analizi	22
3.4 Sınır Denge Kavramı ve Güvenlik Katsayısı	23
3.5 Boşluk Suyu Basıncı Oranı	26
3.6 Kesme Dayanımı Parametreleri.....	29
3.6.1 Mohr-Coulomb yenilme kriteri	29
3.6.2 Efektif gerilme kavramı	32
3.6.2.1 Konsolidasyonsuz-drenajsız (hızlı) yükleme koşulu	32
3.6.2.2 Konsolidasyonlu-drenajsız yükleme koşulu	33
3.6.2.3 Konsolidasyonlu-drenajlı yükleme koşulu	34
3.7 Şev Stabilitesi Parametrelerinin Belirlenmesi.....	35
3.7.1 Laboratuvar deneyleri	35
3.7.2 Arazi deneyleri	36

3.7.3 Geri hesap yöntemi.....	36
3.7.3.1 Ortalama kesme dayanımının geri hesap yöntemi ile bulunması	37
3.7.3.2 Geriye hesaplamanın kayma yüzeyi geometrisine göre yapılması	41
3.7.3.3 Geriye hesap analizlerinde karşılaşılan sınırlamalar	43
4. İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ.....	47
4.1 Yük Kaldırma	47
4.2 Payandalama.....	47
4.3 Drenaj	49
4.3.1 Yüzey drenajı	49
4.3.2 Yeraltı drenajı.....	50
4.4 Yapısal Stabilizasyon	52
4.4.1 İstinat duvarları	52
4.4.2 Kazıklar ve keson kuyular	52
4.4.3 Ankrajlar.....	52
4.5 Güçlendirme	53
4.6 Bitkilendirme	54
5. BİR VAKA ANALİZİ: GERİ HESAP YÖNTEMİ UYGULAMASI.....	57
5.1 Zemin Yapısı	58
5.2 Göçme Anında Çevre Koşulları	59
5.3 Geri Hesap Analizi	61
5.3.1 Limit denge yöntemi ile geri analiz.....	62
5.3.2 Sonlu elemanlar yöntemi ile geri analiz.....	67
5.3.3 Analizlerin değerlendirilmesi.....	69
5.4 İyileştirme Projesi.....	73
6. SONUÇLAR	81
KAYNAKLAR.....	85
EKLER.....	85

KISALTMALAR

G_s	: Güvenlik Katsayısı
ΣM_k	: Kaydırıcı Momentlerin Toplamı
$\Sigma M_ö$	: Önleyici Momentlerin Toplamı
ΣF_k	: Kaydırıcı Kuvvetlerin Toplamı
ΣM_k	: Önleyici Kuvvetlerin Toplamı
c'	: Efektif Kohezyon Değeri
c_g'	: Kayma Dairesinde ve /veya Düzleminde Stabilite İçin Gerekli Efektif Kohezyon Değeri
ϕ'	: Efektif İçsel Sürtünme Açısı
ϕ_g'	: Kayma Dairesinde ve /veya Düzleminde Stabilite İçin Gerekli Efektif İçsel Sürtünme Açısı
σ	: Yenilme – Kırılma Yüzeyine Etki Eden Normal Gerilme
u	: Yenilme – Kırılma Yüzeyine Etki Eden Boşluk Su Basıncı
H	: Şev Yüksekliği
H_k	: Yenilme Koşuluna Karşı Gelen Şev Yüksekliği
r_u	: Boşluk suyu basıncı oranı
τ_f	: Kayma Dayanımı
σ_1	: Büyük Asal Gerilme
σ_1	: Küçük Asal Gerilme
α	: Zemin Numunesi Kırılma Açısı

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Şev göçmeleri için Varnes (1978) mühendislik sınıflandırması.	7
Çizelge 3.1 : Limit denge analizlerinin moment ve kuvvet dengesi sağlanması açısından karşılaştırılması.	22
Çizelge 3.2 : Limit denge koşullarında önerilen güvenlik sayıları.	25
Çizelge 5.1 : Talrende modellenen 1. numaralı kayma mekanizması için değişen $\emptyset'$ -ru değerlerine göre elde edilen güvenlik sayıları.	63
Çizelge 5.2 : Talrende modellenen 2A-T numaralı kayma mekanizması için değişen $\emptyset'$ ve ru değerlerine göre elde edilen güvenlik katsayıları.	65
Çizelge 5.3 : Değişen su seviyelerine göre elde edilen ru katsayıları.	66
Çizelge 5.4 : Talrende modellenen 2B-T numaralı kayma mekanizması için değişen $\emptyset'$ ve ru değerlerine göre elde edilen güvenlik katsayıları.	66
Çizelge 5.5 : Analizlerde Kullanılan Zemin Modeli.	67
Çizelge 5.6 : Plaxis programında modellenen 2B no'lu kayma mekanizması için değişen $\emptyset'$ ve ru değerlerine göre elde edilen Güvenlik Katsayıları (2B-Pq). ..	69
Çizelge 5.7 : Plaxis'te sürşarjsız modellenen 2B kayma mekanizması için değişen $\emptyset'$ ve ru değerlerine göre elde edilen güvenlik sayıları (2B-P).	70
Çizelge 5.8 : Farklı koşullar denenerek yapılan geri analizlerin özeti.	71
Çizelge 5.9 : Geri hesap yöntemi ile kurulan zemin modeli.	73
Çizelge 5.10 : İyileştirilmiş zemin parametreleri ve güvenlik sayıları.	75
Çizelge 5.11 : 1. Alternatif yöntem elde edilen güvenlik katsayıları.	75
Çizelge 5.12 : 2. Alternatif yöntem ile elde edilen güvenlik katsayıları.	76
Çizelge 5.13 : 3. Alternatif yöntem ile elde edilen güvenlik sayıları.	78

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Şev kaymaları ile meydana gelen sel felaketinden kaçan siviller.	4
Şekil 2.2 : 1995 Senirkent moloz akması ve moloz çevirme kanalı.	5
Şekil 2.3 : Şev Hareketlerine maruz kalmış olan Babadağ ilçesinin Gündoğdu semti	5
Şekil 2.4 : Şevleri tanımlamada kullanılan terminoloji.	6
Şekil 2.5 : Ürgüp'te yaşanan bir kaya düşmesi.	8
Şekil 2.6 : Kastamonu'da görülen bir kaya devrilmesi.	8
Şekil 2.7 : Rotasyonel Kayma.	9
Şekil 2.8 : Bloklı düz yanal kayma.	9
Şekil 2.9 : Bir kısım akma özellikleri de içeren karmaşık kayma.	10
Şekil 2.10 : 1995 La Conchita (Kaliforniya, ABD) Heyelanı.	10
Şekil 2.11 : (a) 2005 Kuzulu heyelanı (b) akma ile örtülen Kuzulu köyü.	11
Şekil 2.12 : Yayılmalar.	11
Şekil 2.13 : Yanal kaya yayılması.	12
Şekil 2.14 : Yanal zemin yayılması.	12
Şekil 2.15 : Bir akma yenilmesi.	13
Şekil 3.1 : Culmann kırılma yüzeyi.	17
Şekil 3.2 : İsveç dilim yönteminde bir dilime etkiyen kuvvetler ve kuvvet poligonu	18
Şekil 3.3 : Yamaçta uzunluk derinlik kavramı.	20
Şekil 3.4 : Spencer stabilite abakları.	20
Şekil 3.5 : Güvenlik sayısının yıllık göçme olasılığı ile ilişkisi.	26
Şekil 3.6 : Türkiye'deki heyelan olaylarının mevsimlere dağılımı.	27
Şekil 3.7 : Katman eğimine paralel akış (şev aynasında sızıntı yok).	28
Şekil 3.8 : Yatay akış veya artezyen rejimi durumunda.	28
Şekil 3.9 : Parabolik düşüm (şev aynasında sızıntı mevcut).	29
Şekil 3.10 : Zemin danelerinin birbirine göre dönme ve kayması.	29
Şekil 3.11 : Kırılan bir zemin elemanı üzerinde oluşan gerilmeler.	30
Şekil 3.12 : İki boyutlu düzlemde tanımlanan Mohr Dairesi.	31
Şekil 3.13 : Kohezyonlu zeminde hızla oluşturulan şev.	32
Şekil 3.14 : Kohezyonlu malzeme ile hızlı inşa edilen baraj.	33
Şekil 3.15 : Dolgulara yamacın kayma davranışı.	33
Şekil 3.16 : Dolgulara yumuşak zeminin kayma davranışı.	34
Şekil 3.17 : Yol yarmalarında uzun süreli kazı şevleri.	35
Şekil 3.18 : Doğal yamacın şev stabilitesi.	35
Şekil 3.19 : Yenilen homojen yamaç.	37
Şekil 3.20 : Homojen yamaç içerisinde piyezometrik çizgi.	38
Şekil 3.21 : Güvenlik sayısının c' değerine göre değişimi.	39
Şekil 3.22 : Güvenlik sayısını 1.0 veren üç farklı kesme dayanımı seti için kritik daireler.	42
Şekil 3.23 : Örnek olarak verilen çok plastik, sıkıştırılmış dolguda kayma.	42
Şekil 3.24 : Örnek Şev için güvenlik katsayısını 1.0 veren kohezyon değerinin kayma yüzeyi derinliği ile değişimi.	44

Şekil 3.25 : Örnek Şev için güvenlik katsayısını 1.0 veren sürtünme açısı değerinin kayma yüzeyi derinliği ile değişimi	44
Şekil 4.1 : Yük kaldırma ile iyileştirme.....	48
Şekil 4.2 : Kazı yapılarak oluşturulan payanda dolgusu.....	48
Şekil 4.3 : Kazı yapılmadan oluşturulan payanda dolgusu	49
Şekil 4.4 : Yüzey suyunu şevden uzaklaştıran beton seki drenajı	49
Şekil 4.5 : Delikli perfore boru dreni	50
Şekil 4.6 : Yeraltı suyunun yatay drenler ve kuyular kullanılarak uzaklaştırılması ..	50
Şekil 4.7 : Çeşitli drenaj uygulamaları.....	51
Şekil 4.8 : Yapısal stabilizasyon elemanları (üstte), Geniş çaplı keson kuyu (sol	53
altta), Ankrajlar (sağ altta)	53
Şekil 4.9 : Jet Grout Uygulaması	54
Şekil 4.10 : Zemin Çivisi Uygulaması.....	54
Şekil 4.11 : Bitkilendirme ve yapısal elemanlar ile stabilitesi sağlanmış bir duvar ..	55
Şekil 5.1 : Desteksiz kazıda karşılaşılan şev kayması.	57
Şekil 5.2 : Şevin taç bölgesi.....	58
Şekil 5.3 : SPT/N darbe sayılarının derinlikle değişim grafiği.....	59
Şekil 5.4 : Kayma geometrisi.....	60
Şekil 5.5 : Kırılan su borusu.	61
Şekil 5.6 : Kayma mekanizmalarının karşılaştırılması	61
Şekil 5.7 : 1 no'lu kayma dairesinin Talren programı ile incelenmesi	63
Şekil 5.8 : Talren programı ile modellenen 1 no'lu göçme için ϕ' değerinin ru.....	64
artışına göre değişimi.	64
Şekil 5.9 : 2 no'lu kayma dairesinin Talren programı ile incelenmesi	64
Şekil 5.10 : Talren ile modellenen 2A-T no'lu göçme için ϕ' değerinin ru.....	65
artışına göre değişimi	65
Şekil 5.11 : Yeraltı su seviyesi girilerek analiz yapılması.....	66
Şekil 5.12 : Talren programı ile modellenen 2B-T no'lu göçme için ϕ' değerinin ru	
artışına göre değişimi.	67
Şekil 5.13 : Plaxis programında modellenen 2 no'lu kayma mekanizması.	68
Şekil 5.14 : Plaxis programı ile modellenen 2B no'lu göçme için ϕ' değerinin ru	
artışına göre değişimi (2B-Pq).	69
Şekil 5.15 : Plaxis programı ile sürşarjsız durumda modellenen 2B no'lu göçme için	
ϕ' değerinin ru artışına göre değişimi (2B-P).....	70
Şekil 5.16 : Alternatif 1 – Hem üst hem topuk bölgelerinde jet grout ile iyileştirme	
yapılması.	74
Şekil 5.17 : 1. Alternatif için Talrende elde edilen güvenlik sayısı ve kayma	
dairesi.	76
Şekil 5.18 : 1. Alternatif için Plaxis programı ile elde edilen deformasyon	
dağılımı.....	75
Şekil 5.19 : Alternatif 2 – Sadece şevin üst bölgesinde jet grout ile iyileştirme	
yapılması.	76
Şekil 5.20 : 2. Alternatif için Talren programında elde edilen güvenlik sayısı ve	
kayma dairesi.....	77
Şekil 5.21 : 2. Alternatif için Plaxis programı ile elde edilen deformasyon	
dağılımı.....	78
Şekil 5.22 : Alternatif 3– Fore kazıklı iksa yapılması.	78
Şekil 5.23 : 3. Alternatif için Plaxis ile elde edilen deformasyon dağılımı.	79
Şekil 5.24 : İyileştirilmiş şev planı.	79

ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİNDE GERİ HESAP YÖNTEMİ VE BİR VAKA ANALİZİ

ÖZET

Günümüzde nüfusun ve şehirleşmenin hızla artıyor olması, şehir içinde yeni yerleşim alanlarına olan ihtiyacı arttırmış, mevcut yerleşimlerin ise büyümesine yol açmıştır. Bu gelişme zamanla şehirleşmenin tepe yamaçlarına doğru ilerlemesine neden olmuştur. Bununla birlikte, doğa olaylarının yanı sıra, gerçekleştirilen mühendislik kazıları, yoğun yapılaşmadan kaynaklanan dış yükler, bitki örtüsünün yok edilmesi gibi insan etkileriyle yerleşim alanlarında şev göçmesi riski her geçen gün artmaktadır. Şehir içinde yeterli mühendislik önlemleri alınmadan desteksiz olarak yapılan kazılarda meydana gelen şev hareketleri sonucunda çevre yapı ve altyapılarda çoğu zaman onarılması zor hasarlar meydana gelmektedir. Bu hasarların önüne geçilmesi adına kazı yapılmadan önce çevre yapılar ve altyapılar dikkate alınarak açılacak şevin stabilitesinin incelenmesi son derece önem arz etmektedir. Bu tez çalışmasında şev stabilitesi kavramına öncelikli olarak değinilmiş ardından tahkik yöntemleri hakkında bilgiler verilmiştir. Şev stabilitesinin kaybolduğu, bir başka deyişle göçmenin gerçekleştiği durumlarda geri hesap yöntemi kullanılarak zemin parametrelerine nasıl ulaşıldığı konusunda bilgiler verilmiştir. Son olarak da İstanbul Kemerburgaz'da gerçekleştirilen bir konut inşaatı sırasında desteksiz olarak açılan temel kazısında meydana gelen şev hareketi, önce limit denge yöntemini, sonra da sonlu elemanlar yöntemini kullanan bilgisayar programları kullanılarak geri hesap yöntemi ile incelenmiş ve elde edilen kesme dayanımı parametreleri karşılaştırılmış ve geri hesaplanan zemin parametrelerine göre yapılan iyileştirme projesi hakkında bilgiler aktarılmıştır.

BACK-CALCULATION METHOD IN SLOPE STABILITY ANALYSIS AND A CASE STUDY

SUMMARY

Rising population increases the demand for new residential areas and forces spreading out of the cities. This situation causes urbanization to expand outside the city centers, towards the hillsides. The natural conditions such as soil and underground water behavior and human effects such as deep excavations, increasing external loads due to tall buildings, destruction of the nature etc... combine together to create grounds for high potential of slope stability failures. The excavations in the city center without adequate engineering measures can cause slope failures which damage structures in the environment. To prevent these failures slope stability must be analyzed before the excavation. In the scope of the thesis, an introduction and information of slope stability concept, analysis methods and specifically back calculation method are given. Subsequently, a slope failure case which took place during excavation for the foundations in a residential development area in Kemberburgaz in Istanbul is investigated. During the investigation, the computer programs using limit equilibrium and more sophisticated finite elements method are used concurrently with the approach to back calculate the shear strength parameters from the geometry of the failed slope. Consequently, the determined set of parameters are compared and possible alternative methods for remedial measures are examined.

1. GİRİŞ

Geçmişte insanoğlunun yerleşeceği yeri, değişik koşullar altında bir çok farklı şekilde seçtiği görülür. Akarsu yataklarına yakın olmak, daha kolay ulaşım sağlamak gibi nedenlerden düz ovalar ve platolar seçilebildiği gibi, doğadan ya da düşmanlardan korunmak için dağ yamaçları da seçilebilmiştir. Günümüzde ise, hızla büyüyen metropollerde yapılaşma, uygun alanların azalmasından dolayı kayma riski taşıyan dağ ve tepe yamaçlarına yayılmaya başlamıştır (Karikari ve Agyei, 2000). Eğimli alanlarda yapılar inşa edilmeye başlandıkça şev stabilitesi çözölmeyi bekleyen bir problem olarak insanoğlunun karşısına çıkmıştır.

Şevlerin stabilitesi insanoğlunun müdahalesi ile kaybolabileceği gibi insanoğlunun müdahalesi gerekmeden de kaybolabilir. Üzerinde yaşadığımız dünya patlayan volkanları, sürekli küçük adımlarla yer değiştiren kara parçaları ile yeryüzü şekillerini hırçın kılmaya çalışır. Bunun yanında dünyanın periyodik hareketleri ve gerçekleşen doğa olayları sayesinde bu düzensizlik kırılır. Rüzgar ve yağmur gibi etkenler ile yalçın sarp dağlar sürekli olarak aşınır ve küçölür. Bu doğa olayları eğimli bölgelerin mevcut stabilitelelerini zaman içerisinde kaybetmelerine yol açar.

Türkiye’de kütle hareketlerinin ortaya çıkardığı kayıplar son derece önemlidir. Hemen her yıl ölkemizin pek çok yerinde görölen şev hareketleri çok sayıda can ve mal kayıplarına yol açmaktadır. Şev hareketleri, tarımsal hasarların yanı sıra şehirleşmenin olduğı yerlerde yapısal hasarlara da neden olmaktadır. Heyelanların bu kadar yaygın bir şekilde görölmesi ve olayların sonucunda büyük kayıpların ortaya çıkması, ölkemizin doğal özellikleri yanında sosyoekonomik yapısından da kaynaklanmaktadır (Öztürk, 2002).

Stabilitesi değişen çevre koşulları veya insan müdahalesi ile bozulan şevlerin kayma mekanizması kimi zaman o şevdeki zemin özelliklerinin daha iyi anlaşılmasını sağlamaktadır. Şevlerin zemin özellikleri yapılan arazi ve laboratuvar çalışmaları ile belirlenebildiği gibi göçmenin meydana geldiği bir durum ile de incelenebilmektedir. Bilindiği gibi arazi ve laboratuvar çalışmalarından elde edilen bilgiler arazinin sınırlı noktalarını temsil ederken, geri hesap yöntemi ile modellenen bir şev kayması o

bölgenin özelliklerini daha iyi temsil eden zemin parametrelerine ulaşmamızı sağlamaktadır. Günümüzde gelişen bilgisayar programları ile, limit denge, sonlu elemanlar vb. yöntemler kullanılarak kısa zamanda çok sayıda analiz yapılabilmektedir. Kayma anındaki ortam koşullarına daha doğru bir şekilde ulaşabilmek adına bu bilgisayar programları kullanılarak bilinmeyen zemin parametreleri geniş bir aralıkta incelenebilmektedir.

Yaşanan şev kaymalarının incelenmesi zemin özellikleri ve kayma anındaki göçme koşullarına ilişkin değerli bilgiler vermektedir. Kayma gerçekleştikten sonra alınacak iyileştirme tedbirlerinin daha güvenilir ve daha ekonomik yapılabilmesi adına yürütülen geri analiz sonuçlarının, değişen yeraltı suyu ve farklı yöntemlerin kullanılması durumları için ne gibi farklılıklar gösterebileceği, gerçekleşen bir şev kayması üzerinde araştırılmıştır.

Bu tez çalışmasında şev stabilitesi kavramına öncelikli olarak değinilmiş ardından tahkik yöntemleri hakkında bilgiler verilmiştir. Şev stabilitesinin kaybolduğu, bir başka deyişle göçmenin gerçekleştiği durumlarda geri hesap yöntemi kullanılarak zemin parametrelerine nasıl ulaşıldığı konusunda bilgiler verilmiştir. Son olarak da İstanbul Kemerburgaz'da gerçekleştirilen bir konut inşaatı sırasında desteksiz olarak açılan temel kazısında meydana gelen şev hareketi, önce limit denge yöntemini, sonra da sonlu elemanlar yöntemini kullanan bilgisayar programları kullanılarak geri hesap yöntemi ile incelenmiş ve elde edilen kesme dayanımı parametreleri karşılaştırılmıştır. Geri hesaplanan zemin parametrelerine göre yapılan iyileştirme projesi hakkında bilgiler aktarılmıştır.

2. ŞEV STABİLİTESİ

2.1 Şev Stabilitesi ve Yaşanmış Şev Kaymaları

Şev hareketleri, geoteknik mühendisliğinin başlıca konuları arasında yer almakta olup önemi geçmişten bugüne kadar karşılaşılan hasarlara bakıldığında kolayca anlaşılabilir. Şev hareketlerinin yol açtığı hasarlara bakıldığında Japonya yılda 4 milyar dolarlık direk ve dolaylı hasar ile başı çekmektedir (Schuster, 1996). Japonya'yı, ABD, İtalya ve Hindistan yılda 1-2 milyar dolar arasında değişen hasar miktarları ile takip etmektedir. Şev hareketleri gelişmekte olan ülkelerde de sık görülmekle birlikte, ekonomik kayıpları bazen ülke ekonomilerini aşacak boyutlara varmaktadır (Sassa ve diğ., 2005). Ülkemizde ise, doğal afet zararlarının her yıl Gayri Safi Milli Hasılanın % 1-3'ü arasında oranlara ulaştığı tahmin edilmektedir (Özmen ve diğ., 2005).

Heyelanlar, özellikle de insanın neden oldukları yaşamı, doğrudan ve dolaylı olarak etkilemektedir. Yer kabuğunun özel bir noktasında bulunan ülkemiz de bu tür afetlerden payını almaktadır. Ülkemizin engebeli topoğrafyası ve gerçekleştirilen büyük çaplı bayındırlık uygulamaları geniş toprak ve kaya hacimlerinin kazılmasını veya doldurulmasını gerektirmektedir. Bununla beraber mühendislerin genelde göze almak zorunda kaldığı risklerin büyüklüğü de düşünüldüğünde ülkemiz açısından konunun önemi daha belirgin bir şekilde ortaya çıkmaktadır (Önalp ve diğ., 2004). Türkiye'de 1950-2004 yılları arasında heyelandan etkilenmiş konut sayısı yaklaşık 65.000, meydana gelen heyelan olayı sayısı yaklaşık 4.000 ve heyelandan etkilenmiş ve/veya etkilenmekte olan yerleşim yeri sayısı ise yaklaşık 3.500'dür. Meydana gelen afetler nedeni ile nakil edilen konut sayısı 167.787'dir (Öztürk, 2002).

Bu afetlerin büyüklüğünü ve önemini anlamak için tarihte yaşanmış birkaç şev kayması felaketine bakılabilir. ABD'de, Thistle'da 1983 yılında gerçekleşen şev kayması sonucu iki büyük karayolu yanında Denver-Rio Grande Batı Demiryolu hattının yıkımı gerçekleşmiş ve bu 200 milyon dolar hasara mal olmuştur (Shurman ve diğ., 1992). Bu şev kayması bir dere yatağını kapatmış ve kaydığı kanyonda yeni

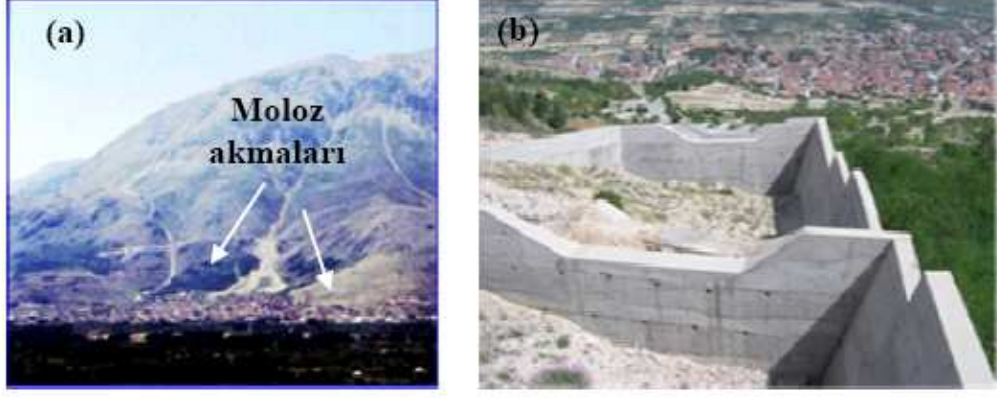
bir göl oluşturmıştır. Bu gölün, gövdenin üzerinden taşarak boşalmasının beklenmesi ve doğal seti aşındırıp, büyük bir sel felaketine zemin hazırlayacağı düşüncesiyle, göl önce pompalar, daha sonra kalıcı bir tünel yardımı ile drene edilmiştir (Coduto, 2006).

Benzer bir durum Çin'in Sichuan bölgesinde 1786 yılında yaşanan heyelanda ortaya çıkmıştır. Bu heyelanla oluşan göl, biriken malzeme ile oluşan barajı kısa sürede aşındırıp yıkarak 100.000 kişinin boğularak can vermesine sebep olmuştur (Coduto, 2006). Aynı bölgede 2008 yılında gerçekleşen deprem sonrasında da benzer bir felaketle karşı karşıya gelinmiş fakat bu defa felaket büyümeden gerekli önlemler alınabilmiştir (Şekil 2.1).



Şekil 2.1 : Şev kaymaları ile meydana gelen sel felaketinden kaçan siviller (url-1).

Ülkemizde yaşanan önemli şev hareketlerinden bir tanesi ise Torosların kuzey eteklerinde kurulmuş olan Isparta iline bağlı Senirkent ilçesinde 13 Temmuz 1995'te meydana gelen moloz akmasıdır (Şekil 2.2a). Bu afet sonucunda ilçede 74 kişi yaşamını yitirmiş ve önemli düzeyde yapısal hasar meydana gelmiştir. Afet sonrasında inşa edilen beton çevirme kanalları ve duvarları ile moloz akmalarının ilçeye yönleneceği önlenmeye çalışılmıştır (Şekil 2.2b) (Ulusay, 2008). Bununla birlikte, Senirkent'i de içeren bir bölgede moloz oluşumu kaynaklarının ve moloz akması stabilitesinin araştırıldığı bir çalışmada (Tonoz ve diğ., 2007), olası moloz akmalarının ulaşabileceği yerler kestirilmiş olup, değerlendirmeler bölgedeki bazı yerleşimlerin ve karayolunun bazı kesimlerinin halen bu tür bir akma tehdidi altında olabileceğine işaret etmektedir.



Şekil 2.2 : 1995 Senirkent moloz akması ve moloz çevirme kanalı (Ulusay, 2008).

Dokumacılığın çok eski merkezlerinden biri olan ve dik bir yamaç üzerinde kurulu Babadağ ilçesinde sosyoekonomik durumu olumsuz yönde etkileyen ve halen devam eden bir yamaç hareketiyle ilgili olarak 2000 yılından bu yana sürdürülen çalışmalarda yapılan gözlemlere göre, söz konusu hareket yapılarında önemli deformasyonlara ve hasarlara neden olmaktadır (Şekil 2.3) (Tano ve diğ., 2006).



Şekil 2.3 : Şev Hareketlerine maruz kalmış olan Babadağ ilçesinin Gündoğdu semti (Ulusay, 2008).

Bazı durumlarda inşaat mühendisliği yapılarının stabilite açısından hassas olan şevlere yakın yerlere, hatta bu şevlerdeki stabiliteyi bozacak şekilde şevin tepe kısmına inşa edilmeleri gerekebilir. Bu gibi hallerde, ileride çıkacak yıkıcı hasarları önlemek adına, şevin geoteknik açıdan değerlendirilmesi, analiz edilmesi ve gerekiyorsa iyileştirilmesi gerekmektedir (Coduto, 2006).

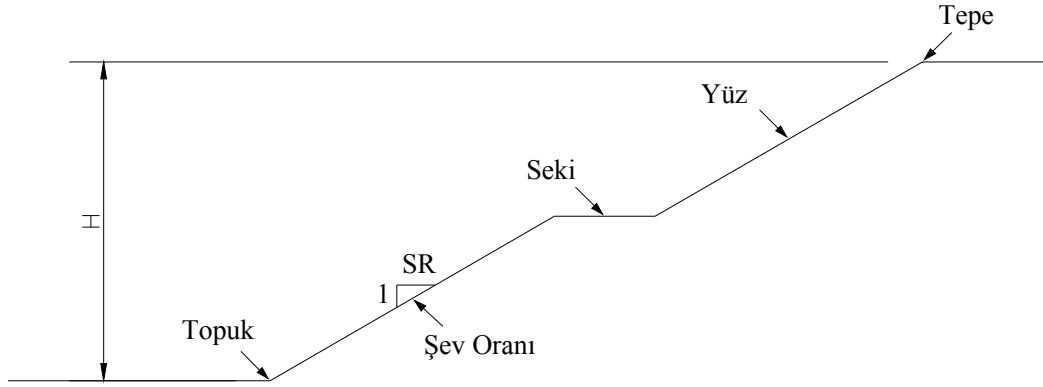
2.2 Şev Stabilitesi Terminolojisi

Geoteknik mühendisliğinde zemin/kaya yüzeylerinin oluşturdukları eğimli şekillere şev denmektedir. Genelde mühendislik uygulamaları sonucunda oluşturulan şevler

“kazı veya dolgu şevi” olarak adlandırılırken, tabiat tarafından şekillendirilen şevler “doğal şev” olarak adlandırılır. Önalp ve Arel (2004) tarafından doğal yollar ile oluşmuş şevler için “yamaç” terimi kullanılmaktadır ve yamaç hareketleri için “heyelan”, şev hareketleri için ise “kayma”, “göçme” veya “gelme” terimlerinin kullanıldığı belirtilmektedir.

Coduto (2006), şevleri tanımlarken aşağıdaki bir kaç özel terimi kullanmıştır (Şekil 2.4);

- Şev oranı şevin dikliğini tanımlar ve daima yatay:düşey olarak ifade edilirler. Örnek olarak, 3:1 lik bir şev üç yataya bir düşeyi anlatır ve 1:3 lük bir şev ondan daha diktir.
- Şevin tepesi ve şevin topuğu şevin düz yüzü kestiği noktalardır.
- Şev yüzeyi, şevin tepesi ve topuğu arasında kalan yüzeydir.
- Şev yüksekliği, şevin tepesi ile topuğu arasındaki kot farkıdır.
- Palye (seki) yüzey drenajını sağlamak için yarma ve dolgu şevlerinde oluşturulan şev yüzeyinin ortasına denk gelen düzlük alandır.



Şekil 2.4 : Şevleri tanımlamada kullanılan terminoloji (Coduto, 2006).

2.3 Şev Göçmesi Çeşitleri

Varnes tarafından önerilen yöntemle göre şev göçmesi karşımıza *düşme*, *devrilme*, *kayma*, *yayılma* ve *akma* şeklinde beş kategoride gelmektedir. Ayrıca göçmenin meydana geldiği malzeme tipini belirtmek amacı ile bu beş göçme biçiminin önüne anakaya için *kaya*, baskın olarak iri taneli zeminler için *moloz* ve baskın olarak ince

taneli zeminler için *toprak* terimleri gelmektedir (Varnes, 1958; Varnes, 1978; Cruden ve diğ., 1966). Varnes'ın yaptığı sınıflandırma Çizelge 2.1'de verilmektedir.

Çizelge 2.1 : Şev göçmeleri için Varnes (1978) mühendislik sınıflandırması.

DURAYSIZLIK TÜRÜ			MALZEMENİN TÜRÜ		
			TOPRAK ZEMİNLER		ANA KAYA
			İNCE TANELİ	İRİ TANELİ	
DÜŞME			Zemin düşmesi	Moloz düşmesi	Kaya düşmesi
DEVİRİLME			Zemin devrilmesi	Moloz devrilmesi	Kaya devrilmesi
KAYMA	DÖNEL (Dairesel)	Sınırlı sayıda birim	Zeminde daireysel kayma	Molozda daireysel kayma	Kayada daireysel kayma
	ÖTELENMELİ	Çok sayıda birim	Zeminde blok türü ötelenme Zemin kayması	Molozda blok türü ötelenme Moloz kayması	Kayada blok türü ötelenme Kaya ötelenmesi
YANAL YAYILMA			Zemin yayılması	Moloz yayılması	Kaya yayılması
AKMA			Zemin akması	Moloz akması	Kaya akması
			(Zeminde krip)		(Derin krip)
KARMAŞIK KAYMALAR			Yukarıda belirtilen diğer duraysızlık türlerinden ikisinin veya birkaçının birleşmesiyle gelişen duraysızlıklar		

2.3.1 Düşmeler

Düşmeler bir yamaçtan aşağıya hızla düşen, yol boyunca yuvarlanan ve hatta havada savrulan zemin veya kaya parçalarından oluşan yamaç yenilmeleridir (Coduto, 2006). Bu tür duraysızlıklar, kaya kütlelerinde süreksizlikler, toprak zeminlerde ise fisürlerin ayırdığı münferit blokların dik eğimli yamaçlardan, herhangi bir makaslama yenilmesi olmaksızın, yer çekimi etkisi altında düşmesiyle gerçekleşir. (Ulusay, 2008). Düşen malzemenin cinsine göre kaya düşmesi, moloz düşmesi, zemin (toprak) düşmesi gibi adlar alabilirler. Düşmeler genellikle dik kaya yamaçlarında meydana gelir. Tetikleyen faktörler erozyon, ağaç kökleri, buzlanma, su basınçları ve deprem olarak özetlenebilir. Şekil 2.5 yurdumuzda yaşanan kaya düşmelerine örnek olarak verilmektedir.

2.3.2 Devrilmeler

Devrilmeler kaya veya sert bir kil gövde düşeye yakın bir eklem bölgesinden veya çatlaktan dönerek uzaklaşması olarak açıklanabilir. Sadece dik yamaçlarda bu yenilme biçimi ile karşılaşılır (Coduto, 2006). Şist ve sleyt türü kayalarda bu göçme biçimi önemlidir (Goodman, 1993). Şevin tersi yönde eğimli ve devamlılığı yüksek

süreksizliklerin neden olduğu kolonsal elemanların belirli bir dönme noktası üzerinde domino etkisiyle kazı boşluğuna devrilmesi şeklinde gelişen bir duraysızlık mekanizmasıdır (Şekil 2.6). Devrilme, bir çökme davranışı olmayıp, bir bükülme davranışıdır ve makaslama yenilmesini de içerir. Devrilmenin başlıca bükülme, blok ve bükülme-blok devrilmesi olmak üzere üç farklı türü bulunmaktadır (Ulusay, 2008).



Şekil 2.5 : Ürgüp'te yaşanan bir kaya düşmesi (Ulusay, 2008).

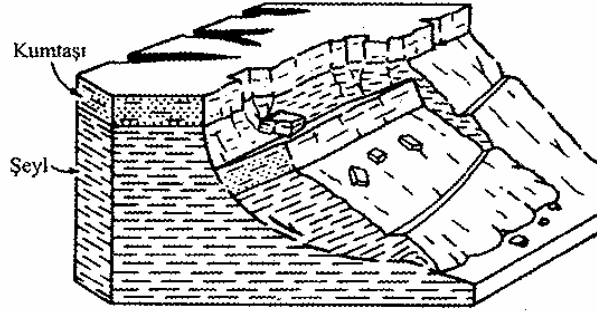


Şekil 2.6 : Kastamonu'da görülen bir kaya devrilmesi (Ulusay, 2008).

2.3.3 Kaymalar

Kayma ve heyelan terimleri genelde insanlar tarafından herhangi bir şev göçmesinin tanımlanmasında kullanılırken, Varnes bu terimleri sadece iyi belirlenmiş kayma yüzeyleri boyunca yamaç aşağı hareket eden bir veya daha fazla bloğu içeren kütle hareketlerini tanımlamak için kullanmıştır (Coduto, 2006). Aşağıda bu göçme tipinin türleri sıralanmıştır:

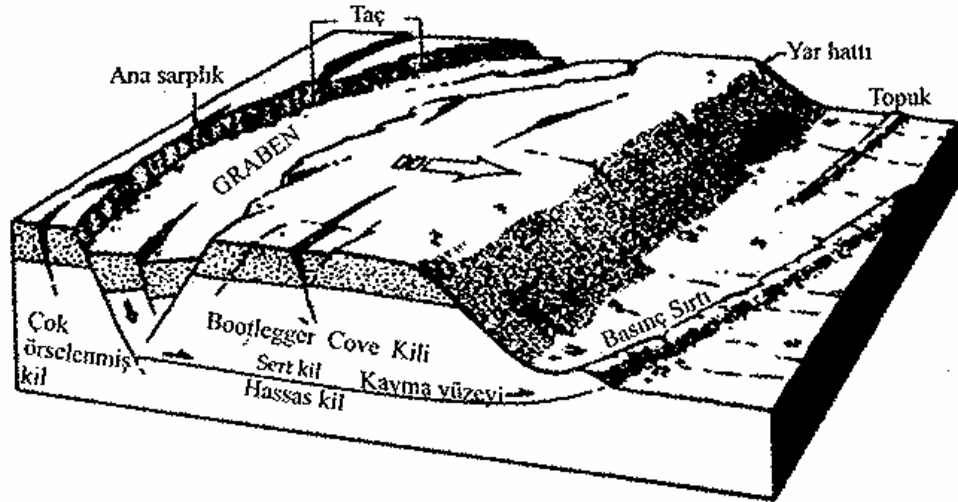
Rotasyonel kaymalar, Şekil 2.7’de görüldüğü gibi yukarı doğru iç bükey olan eğri kayma yüzeyleri boyunca hareket ederler. Genellikle dolgular gibi homojen malzemelerde meydana gelir (Coduto, 2006).



Şekil 2.7 : Rotasyonel Kayma (Coduto, 2006).

Düz yanal kaymalar, Şekil 2.8’de görüldüğü gibi düzlemsel kayma yüzeyleri boyunca hareket ederler. Hareket eden tabakaların kalınlıkları çoğu zaman uzunluklarının onda birinden daha küçüktür. Genellikle zayıf zonları takip eder .

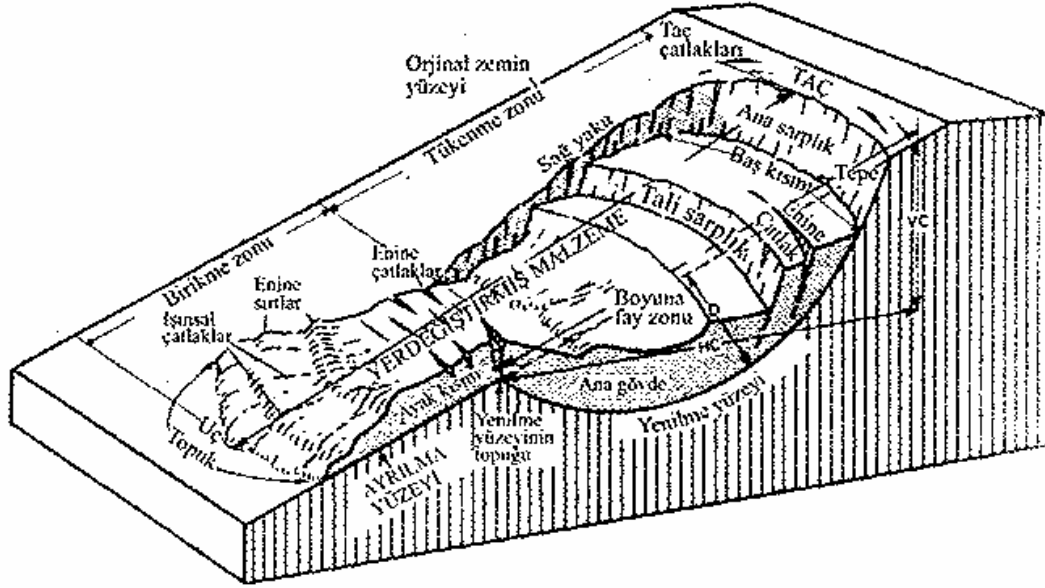
Birleşik kaymalar ise bu iki kayma şekli arasında bir şekle sahip kaymalardır (Coduto, 2006).



Şekil 2.8 : Bloklı düz yanal kayma (Coduto, 2006).

Karmaşık ve birleşik kaymalar ise Şekil 2.9’de görüldüğü gibi bu kayma biçimlerini bünyelerinde içermektedirler, hatta akma gibi diğer şev göçmesi çeşitlerini içerebilmektedirler.

Şekil 2.10’da görüldüğü gibi yerleşim alanlarına yakın gerçekleşen kaymalar sosyal ve ekonomik açıdan büyük hasarlara yol açabilmektedir (Ulusay, 2008).



Şekil 2.9 : Bir kısım akma özellikleri de içeren karmaşık kayma (Coduto, 2006).



Şekil 2.10 : 1995 La Conchita (Kaliforniya, ABD) Heyelanı, (Schuster ve diğ., 2007)

Kaymalara ülkemizden Sivas, Kuzulu heyelanı örnek olarak verilebilir. Bu şev hareketi dairesel kayma olarak başlamış olup yerdeğiştiren malzeme, doğu-batı doğrultulu dar ve dik bir vadi içersinde yerdeğiştirmeye devam etmiş ve daha düşük kotlardaki kuzey-güney doğrultulu Agnus Deresi boyunca yaklaşık 1 km daha ilerledikten sonra hareket sonlanmıştır (Şekil 2.11a). Agnus Deresi çevresinde

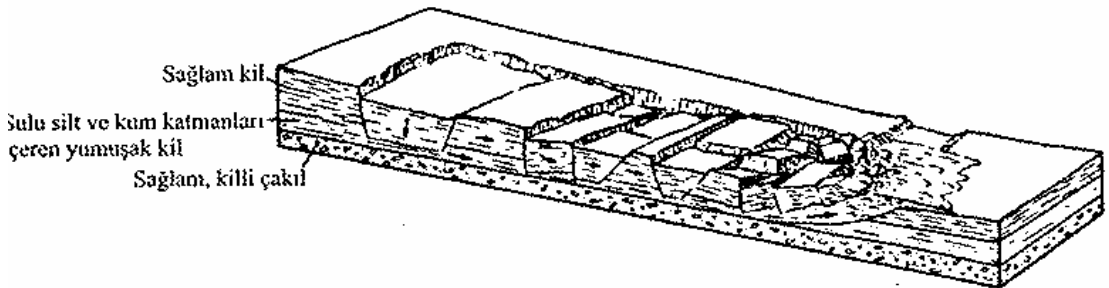
kurulmuş olan Kuzulu Mahallesi'nde 15 kişi hareket eden malzemenin altında kalarak yaşamını yitirmiştir. Ayrıca, Kuzulu köyü camisinin yanı sıra, 21 ev ve 375 adet hayvan da hareket eden malzeme tarafından tamamen örtülmüştür (Şekil 2.11b) (Göçeoğlu ve diğ., 2005).



Şekil 2.11 : (a) 2005 Kuzulu heyelanında akma bölgesi (b) akma tarafından örtülen Kuzulu köyü (Ulusay ve diğ., 2007).

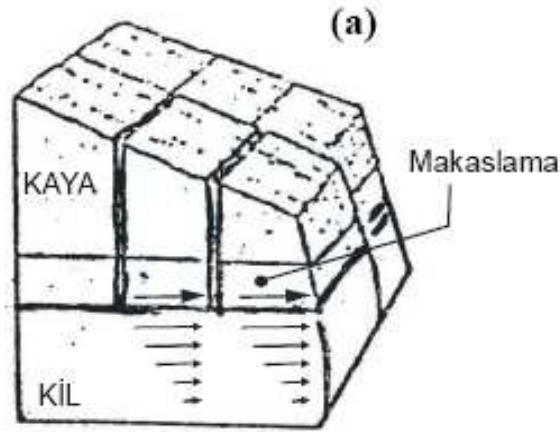
2.3.4 Yayılmalar

Yayılmalar Şekil 2.12'de görüldüğü gibi zayıf bir zemin tabakası boyunca oluşan göçmeleri takiben üstteki daha sağlam tabakalarda meydana gelen ayrılmaların oluşturduğu harekettir. Zayıf, suya doymun kum tabakalarının deprem sırasında sıvılaşmasıyla bu göçme biçimi meydana gelebilir. Genellikle orta eğimli yamaçlarda meydana gelir ve akarsu kenarlarına kadar devam edebilir. Geniş alanları etkiledikleri için meydana getirdikleri hasarlar büyük boyutlara çıkabilmektedir (Coduto, 2006).



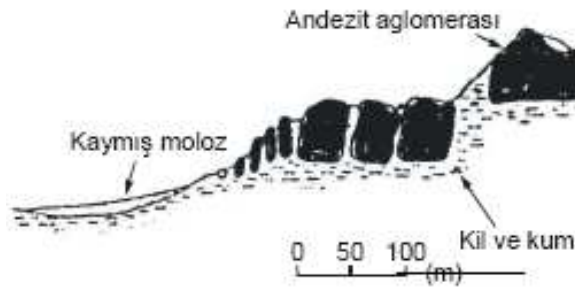
Şekil 2.12 : Yayılmalar (Coduto, 2006).

Depremler sırasında oluşan zemin sıvılaşmasının neden olduğu yanal yayılmadan farklı olarak ve herhangi bir dinamik etkiye gerek kalmadan meydana gelen yanal yayılmalarda, makaslama yenilmesinin ve çekilme çatlaklarının etkisiyle yanal yönde gelişen son derece yavaş bir hareket söz konusudur. Örneğin Şekil 2.13’de gösterildiği gibi, kil gibi plastik özelliğe sahip bir zemin ile bunun üzerinde yer alan bloklu bir kaya kütleleri arasındaki zayıf yüzey boyunca makaslama yenilmesi sonucu üstteki blokların son derece yavaş bir hızla şev dışına doğru hareketi yanal kaya yayılması olarak bilinir (Ulusay, 2008).



Şekil 2.13 : Yanal kaya yayılması (Broms, 1975).

Yanal zemin yayılması Şekil 2.14’de görüldüğü gibi, göreceli olarak sınırlı, zayıf ve ince taneli plastik bir toprak zeminin içindeki kaya bloklarının çok düşük hızla her iki malzemenin birlikte eğim aşağı doğru hareketidir. Her iki tür duraysızlıkta da

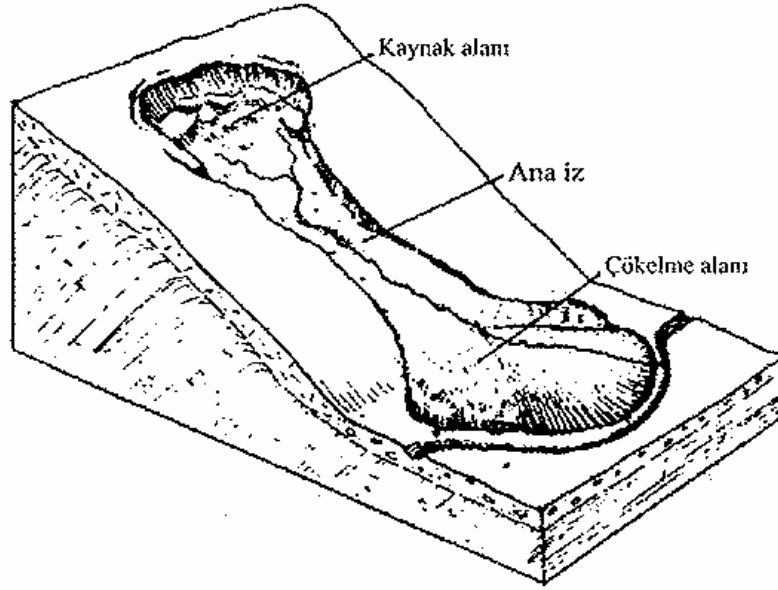


Şekil 2.14 : Yanal zemin yayılması (Broms, 1975).

hareket hızı 10-25 mm/yıl arasında değiştiğinden, harekete ilişkin göstergeler hareketin başlangıcından itibaren uzun süre belirgin olarak gözlenemez. Yüksek gözenek suyu basınçları da bu tür hareketlerin gelişmesinde etkin rol oynamaktadır (Ulusay, 2008).

2.3.5 Akmalar

Akmalar Şekil 2.15’de görüldüğü gibi zeminin bir akışkan gibi yamaç aşağı hareket ederek topukta birikmesi ile gerçekleşir. Kaymalardan farkı iyi tanımlanmış kayma düzlemleri boyunca değil her yönde kayma birim deformasyonları göstererek akmasıdır (Coduto, 2006). Konsolide olmamış malzemelerin doymun veya kuru halde ve düşük ya da yüksek hızla viskoz bir sıvı gibi yamaç boyunca dengeye erişene değin akmasıyla meydana gelir ve çoğu kez katastrofik sonuçlar doğurabilir (Ulusay, 2008).



Şekil 2.15 : Bir akma yenilmesi (Coduto, 2006).

3. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ

3.1 İnceleme Yöntemleri

Zemin ve yumuşak kayalarda beliren kitle hareketi, yamaç ve şevler göz önüne alındığında, kayalara oranla toplumu daha fazla ve yakından ilgilendirmektedir. Bu durumun jeomorfolojik ve mekanik nedenlerinin yanında insanların çevreye müdahalesinin, kayalardan çok toprak üzerinde olmasından kaynaklanmaktadır. Fakat Singh ve diğerleri (2008) kayalarda görülen ayrışma ve yol kazıları gibi insan müdahalelerinin de ciddi stabilite problemlerini ortaya çıkartacağını belirtmişlerdir.

Şev stabilitesi problemlerini inceleyen geoteknik mühendisleri analizlerinde gözlemsel ve sayısal yöntemleri birlikte kullanırlar. Mevcut durum ve potansiyel gelecek koşullar bu analizlerde dikkate alınmalıdır.

Potansiyel düşme ve devrilme analizleri genelde sadece gözlemsel ve yarı sayısal yöntemlerle değerlendirilir. Genelde mühendisler tarafından yapılan bu değerlendirmeler jeolojik haritalama, eski performansın değerlendirilmesi ve benzerlerini kapsar. Devrilmelerde bu analizlere ek olarak sınırlı sayısal analizlerde yapılabilmektedir. Akmaların incelenmesi yarı sayısal analizlere dayanır. Sonsuz şev hareketleri akma potansiyeli için bir fikir verebilmektedir (Coduto, 2006).

Kaymalar ise bunların aksine sayısal analize daha uygundur. Yenilme potansiyelinin bir emniyet katsayısı ile ifade edilebildiği bu analizlerin güvenilirliği kanıtlanmış olup, geoteknik mühendisliği uygulamasında alışılmış biçimde kullanılmaktadır. Geoteknik mühendisliğinde bu yöntemlerin kapsamlı bir biçimde kullanılmasından dolayı bilgi kaynaklarının bir çoğunda tartışmalar öncelikle kaymaların sayısal analizleri üzerine odaklanmıştır fakat bu ifade ile diğer yenilmelerin önemsizliği ya da gözlemsel analizlerin daha az işe yaradığı düşünülmemelidir. Şev stabilitesi problemlerinin değerlendirilmesinde konunun her yönüyle incelenmesi gerektiğinden, sadece sayısal analizleri kullanmamak gerekmektedir (Coduto, 2006).

Kayma probleminin çözümüne elde edilen sonucun sayısal ve kesin olduğu düşünülen deterministik yöntemlerle de, zeminin özelliklerinin, jeolojik ve çevre koşullarının çok değişken olduğunu kabul ederek stabiliteyi olasılık ya da güvenilirlik ifadeleri ile gösteren istatistiksel-gözlemsel ve olasılık teorisine dayalı (probabilistik) yöntemlerle de gidilebilir (Önalp ve Arel, 2004).

3.2 Şev Kayması Analizlerinin Tarihi

Kayma analizleri ilk olarak 1800’lü yılların ortalarında Fransız mühendis Alexandre Collin tarafından nicel yöntemler kullanılarak yapılmıştır (Coduto, 2006). O yıllarda fazla önem verilmeyen bu çalışmalar unutulmuş ve daha sonra İsveç’te bir grup bilim adamı sayesinde tekrar çalışmalar başlatılmıştır. 1866 yılında Culmann, limit denge yöntemini kullanarak bir stabilite analizi geliştirmiştir (Hammouri ve diğ., 2008). Bugün kullanılan analiz sistemlerinin temeli bu çalışmalara dayanır.

Diğer Avrupa ülkelerinde olduğu gibi demiryolu ve liman yapımının hızla başlayıp devam ettiği İskandinavya ülkelerinde de ondokuzuncu yüzyıl sonları ve yirminci yüzyıl başlarında, dolgu ve yarmaların stabilitesi sorunlar doğurmaya başlamıştır. Çoğunluğu, drenajsız kayma dayanımı 15 kPa mertebesinde olan killer üzerinde yer alan İskandinavya ülkeleri, demiryolları ve limanlar için yapılan dolgu ve yarmalarda en fazla göçmeyle karşılaşan ülkelerdendir. Özellikle 1913’te ki göçmeyi takiben İsveç Devlet Demiryolları tarafından problemi incelemek amacıyla bir “Geoteknik Komite” kurulmuştur. Fellenius ve Petterson tarafından zeminde kayma analizi ile ilgili yeni yöntemler geliştirilmiştir (Bjerrum, 1963, Petterson, 1955). İsveç Kayma Dairesi Yöntemi ilk defa bu raporda bilim dünyasına sunulmuştur ve daha sonraki diğer analiz yöntemlerinin temelini oluşturmuştur (Coduto, 2006).

3.3 Şev Stabilitesi Analiz Yöntemleri

Şevlerin stabilitesi araştırılırken kullanılan limit denge ve sonlu elemanlar analizleri aşağıdaki şekilde tanımlanmıştır.

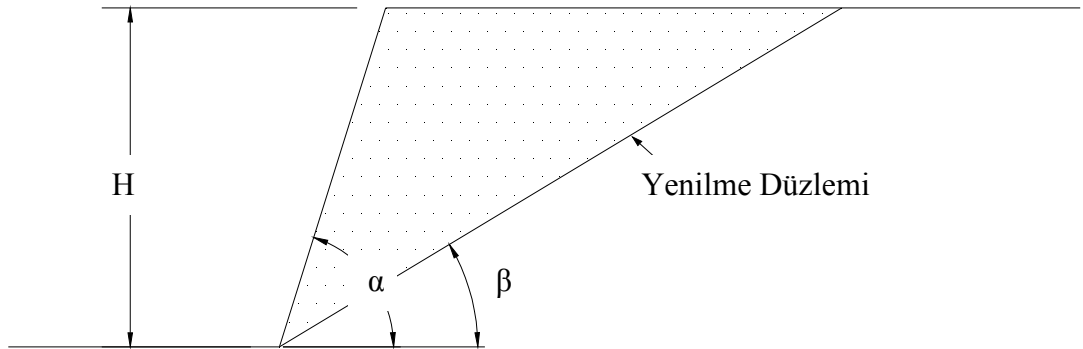
3.3.1 Limit denge analizleri

Limit denge analizleri geoteknik mühendisliği problemlerini çözümlerinde yıllardır yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Limit denge analizleri ile kaymanın belli bir yüzey boyunca olduğu kabulü yapılır ve kayan kütle bir bütün olarak veya

dilimlere ayrılarak, kayma yüzeyi boyunca oluşan gerilmeler ile kayma mukavemeti karşılaştırılır. Bu analiz yöntemleri ile temelde, Mohr-Coulomb gerilme kriterleri kullanılarak şevin üç ana statik denge eşitliği aranmaktadır (Hammouri ve diğ., 2008). Singh ve diğ. (2008) tarafından yapılan çalışmaya göre ise limit denge yöntemleri içerdikleri sınırlamalara karşın güvenilir sonuçlar verdiğini ispatlamıştır fakat aynı anda tüm kesme dayanımının mobilize olduğu varsayıldığı için olduğundan daha düşük güvenlik sayıları verdiği belirtilmiştir. Bu yöntem ile günümüze kadar bir çok araştırma yapılmış ve yöntem geliştirilmiştir (Yu ve diğ., 1998). Bu yöntemlerden bazıları aşağıda sıralamaktadır.

3.3.1.1 Culmann yöntemi

Culmann yöntemi ile, Şekil 3.1’de gösterildiği gibi kaymanın düz bir yüzey boyunca gerçekleşmiş olması kabulüne dayanarak, kayma yüzeyi boyunca oluşan kayma gerilmeleri ile oluşan kayma direncinin dengesinden kritik kayma açısı ve maksimum kazı yüksekliği hesaplanabilmektedir (Das, 2006).



Şekil 3.1 : Culmann kırılma yüzeyi.

Kritik kayma açısı, β_K ;

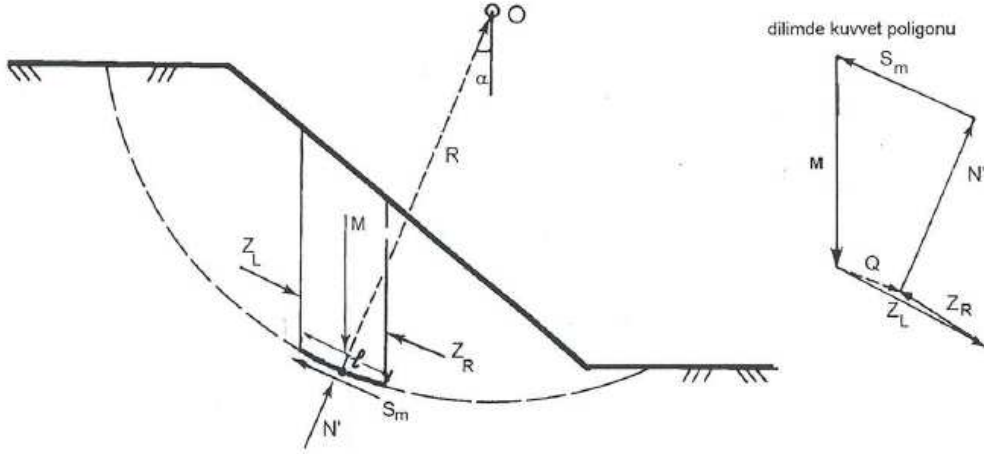
$$\beta_K = \frac{1}{2} \cdot (\alpha + \phi_g) \quad (3.1)$$

Maksimum kazı yüksekliği, H_K ;

$$H_K = \frac{4c}{\gamma} \cdot \left[\frac{\sin \alpha \cdot \cos \alpha}{1 - \cos(\alpha - \phi)} \right] \quad (3.2)$$

3.3.1.2 Fellenius yöntemi (İsveç dilim yöntemi)

Bu yöntem ile dairesel kayma yüzeyi dilimlere bölünüp her bir dilime etkiyen kuvvetler göz önüne alınır (Şekil 3.2). Yapılan ana varsayım, dilimler arası kuvvetlerin bileşkesinin tabana paralel olduğudur (Önalp ve Arel, 2004).



Şekil 3.2 : İsveç dilim yönteminde bir dilime etkiyen kuvvetler ve kuvvet poligonu (Önalp ve Arel, 2004).

Güvenlik Sayısı G_S aşağıdaki şekilde bulunmaktadır.

$$G_S = \frac{\sum [c'l + (M \cos \alpha - u_w l) \tan \phi']}{\sum M \sin \alpha} \quad (3.3)$$

Bu yöntemde varsayımlara bağlı olarak ortaya çıkmakta olan hataların ortamdaki boşluk suyu basınçlarının yüksek olması durumunda ve şevin fazla yatık olması durumunda fazlasıyla arttığı söylenebilmektedir (Önalp ve Arel, 2004).

3.3.1.3 Bishop yöntemleri

Bishop tarafından 1954 yılında geliştirilen bu yöntem ile dairesel kayma yüzeyinde hem moment hem de kuvvet denge koşulları sağlanmıştır. Çözümün uzun yollar ile elde edilmesinden dolayı bu yöntem yaygın uygulama bulamamış olup, yerine Sadeleştirilmiş Bishop Yöntemi kullanılmaktadır (Önalp ve Arel, 2004).

Bishop, temel bir varsayım olarak dilim kütle vektörünün dilimin tam ortasından etkidğini ortaya koymaktadır. Dilimler altındaki normal kuvvetin etki noktası hesaba katılmamaktadır (Sarma, 1979). Sadeleştirilmiş Bishop Yöntemi ile güvenlik sayısı şu şekilde elde edilebilmektedir.

$$G_s = \frac{\Sigma[c'b + ((M \cdot ub) + \Delta X) \cdot \tan \phi'] / m_a}{\Sigma M \sin \alpha} \quad (3.4)$$

$$m_a = \cos \alpha (1 + \tan \alpha \frac{\tan \phi'}{G_s}) \quad (3.5)$$

b : dilim genişliği,

M : dilim toplam ağırlığı,

c' : kohezyon,

ϕ' : efektif kayma mukavemeti açısı,

u : dilim tabanına etkiyen boşluk suyu basıncı,

α : dilimin tabanıyla yatay arasındaki açı.

Bu yöntemde X kuvvetindeki değişimin (ΔX) hesabı karmaşıkleştırmısından dolayı bir çok durumda ihmal edilebilmektedir. Bu durumda da analizin genelde yeterli doğruluğu sağladığı görülmektedir (Bromhead, 1986).

3.3.1.4 Janbu yöntemleri

Janbu ilk olarak 1956 yılında kuvvet dengesi koşullarını sağlayan ve her biçimde kayma yüzeyine uygulanabilen bir çözüm geliştirmiştir. 3 bilinmeyen ve 3 denklem ile hesap yapılan olan bu yöntem 1968 yılında gözden geçirilerek “Janbu Genel Yöntemi” adını almıştır. Daha sonra bu yöntem de bazı sadeleştirmeler ile birlikte “Sadeleştirilmiş Janbu Yöntemi” olarak ortaya konmuştur (Önalp ve Arel, 2004).

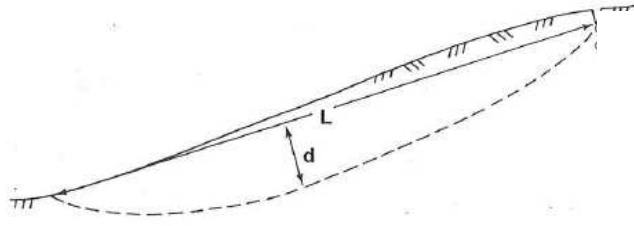
Janbu, X kuvvetlerinin sıfır olduğu varsayımını yaparak kuvvet dengesini sağlayan ilk güvenlik sayısını aşağıdaki şekilde ortaya koymaktadır;

$$F_0 = \frac{\Sigma[c'b + ((M \cdot ub) \cdot \tan \phi')] \cdot \sec \alpha \cdot k_\alpha}{M \tan \alpha} \quad (3.6)$$

f_0 Şekil 3.3’de görüldüğü gibi kayma bölgesinin derinliğine bağlı bir katsayı olmak üzere, güvenlik sayısı f_0 ile düzeltilerek elde edilir (Önalp ve Arel, 2004).

$$f_0 = 1 + b \left[\frac{d}{L} - 1.4 \left(\frac{d}{L} \right) \right] \quad (3.7)$$

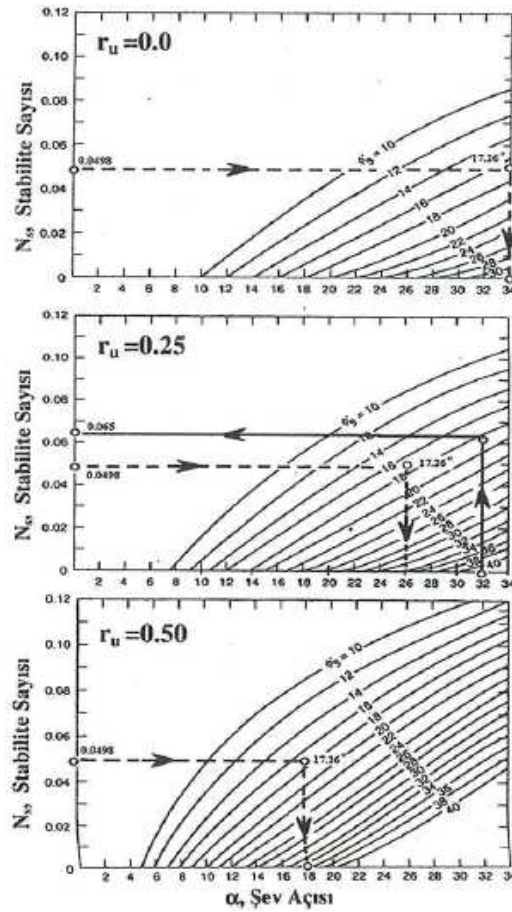
$$G_s = f_0 \cdot F_0 \quad (3.8)$$



Şekil 3.3 : Yamaçta uzunluk derinlik kavramı (Önalp ve Arel, 2004).

3.3.1.5 Spencer yöntemi

Spencer 1967 yılında moment eşitliği sağlanıp kuvvet eşitliğinin sağlanmadığı bir yöntem geliştirmiştir. Bu yöntem ile öncelikle verilen şev için c , γ , H , b , ϕ , r_u değerleri belirlenir ve herhangi bir G_s değeri varsayılır. $N_s = c / (G_s \text{ varsayılan} \cdot \gamma \cdot H)$ değeri hesaplanarak Şekil 3.4'de verilen abak yardımı ile ϕ_d değeri elde edilir. Güvenlik sayısına ise $G_s = \tan \phi / \tan \phi_d$ eşitliğinden ulaşılır (McCarty, 1998).



Şekil 3.4 : Spencer stabilite abakları (Spencer, 1967, alıntıl原因an McCarty, 1998).

3.3.1.6 Sarma yöntemi

Sarma tarafından 1973 yılında geliştirilen yöntem ile o güne kadar geliştirilmiş dilim yöntemlerine oranla oldukça radikal birr görüş ortaya konmuştur (Önalp ve Arel, 2004). Bu yöntemin ana prensibi şevin stabilitesini kaybettirecek yatay ivmenin kritik değerini bulmaktır. Bu çözümle hesaplamalara büyük kolaylık getiren katkı dilim kenarlarının düşey ve hatta birbirine paralel olma gereğinin bulunmamasıdır (Sarma, 1983).

3.3.1.7 Bishop-Morgenstern yöntemi

Bishop ve Morgenstern tarafından 1960 yılında ortaya konan bu yöntem ile şevlerin uzun süreli yani drenajlı yükleme koşullarında güvenlik sayılarını elde edilmesi amaçlanmıştır. Bu yöntem ile güvenlik sayısı (McCarthy, 1998);

$$G_S = m - n \cdot r_u \quad (3.9)$$

şeklinde tanımlanmaktadır. Burada m ve n şev stabilite katsayılarıdır. Bu değerler, projelendirilecek şev açısı, “ $c'/\gamma H$ ”, derinlik faktörü ve “ ϕ ” nin fonksiyonudur. r_u ise boşluk suyu basıncı oranı olarak verilmektedir. Yöntemin esası, denenen kayma dairelerine ait m ve n katsayılarından elde edilen minimum güvenlik sayısının belirlenmesidir. Barnes (1991) şev topuğu yenilmesi için minimum güvenlik katsayısına denk gelen m ve n sabitlerini tanımlamıştır. Bu sayede yöntem oldukça pratik bir hal almıştır. Bu sabitler literatürde Das, 2006, Arıoğlu ve Tokgöz, 2005 gibi bir çok kaynaktan temin edilebilmektedir.

3.3.1.8 Limit denge analizlerinin karşılaştırılması

Limit denge analizleri 1970’li yıllara gelindiğinde şev stabilitesi problemlerinde yaygın olarak kullanılmaktaydı. Bu yöntemleri Çizelge 3.1’de verildiği gibi moment dengesi, kuvvet dengesi ve her ikisini birden sağlayanlar olarak sınıflandırmak doğru olacaktır. Duncan (1980) tarafından yöntemlerin karşılaştırılmasında, genel doğruluk ve hesaplama doğruluğu olarak iki açıdan değerlendirilmesinin daha uygun olacağı belirtilmiştir. Genel doğruluk olarak, stabilite analizinde değişkenlik gösterebilecek tüm etkenlerin göz önüne alınması düşünülebilir. Hesaplama doğruluğu ile de yöntemin güvenlik sayısını gerçek değerinde verip vermediği ve yapılan varsayımların sonucu ne denli etkilediği kastedilmektedir.

Çizelge 3.1 : Limit denge analizlerinin moment ve kuvvet dengesi sağlanması açısından karşılaştırılması (Abramson, 1996).

Metot	Kuvvet Dengesi		Moment Dengesi
	X Yönünde	Y Yönünde	
Fellenius Metodu	-	-	+
Bishop Metodu	+	+	+
Janbu Metodu	+	+	-
Lowe ve Karafiath	+	+	-
Spencer Metodu	+	+	+
Sarma Metodu	+	+	+
Morgenstern-Price Metodu	+	+	+

Morgenstern-Price, Spencer, Sarma ve Janbu yöntemleri ile elde edilen güvenlik sayıları ile sonucu tam olarak yansıttığı varsayılan sonlu eleman çözümlerinden elde edilen güvenlik sayıları arasındaki farkın %6'yı geçmediği görülmektedir. Bu nedenle Sadeleştirilmiş Janbu veya Sadeleştirilmiş Bishop ile dairesel kayma yüzeyi hesabı yapmak ya da jeolojik koşullar ve dış etkiler gerektiriyorsa Morgenstern-Price veya Genel Yüzeyli Spencer yöntemleri gibi daha ayrıntılı çözümlere yönelinmesi önerilmektedir (Morrison ve Greenwood, 1989). Ayrıca Sun ve diğ. (2008) tarafından kayma yüzeyinin eğrisel tanımlanabildiği yöntemler ile dairesel kayma yüzeyi kullanan yöntemlere göre daha az düğüm noktası tanımlanarak daha hızlı ve daha az hafıza gerektiren analizler yapıldığı ortaya konmuştur.

3.3.2 Sonlu elemanlar analizi

Sonlu elemanlar analizi, zeminin düğüm noktalarında birleşen elemanlara bölündüğü, her düğüm noktasındaki deplasmanlardan yola çıkılarak gerilme ve şekil değiştirmelerin bulunduğu, diferansiyel denklem veya sınır değer problemleri içeren mühendislik uygulamalarının modellenenebildiği bir yöntemdir. Limit denge yöntemlerine göre üstünlüklerinden bir tanesi kritik kayma dairesinin şekli ve konumu için hiç bir varsayımda bulunulmamasıdır. Bununla birlikte, bu yöntem sayesinde zeminde oluşan gerilmeler, yer değiştirmeler, boşluk basıncı dağılımları, oturmalar ve yeraltı suyu sızıntıları başarılı bir şekilde ortaya konulmaktadır

(Hammouri ve diğ., 2008). Duncan (1996) tarafından sonlu elemanlar analizi üzerinde yapılan araştırmalara göre sahada ölçülen deformasyonlara göre analiz daha fazla deformasyon hesaplamaktadır. Kim ve diğerleri (2002) homojen olmayan ve düzensiz yüzeye sahip şevlerde limit denge analizinin ve sonlu elemanlar analizinin benzer güvenlik sayısı verdiğini, limit denge analizi ile bulunan kritik kayma dairesinin sonlu elemanlar yöntemi ile bulunan kayma dairesi konumuna yakın olduğunu ortaya koymuşlardır.

Plaxis, sonlu elemanlar yöntemini kullanarak geoteknik mühendisliği problemlerinin iki boyutlu deformasyon ve stabilite analizini yapabilen bir paket programdır. Program kullanılarak doğal ya da yapay şevler modellenenilmekte, kesme dayanımı parametreleri program tarafından şev göçene kadar azaltılarak güvenlik sayısına ulaşılabilir (Brinkgreve, 2002).

3.4 Sınır Denge Kavramı ve Güvenlik Katsayısı

Sınır denge analizleri çoğu kayma ve potansiyel kaymaların nicel analizlerini oluşturur. Şev bu analizlerde göçmek üzereymiş gibi değerlendirilir ve kayma yüzeyi boyunca oluşan kesme gerilmelerinin kayma dayanımı ile karşılaştırılmasının sonucunda göçmeye karşı bir güvenlik sayısına ulaşılır. Şevde bir çok kayma yüzeyi tanımlanabileceği gibi bunlardan en düşük güvenlik sayısına sahip olanı kritik kayma dairesi olarak adlandırılır. Kritik kayma dairesi, Monte Carlo ve son yıllarda geliştirilen Genetik Algoritma teknikleri ile tespit edilebilmektedir (Sun ve diğ., 2008). Şevlerin dengede olma durumuna yakınlıklarını tanımlayan ifade olan güvenlik sayısı “ G_s ” çeşitli şekillerde ifade edilebilir:

Moment bazında;

$$G_s = \frac{\sum M_k}{\sum M_o} \quad (3.10)$$

Kuvvet bazında;

$$G_s = \frac{\sum F_k}{\sum F_o} \quad (3.11)$$

Dayanım bazında (uzun süreli yükleme) (Zheng ve diğ., 2005);

$$G_s = \frac{\text{Kayma dayanımı}}{\text{Kayma Dairesi / Düzleminde mobilize olan dayanım yüzeyi}} \quad (3.12)$$

$$G_s = \frac{\tau}{\tau_g} = \frac{c' + (\sigma - u) \cdot \tan \phi'}{c'_g + (\sigma - u) \cdot \tan \phi'_g} \quad (3.13)$$

$$G_{s,c} = \frac{c'}{c'_g}; \quad G_{s,\phi} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_g}; \quad G_s = G_{s,c} = G_{s,\phi} \quad (3.14)$$

Burada:

ΣM_k : Kaydırıcı momentlerin toplamı,

$\Sigma M_{\bar{o}}$: Önleyici momentlerin toplamı,

ΣF_k : Kaydırıcı kuvvetlerin toplamı,

$\Sigma F_{\bar{o}}$: Önleyici kuvvetlerin toplamı,

c', c'_g : Kohezyon ve stabilite için gerekli efektif kohezyon değeri

ϕ', ϕ'_g : Sırasıyla içsel ve mobilize olan içsel efektif sürtünme açısı

σ : Yenilme – kırılma yüzeyine etki eden normal gerilme,

u : Yenilme – kırılma yüzeyine etki eden boşluk su basıncı,

Güvenlik katsayısı yenilme yüzeyleri boyunca farklılık gösterebilmektedir. Örneğin yenilme yüzeyinin bir bölümünde kayma gerilmeleri kayma dayanımını aşmış ve sınır değere ulaşılmış olabilir, fakat diğer bölümlerde büyük bir G_s değeri varsa göçme gerçekleşmeyebilir. Sınır denge analizleri kayma yüzeyi boyunca oluşan bu dağılımı incelemeyebilir ve sadece kayma yüzeyleri boyunca oluşan toplam önleyici ve kaydırıcı momentleri veya kuvvetleri inceler (Coduto, 2006).

Bunun yanında, güvenlik katsayısı kavramının en ciddi sakıncası bir kayma yüzeyinde beliren gerilmeler karşısında kayma direncinin tümüyle uyandığı varsayımını yapmasıdır. Böyle bir kabul doğru olmadığı gibi, bir noktada kohezyon ve kayma direnci açısının da farklı düzeylerde etkin olacağını unutmamak gerekir (Önalp ve Arel, 2004).

Yapılan analizlerde kullanılan zeminin, laboratuvar ve arazi deneylerinden elde edilmiş parametrelerinin gerçekten uzak seçilmesi riski diğer bütün analizlerde olduğu gibi şev stabilitesi analizlerinde de vardır. Bu belirsizlikler daha büyük bir emniyet katsayısı seçilerek giderilmeye çalışılır. Geoteknik mühendislerince yaygın olarak 1,5 güvenlik katsayısı tasarım parametresi olarak kullanılmaktadır. Yakında yapıların olmadığı ve yenilme gerçekleşikten sonra yoldan sadece molozların temizlenmesinin gerekeceği bazı karayolu projelerinde ise bu katsayı 1,3'e çekilebilir (Coduto, 2006). Türk standartlarına göre (TS 8853/1988) limit denge analizleri için önerilen, minimum güvenlik sayıları Çizelge 3.2'de değerlendirilmiştir.

Çizelge 3.2 : Limit denge koşullarında önerilen güvenlik sayıları (TS 8853/1988)

Koşullar	Toplam Gerilme Analizi	Efektif Gerilme Analizi	Depremler
Dolgularda Yapım Sonu	1,50	-	-
Yarmalar	1,50	1,25	1,00
Barajda kararlı sızıntı	1,50	1,25	-
Barajda ani göl boşalması	1,50	1,10	-
Laboratuvar doruk deneyleri ile analiz	1,50	1,35	1,00
Kalıcı direnç parametreleriyle analiz	1,50	1,35	1,00
Uzun vadede stabilite	-	1,20	-
Yamaç üzerinde yapı olması durumu	1,80	1,50	1,20
Fisürlü kil ortamında	-	1,50	-

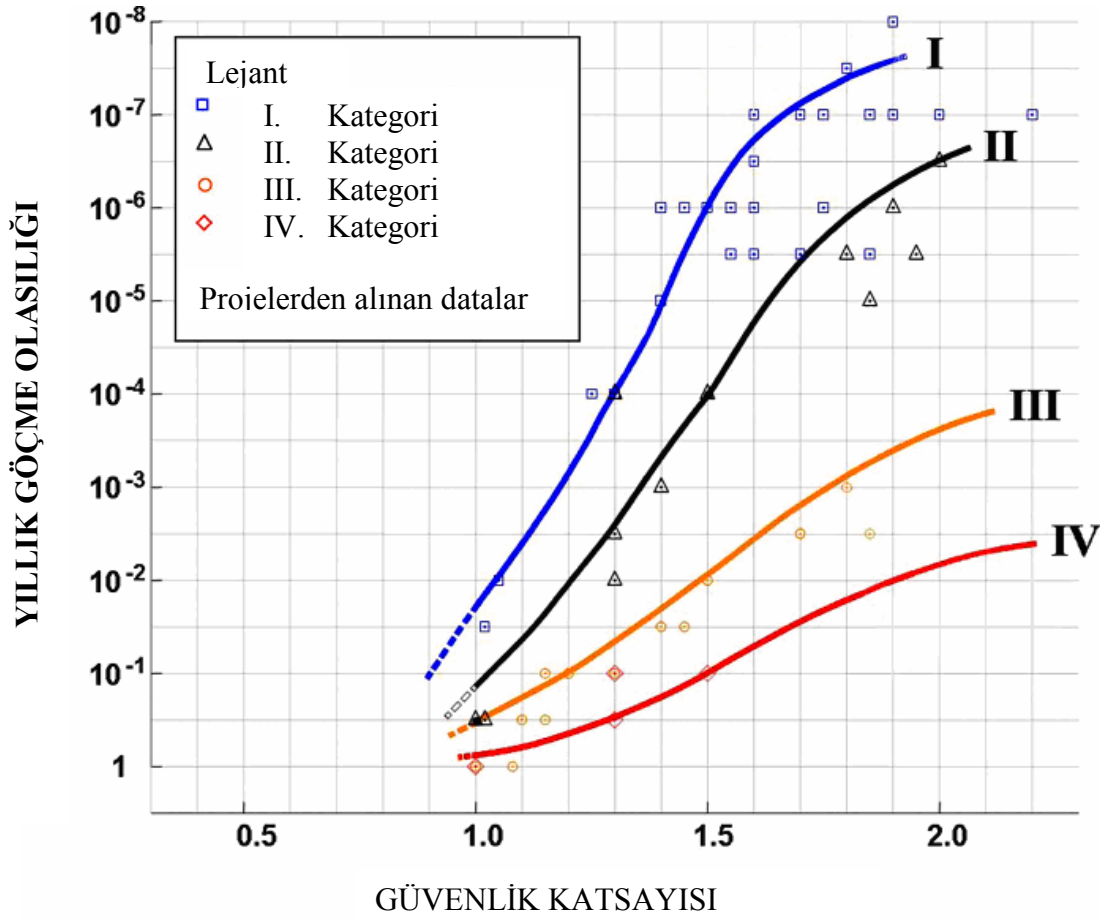
Şev stabilitesi analizlerinde stabilite genelde bir güvenlik katsayısı ile açıklanır ve buna deterministik analiz adı verilir. Bununla birlikte, stabiliteyi olasılık yenilmesi olarak da ifade etmek mümkündür. Örneğin, bir şevin yıllık göçme olasılığının çeşitli belirsizlikler dikkate alındıktan sonra binde bir olacağı ifade edilebilir. Bu değer probabilistik analiz denilen yöntemle kabul edilebilir ve bir risk düzeyi ile kıyaslanabilir (Coduto, 2006).

Silva ve diğerleri (2008) güvenlik sayısı ve yıllık göçme olasılığı arasındaki ilişkiyi inceleyen bir çalışma yapmışlardır. Bu çalışma neticesinde Şekil 3.5'de görüleceği gibi geçmişte yaşanan göçmelerin bir yıl içerisinde gerçekleşme olasılıkları hesaplanarak güvenlik sayıları ile karşılaştırılmıştır.

Burada geoteknik yapıları aldıkları mühendislik hizmetlerine göre 4 kategoride incelenmektedir. Bu kategoriler şu şekilde açıklanabilir;

- I. Uygulmaya özel mühendislik hizmeti almış yapılar. Bu yapıların göçmesi durumunda ortaya çıkan hasarların boyutu büyük olmaktadır.

- II. Standart mühendislik hizmeti almış yapılar. Genelde incelenen yapılar bu kategoriye girmektedir.
- III. Yerinde inceleme yapılmadan genel kurallara göre dizayn edilen, uygulaması ve işletilmesi düşük standartlarda olan yapılar. Geçici yapılar ve göçme durumunda büyük hasarlar ortaya çıkarmayan yapılar bu kategoriye girmektedir.
- IV. Hiç ya da çok az mühendislik hizmeti almış yapılar.

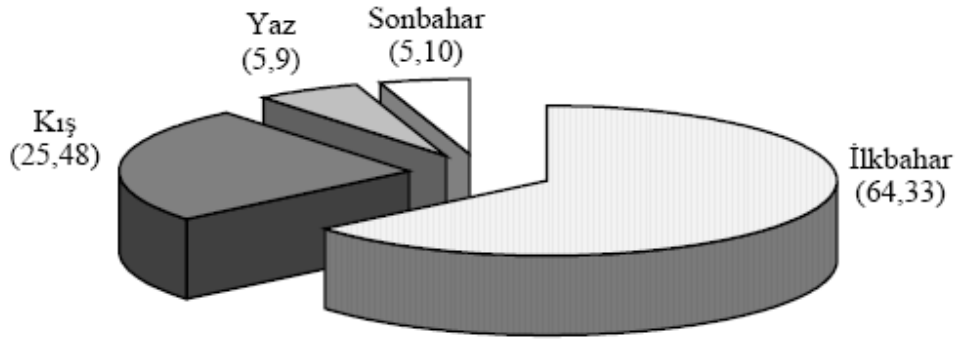


Şekil 3.5 : Güvenlik sayısının yıllık göçme olasılığı ile ilişkisi (Silva, 2008).

3.5 Boşluk Suyu Basıncı Oranı

Şev kaymaları, kontrolsüz kazılar, tepe bölgelerinde yapılan dolgular, bitki örtüsünün kaldırılması gibi nedenlerin yanında büyük oranla şevdeki boşluk suyu basıncının artmasından kaynaklanmaktadır (Karikari ve Agyei, 2000). Yoğun yağışların gözlemlendiği durumlarda şev kaymaları daha sık gözlemlenmektedir. Öztürk (2002) tarafından ülkemizde gerçekleşen şev hareketlerinin % 65'inin ilkbaharda meydana

geldiği belirtilmiştir. Bunun başlıca nedeni ülkemizin genellikle ilkbahar aylarını yağışlı geçirmesidir. Şekil 3.6’da verilen grafikte ülkemizde gerçekleşen şev kaymalarının mevsimlere göre dağılımı verilmektedir. Bu dağılıma bakıldığında, şev hareketlerinin yağışlı mevsimlerde yoğunlaştığı ve yağışların stabiliteye etkisinin ne denli büyük olduğu anlaşılabilmektedir.



Şekil 3.6 : Türkiye’deki heyelan olaylarının mevsimlere dağılımı (1971-1989) (Öztürk, 2002).

Bu nedenlerle, kayan hacim içinde yer alan su kütlesinin stabiliteye etkisi dikkate alınmalıdır (Walker ve Mohen, 1987). Şev kaymalarının genellikle, kritik yüzeylerde görülebilen kaynak sularından etkilendiği söylenebilmektedir (Karikari ve Agyei, 2000). Durgunoğlu ve diğerleri (1991) tarafından geri hesap yöntemi ile incelenen Buğralar heyelanında kayan kütlenin altından geçtiği belirtilen kaynak suyunun etkili olduğu düşünülmektedir.

Şev stabilitesi problemlerinde yeraltı suyu koşullarının doğru modellenmesi önem arz etmektedir (Karikari ve Agyei, 2000). Bir stabilite probleminde yeraltı suyu, boşluk suyu basıncı oranı, piyezometrik çizgi veya boşluk basıncı dağılımı dikkate alınarak modellenebilmektedir (Walker ve Mohen, 1987).

Bir şev kaymasında, kayan bölgenin içinde kalan su kütlesinin, kayan zemin kütlesine oranına *boşluk suyu basıncı oranı* denir (Smith, 1993).

$$r_u = \frac{\text{Kayan şev parçasının hacmi (su altındaki)} \times \gamma_{su}}{\text{Kayan şev parçasının hacmi} \times \gamma_{zemin}} \quad (3.15)$$

Burada suyun birim hacim ağırlığının zeminin birim hacim ağırlığına oranı 0.5 alınabileceğinden formül aşağıdaki şekilde de ifade edilebilir.

$$r_u = 0.5 \times \frac{\text{Kayan şev parçasının en kesit alanı (su altındaki)}}{\text{Toplam kayan parçanın en kesit alanı}} \quad (3.16)$$

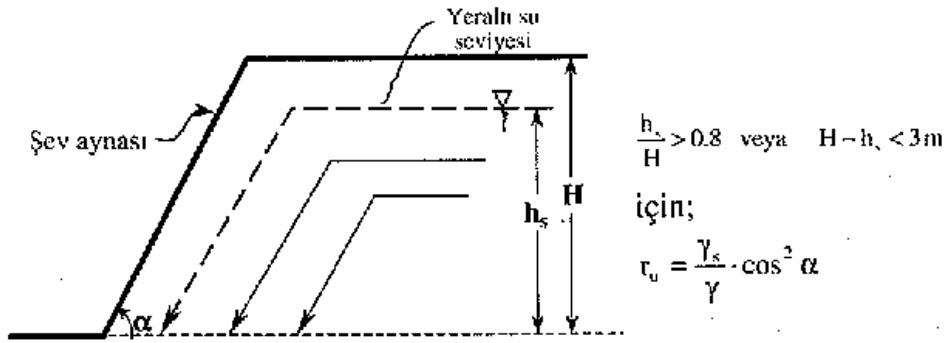
Şev stabilitesi analizlerinde güvenlik sayısı bölüm 3.3.1.7’de anlatıldığı gibi Bishop ve Morgenstern tarafından aşağıdaki şekilde tarif edilmiştir.

$$G_s = m - n \cdot r_u \quad (3.17)$$

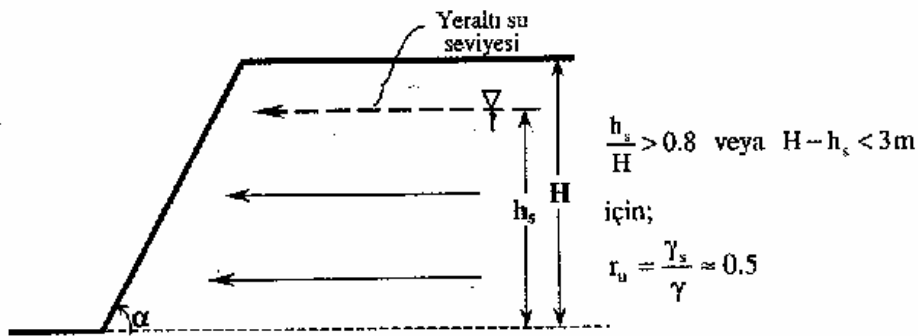
Bu formülden de anlaşılacağı gibi güvenlik sayısı ile r_u değeri arasında negatif eğimli lineer bir ilişki vardır.

Şev stabilitesi analizi yapan bazı bilgisayar programlarında şev içerisinde bir yeraltı su seviyesi tanımlamadan, programda doğrudan r_u değeri girilerek şevin bir miktar ıslak olduğu modellenabilmektedir.

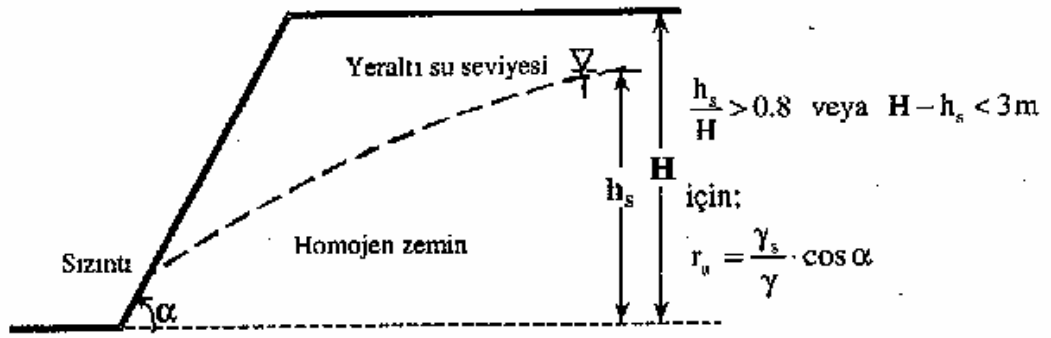
Şev stabilitesi analizinde alınacak boşluk basıncı oranı r_u değerleri Mitchell tarafından (1983) şekil 3.7, 3.8 ve 3.9’de verildiği gibi hesaplanabilmektedir. Bu şekillerden görüleceği gibi yeraltı su seviyesi ve sızıntının akış yönü, boşluk suyu basıncı oranını etkilemektedir.



Şekil 3.7 : Katman eğimine paralel akış (şev aynasında sızıntı yok) (Mitchell, 1983).



Şekil 3.8 : Yatay akış veya artezyen rejimi durumunda (Mitchell, 1983).



Şekil 3.9 : Parabolik düşüm (şev aynasında sızıntı mevcut) (Mitchell, 1983).

3.6 Kesme Dayanımı Parametreleri

Bilinen bir çok mühendislik malzemesinde yenilme, molekülleri bir arada tutan bağların kırılması ile gerçekleşir fakat zeminde yenilme mekanizması buna göre farklılık göstermektedir. Zemin daneli bir yapıya sahiptir ve zeminde daneler Şekil 3.10’da gösterildiği gibi birbirleri üzerinden kaydıklarında kesme yenilmesine maruz kalır. Bu yenilme sırasında partikül ezilmesi meydana gelse bile yenilme partiküllerin iç dayanımlarına değil daha çok partiküller arası etkileşime bağlıdır. Bu etkileşimler sürtünme dayanımı ve kohezyon dayanımı olarak sıralanabilir (Coduto, 2006). Kesme dayanımı bu etkileşimlerin bir fonksiyonu olarak karşımıza çıkmaktadır.



Şekil 3.10 : Zemin danelerinin birbirine göre dönme ve kayması (Coduto, 2006).

3.6.1 Mohr-Coulomb yenilme kriteri

Zeminin kayma dayanımını oluşturan kohezyon ve sürtünme dayanımı aşağıdaki şekilde modellenebilmektedir (Das, 2006).

$$\tau_f = c + \sigma \tan \varphi \quad (3.18)$$

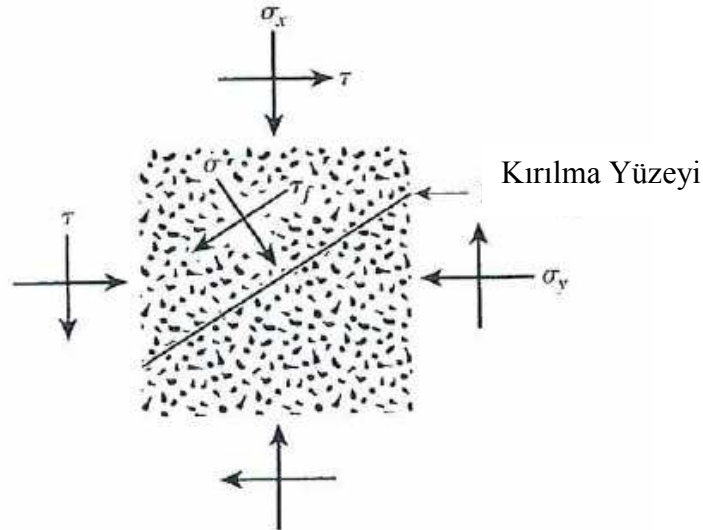
c: kohezyon

φ : içsel sürtünme açısı

σ : kayma düzlemindeki normal kuvvet

τ_f : kayma dayanımı

Bu denkleme Mohr-Coulomb yenilme kriteri denmektedir. Şekil 3.11’de normal ve kesme kuvvetleri altında kırılan bir elemanın kırılma düzleminde oluşan normal ve kayma gerilmeleri görülmektedir. Bu gerilmelerin dengesinden normal ve kayma gerilmeleri aşağıdaki gibi hesaplanabilmektedir (Das, 2006).



Şekil 3.11 : Kırılan bir zemin elemanı üzerinde oluşan gerilmeler (Coduto, 2006).

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\alpha, \quad (3.19)$$

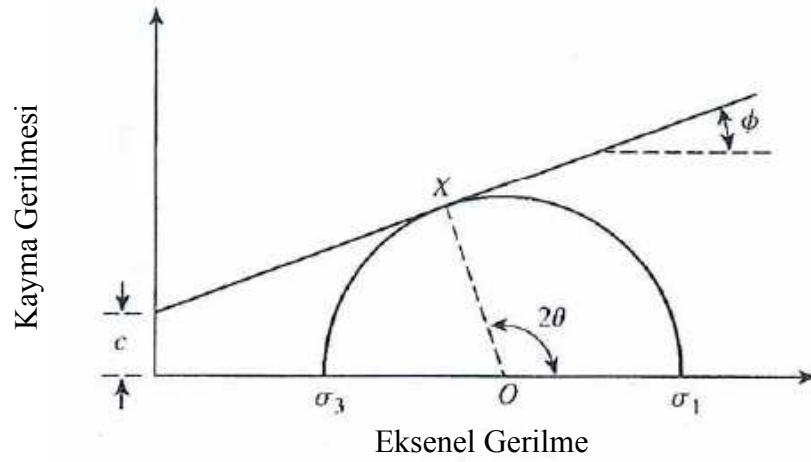
$$\tau_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\alpha \quad (3.20)$$

σ_1 : Büyük asal gerilme

σ_3 : Küçük asal gerilme

α : Zemin numunesi kırılma açısı

Şekil 3.12’de gösterildiği şekilde iki boyutlu düzlemde bir daire tanımlayan bu denklemler $\tau_f = c + \tan \phi$ denkleminde yerine yazıldığı zaman;



Şekil 3.12 : İki boyutlu düzlemde tanımlanan Mohr Dairesi (Das, 2006).

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \sin 2\alpha = c + \left[\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) + \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) \cos 2\alpha\right] \tan \phi \quad (3.21)$$

veya,

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \frac{\sigma_3 \tan \phi + c}{\frac{1}{2} \sin 2\alpha - \cos^2 \alpha \tan \phi} \quad (3.22)$$

Yenilme durumu, değeri verilmiş σ_3 ve c değerleri için minimum σ_1 değeri tarafından belirlenebilmektedir. Bu durumda aşağıdaki şekilde minimum σ_1 değeri için $\left(\frac{1}{2} \sin 2\alpha - \cos^2 \alpha \tan \phi\right)$ ifadesinin türevi sıfıra eşitlenebilir (Das, 2006).

$$\frac{d}{d\alpha} \left(\frac{1}{2} \sin 2\alpha - \cos^2 \alpha \tan \phi\right) = 0 \quad (3.23)$$

veya,

$$\cos^2 \alpha - \sin^2 \alpha + 2 \sin \alpha \cos \alpha \tan \phi = 0 \quad (3.24)$$

Yukarıdaki eşitlikten kırılma düzleminin açısı ile içsel sürtünme açısı arasındaki ilişki aşağıdaki şekilde çıkarılabilmektedir (Das, 2006).

$$\alpha = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (3.25)$$

3.6.2 Efektif gerilme kavramı

Şev stabilitesi problemlerinde de konsolidasyonlu ve drenajlı olup olmama durumlarına göre üç farklı yükleme karşımıza çıkmaktadır. Bu yüklemeler aşağıda belirtilmektedir.

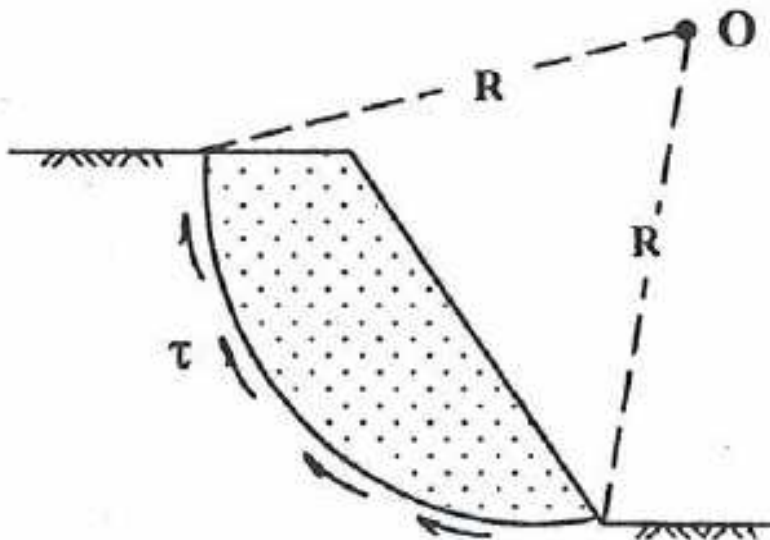
3.6.2.1 Konsolidasyonsuz-drenajsız (hızlı) yükleme koşulu

Üç eksenli deney aletinde gerçekleştirilen “UU” deneyi ile temsil edilebilen bu çeşit yüklemelerde, numune hızlı kırılır ve numuneden su çıkışına izin verilmez. Böylece gerilme analizi boşluk suyu basıncı ölçülmediğinden aşağıdaki şekilde toplam gerilmeye göre yapılır (Holtz ve Kovacs, 1981).

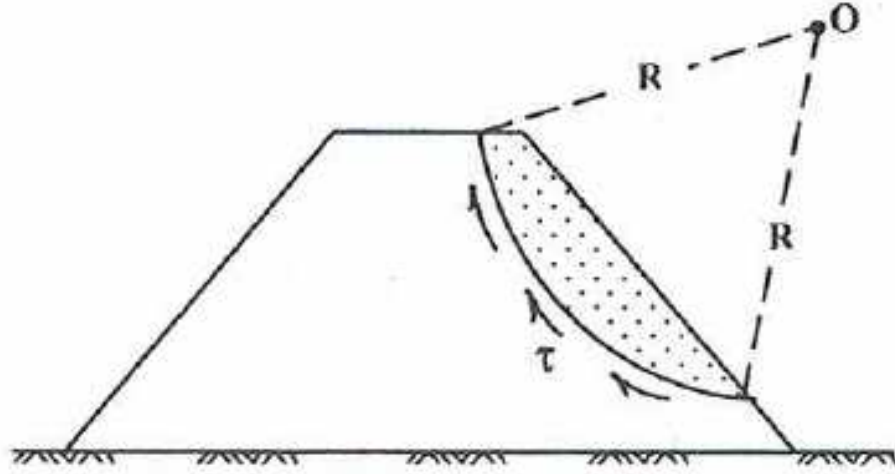
$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (3.26)$$

Bu çeşit yüklemeler, kohezyonlu zeminlerde hızla oluşturulan kısa süreli kazı şevlerinde aşağıdaki şekilde gösterildiği gibi karşımıza çıkabilmektedir (Şekil 3.13).

Bu yükleme şekli ayrıca kohezyonlu malzeme ile hızla inşa edilmiş bir toprak barajın işletmeye açılmadan önceki stabilite tahkiklerinde de karşımıza çıkabilmektedir (Holtz ve Kovacs, 1981). Bu durum Şekil 3.14’da verilmektedir.



Şekil 3.13 : Kohezyonlu zeminde hızla oluşturulan şev (Holtz ve Kovacs, 1981).

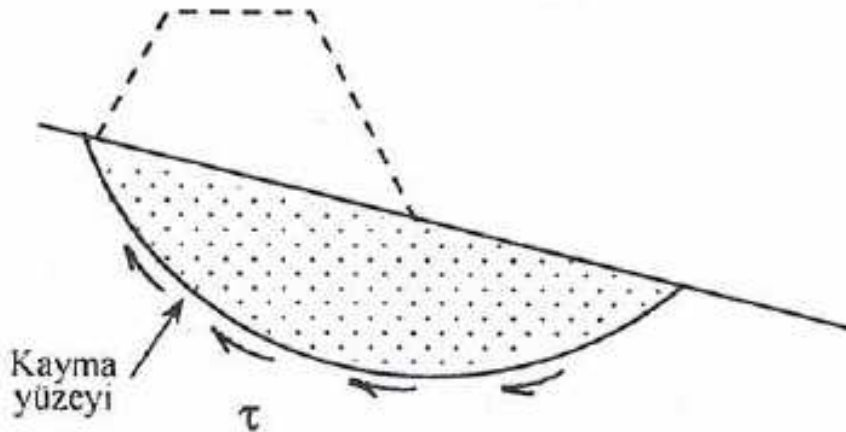


Şekil 3.14 : Kohezyonlu malzeme ile hızlı inşa edilen baraj (Holtz ve Kovacs, 1981).

3.6.2.2 Konsolidasyonlu-drenajsız yükleme koşulu

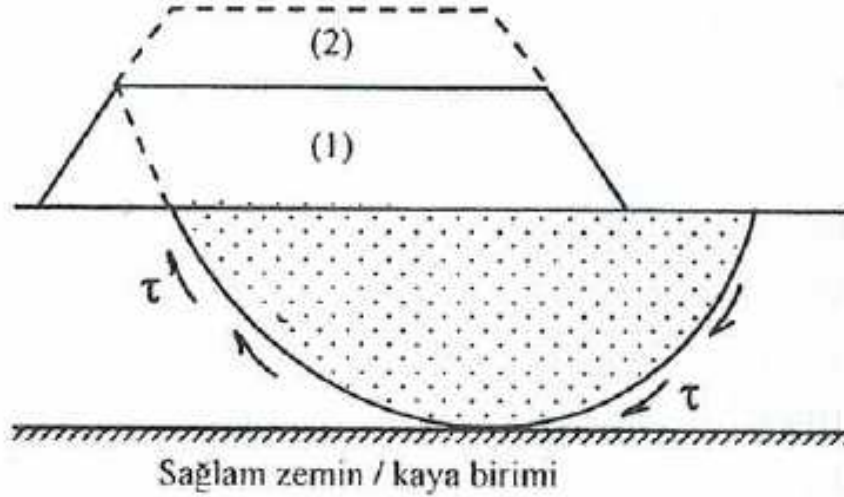
Geoteknik literatüründe “CU” olarak adlandırılan bu yükleme türü, zemin numunesinin üç eksenli deney aletinde uygulanan hücre basıncı ile konsolide olması ve konsolidasyonunu tamamlamasının ardından vanaların kapatılarak kırılması ile modellenebilmektedir.

Şekil 3.15’da görüldüğü şekilde yol dolgusu veya maden atık dolgusu inşaatından sonra konsolide olan zeminin ani kayma davranışı bu yükleme koşulu ile modellenebilmektedir (Holtz ve Kovacs, 1981).



Şekil 3.15 : Dolgularda yamacın kayma davranışı (Holtz ve Kovacs, 1981).

Bu tür kaymalara örnek olarak, kademe kademe inşa edilen yol dolgularında ilk katman oluşturulduktan sonra gerçekleşen konsolidasyonu takip eden ikinci kademe dolgunun yapımı sırasında alttaki yumuşak zeminin kayma davranışı Şekil 3.16’de verilmektedir (Holtz ve Kovacs, 1981).



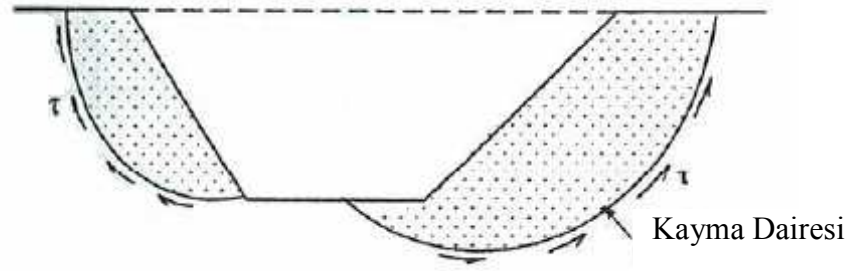
Şekil 3.16 : Dolgulara yumuşak zeminin kayma davranışı (Holtz ve Kovacs, 1981).

Bu yükleme koşuluna örnek olarak, Stark ve diğerleri (2009) Craney adasında çamur toplama alanlarında stabilite problemlerini inceleyen çalışmalarında, kil zemin üzerine doldurulan kum çevre setlerinin taban stabilitelerinin sağlanamadığından bahsetmişlerdir. Set dolguları yapıldıkça kil zemin konsolide olmaktadır fakat drenajsız kayma mukavemetindeki artış dolgu ile gelen ilave yükü taşıyacak mertebelere gelmeden set göçmektedir. Çözüm olarak zemine çakılan düşey şerit drenler ile yapılan dolgular sırasında alttaki kil tabakasının daha hızlı konsolide olması ve drenajsız kesme dayanımının artırılması sağlanmıştır.

3.6.2.3 Konsolidasyonlu-drenajlı yükleme koşulu

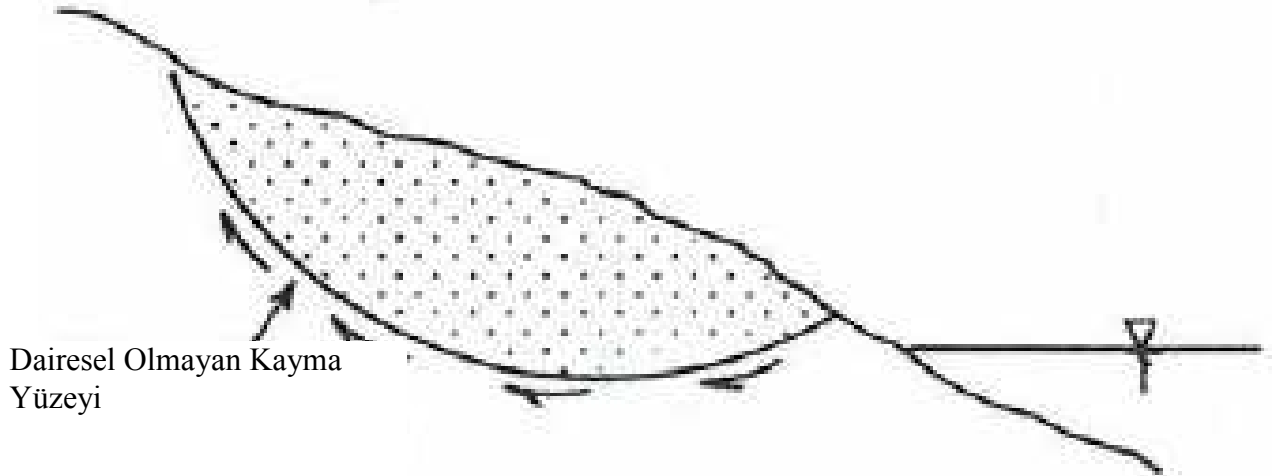
“CD” olarak adlandırılan bu yükleme koşulunda zemin numunesi, hücre basıncı altında konsolidasyonunu tamamladıktan sonra vanalar açık tutularak içinde ek boşluk basıncı oluşmayacak şekilde yavaşça kırılır (Holtz ve Kovacs, 1981).

Şekil 3.17’de görüldüğü gibi yol veya demiryolu inşaatında kazı şevlerinin uzun süreli stabiliteleinin incelenmesi bu yükleme koşuluna ile modellenebilmektedir (Holtz ve Kovacs, 1981).



Şekil 3.17 : Yol yarmalarında uzun süreli kazı şevleri (Holtz ve Kovacs, 1981).

Doğal yamaçların uzun süreli şev stabilitesi de Şekil 3.18’de gösterildiği gibi aynı şekilde bu yükleme koşulu ile incelenebilmektedir (Holtz ve Kovacs, 1981).



Şekil 3.18 : Doğal yamacın şev stabilitesi (Holtz ve Kovacs, 1981).

3.7 Şev Stabilitesi Parametrelerinin Belirlenmesi

3.7.1 Laboratuvar deneyleri

Laboratuvar deneyleri, şev stabilitesi tahkiklerinde kullanılan zemin ve kaya özelliklerinin belirlenebildiği en yaygın yöntemdir. Sahadan elde edilen örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde saha dışında farklı bir ortamda modelleme yapılır ve zeminin mühendislik özellikler ortaya konur (Coduto, 2006).

3.7.2 Arazi deneyleri

Arazi deneyleri diğ er bir alternatiftir. Laboratuvar deneylerinden farklı olarak, bu deneyler, yerinde yapılarak modelleme olmaksızın ortam değiştirilmemiş olmaktadır. Bu deneyler özel ekipmanların araziye getirilerek zemine uygulanmasını içerir. Bu tür deneyler, temiz kum gibi özellikle numune almanın zor olduğu zeminlerde faydalıdır. Laboratuvar deneylerine kıyasla, yerinde deneyler genellikle daha ekonomiktir. Bu sayede aynı bütçe ile daha fazla deney yapılması sağlanabilmektedir. Bu ilave bilgiler ile planlanan inşaat sahasında yer alan zemin profilinin değişkenliği hakkında daha fazla bilgi edinilebilmektedir (Coduto, 2006).

3.7.3 Geri hesap yöntemi

Bir şev kayması incelendiği zaman, zemin ve  evre koşulları hakkında bir takım bilgiler edinmek mümkün olmaktadır. Bu şevin kaydığı andaki y k, yeraltısuyu durumu ve zemin özellikleri arasında bazı ilişkiler kurulabilmektedir. Meydana gelen şev kayması, kayma mukavemeti parametrelerinin tespiti için “1:1 ölçekli” bir deney olarak kullanılabilir (Durgunoğlu ve diğ., 1991). şev yenilmiş olduğundan yenilme anındaki güvenlik katsayısı 1.0 olarak değerlendirilir. Bu bilgiyi uygun bir analiz yöntemi ile birlikte kullanmak suretiyle, şevin yenildiği zaman için bir model geliştirmek mümkündür (Duncan ve Wright, 2005). Model içinde yer alan unsurlar aşağıdaki şekilde sıralanabilmektedir;

- Zemin tabakalarının birim ağırlıkları,
- Kesme dayanımı  zellikleri,
- Yeraltı suyu ve boşluk suyu basınç koşulları,
- Analiz yöntemi,
- Yenilme mekanizması.

Bir yenilme durumundan koşulları belirleme ve şev için uygun bir modelin ortaya konması işlemine *geriye analiz yöntemi* denir. Bu yöntemle model oluşturulurken bilinen parametreler girilir. Bilinmeyenler uygun bir aralıkta değerler verilerek öngörülür ve göçmenin gerçekleştiği anda güvenlik sayısının 1.0’e eşit olması durumundan bilinmeyen bir parametreye karar verilir (Duncan ve Wright, 2005).

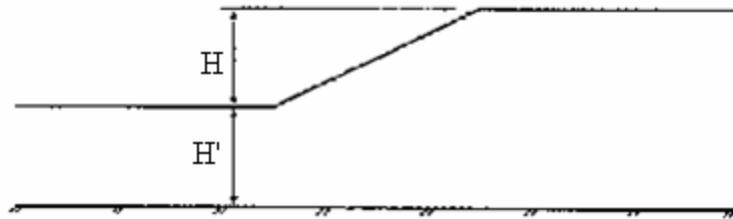
Geri hesap yöntemi, göçmenin gerçekleştiği şevlerde iyileştirme projelerinin güvenilir ve ekonomik bir şekilde yapılmasına efektif bir şekilde katkı sağlamaktadır (Popescu ve Sasahara, 2009).

Bu analiz, zeminin birim hacim ağırlığı, yükleme koşulları, kesme dayanımı parametreleri, sızma koşulları ve boşluk suyu basınçları, kayma yüzeyinin şekli gibi çok sayıda değişkene bağlıdır. Bu yüzden hesap edilen parametreler bu belirsizlikleri aynen üstlerinde taşırlar. Bu yüzden problem iyi analiz edilmeli ve bilinmeyen sayısı mümkün olduğu kadar minimuma indirilmelidir (Duncan ve Wright, 2005). Bu nedenle geoteknik mühendisi tıpkı bir dedektif gibi tüm bu bilinmeyen koşullar ile ilgili yerinde kanıt toplamalı, teoriler üretmeli, ilave etüdler yapmalı ve tüm bu çalışmaları yorumlamalıdır. Kaymanın neden gerçekleştiği sorusunun yanıtı aranmalı ve özellikle tetikleyen unsurlar ortaya çıkarılmalıdır (Popescu ve Sasahara, 2009).

3.7.3.1 Ortalama kesme dayanımının geri hesap yöntemi ile bulunması

Yerinde tespit edilen şev geometrisi ve zemin birim ağırlıkları kullanılarak hesaplanan kesme dayanımı, geriye analizin en basit şekli olarak nitelendirilebilir. Bu işlem, içsel sürtünme açısı sıfır kabul edilerek emniyet katsayısını 1.0 olarak veren kohezyon değeri hesaplanarak yapılmaktadır (Duncan ve Wright, 2005).

Şev geometrisinin Şekil 3.19'da gibi olduğunu düşünülerek, içsel sürtünme açısı sıfır olarak alınıp, bir kohezyon değeri verilir. Bu durumda hesap edilen güvenlik sayısı yardımıyla tasarımda kullanılacak kohezyon değerine, aşağıdaki şekilde karar verilir.



Şekil 3.19 : Yenilen homojen yamaç (Duncan ve Wright, 2005).

$$c_d = \frac{c}{F} \quad (3.27)$$

c_d : Hesaplanan kohezyon değeri,

c : Öngörülen kohezyon değeri,

F : Bulunan güvenlik sayısı.

Kohezyon değeri için sıfır verilerek içsel sürtünme açısı geri hesap yöntemi ile aşağıdaki şekilde hesaplanabilmektedir.

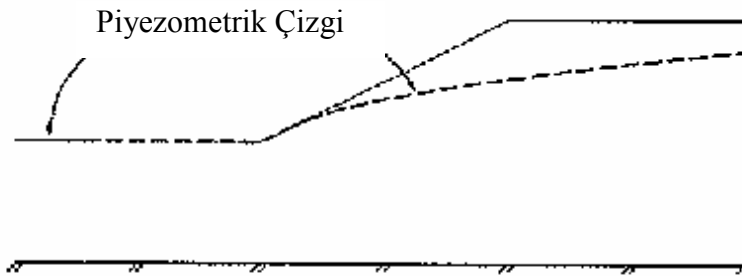
$$\phi_d = \arctan \frac{\tan \phi}{F} \quad (3.28)$$

ϕ_d : Hesaplanan içsel sürtünme açısı,

ϕ : Öngörülen içsel sürtünme açısı,

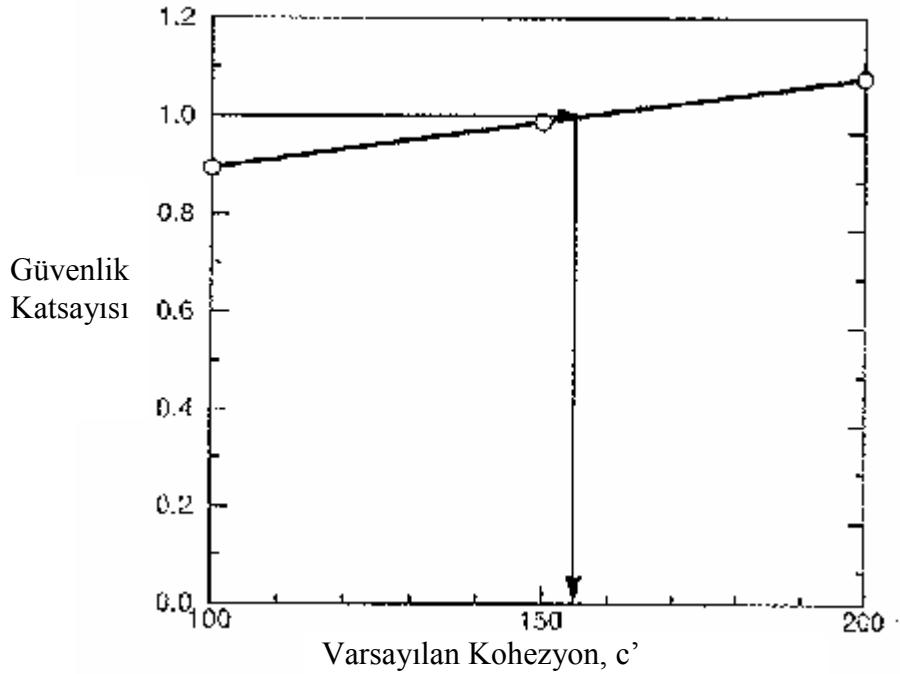
F : Bulunan güvenlik sayısı.

Yukarıda içsel sürtünme açısının sıfır olması varsayımı ile kohezyon olarak ifade edilen bir ortalama kesme dayanımı geriye hesaplama ile elde edilmiştir. Eldeki mevcut bilgi sadece şev yenilmesi ise, daha fazla birşey yapmak mümkün değildir. Ancak şev yenilmesinden, yük, yeraltı suyu durumu ve zemin özellikleri gibi diğer koşulların da tanımlanmasıyla birlikte, kesme dayanımının tahminine yönelik daha fazla bilgi edinmek mümkündür. Yukarıda tanımlanan şevin, şev oluşturulduktan yıllar sonra yenildiği düşünüldüğünde stabilite analizi, drenajlı kesme dayanımları ve efektif gerilmeler kullanılarak yapılır. Şev inşaat tamamlandıktan kısa bir süre yenilmediği sürece sürtünme açısı sıfır olarak değerlendirilmez. Deneyimlere dayalı ve daha ileri bir varsayım olarak, bu şevdeki gibi killerin sürtünme açısının ϕ' olduğu varsayılabilir. Buna göre Şekil 3.20'de gösterildiği gibi piyezometrik çizgi de dikkate alınarak uzun dönem koşulları öngörülen ϕ' değeri dikkate alınarak farklı bir kaç c' değeri denenmek suretiyle tahkik edilir. Kullanılan farklı c' değerlerine karşı gelen güvenlik sayıları kullanılarak Şekil 3.21'deki grafik elde edilir ve güvenlik sayısını 1.0 veren c' değeri elde edilmiş olur.



Şekil 3.20 : Homojen yamaç içerisinde piyezometrik çizgi (Duncan ve diğ., 2005).

Duncan (2005) tarafından bir örnek şev problemi yukarıda tariflendiği şekilde, şevin içsel sürtünme açısını sıfır kabul ederek elde edilen kısa dönem parametreleri ve bir ϕ' değeri dikkate alınarak elde edilen uzun dönem parametreleri ile ayrı ayrı çözülerek, bir iyileştirme paterni belirlenmiştir. Uygulanacak aynı iyileştirme paterni sonucunda uzun dönem parametreleri ile bulunan güvenlik sayısının kısa dönem parametreleri ile bulunan güvenlik sayısının oldukça altında kaldığı görülmüştür. Kohezyon olarak ifade edilen ortalama kesme dayanımının hesaplandığı bu uygulama şekli şevin uzun dönem – kısa dönem koşullarında ve drenajlı durumda olup olmaması durumuna göre kesme dayanımının hatalı temsil edilmesine ve hatalı iyileştirme uygulamalarının tasarlanmasına neden olabilmektedir.



Şekil 3.21 : Güvenlik sayısının c' değerine göre değişimi (Duncan ve diğ., 2005).

Sonuç olarak geri hesapta kullanılan yenilmenin şevin inşasından kısa bir süre sonra mı yoksa uzun bir süre geçtikten sonra mı gerçekleştiği, yenilme anında yeraltı suyu durumunun belirlenmesi, bulunan parametrelerin doğruluğu ve tasarlanacak iyileştirme projesi açısından önem arz etmektedir.

Ayrıca Duncan ve Stark tarafından (1991) kayma direnci parametrelerinin geri hesap yöntemi ile bulunması yönünde aşağıdaki formülasyon geliştirilmiştir. Formülde kullanılan büyüklükler aşağıda sıralanmaktadır.

L: Kayan kütleinin uzunluğu,

D: Kayan kütlenin kalınlığı,

H: Kayan kütlenin kalınlığı (=D/cosα),

H_s: Yeraltı suyunun derinliği,

α: Katmanın yatayla yaptığı açı.

Şevin güvenlik katsayısı;

$$G_s = K_1 \cdot A \cdot \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} + K_2 \cdot B \cdot \frac{c'}{\gamma \cdot H} \quad (3.29)$$

Burada;

G_s: Güvenlik katsayısı

K₁ ve K₂: Uzunluk ve kalınlık ile ilgili faktörler;

$$K_1 = \left[1 + 36 \sin \alpha \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^2 \right] \quad (3.30)$$

$$K_2 = \left[1.5 + 10 \sin \alpha \cdot \left(\frac{D}{L} \right)^2 \right] \quad (3.31)$$

Bağıntılarından hesaplanabilmektedir. Bu değerler, bir anlamda “uç etkilerini” ifade eden düzeltme faktörleridir.

A, B: Yeraltı suyunun geometrisine ve zeminin birim hacim ağırlık değerlerine ilişkin faktörlerdir. Değerleri ise;

$$A = 1 - \frac{H_s}{D} \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma} \quad (3.32)$$

$$B = \frac{1}{\cos^2 \alpha \cdot \tan \alpha} \quad (3.33)$$

bağıntılarından hesaplanmaktadır.

ϕ', c' : Zeminin efektif içsel sürtünme açısı ve kohezyonu

Ana formülde kohezyon değeri yalnız bırakılıp güvenlik katsayısı için 1.0 değeri verilirse efektif kohezyon ile efektif içsel sürtünme açısı arasındaki ilişki aşağıdaki şekilde çıkmaktadır.

$$c' = \frac{\gamma \cdot H}{K_2 \cdot B} \cdot \left(1 - K_1 \cdot A \frac{\tan \phi'}{\tan \alpha} \right) \quad (3.34)$$

Yukarıda verilen formülden de anlaşılacağı gibi yenilme geometrisinde kohezyon ile içsel sürtünme açısı arasında negatif eğimli bir lineer ifade söz konusudur. Bir başka deyişle, geri hesap analizinde kabul edilen bir parametrenin arttırılması ile diğer parametre daha az bulunacaktır.

3.7.3.2 Geriye hesaplamanın kayma yüzeyi geometrisine göre yapılması

Geri hesap yönteminde herhangi bir şev için güvenlik katsayısını 1 olarak verecek sonsuz sayıda kohezyon ve sürtünme açısı çifti söz konusu olsa da, bu çiftlerin her biri kritik kayma yüzeyi için farklı yerler verecektir. Şekil 3.19'da üç kesme parametresi seti ve bunlara karşılık gelen kritik daireler gösterilmiştir. Şekil 3.19'da da verilen tüm parametre setleri ile hesaplanan güvenlik katsayısı 1 olsa da kritik kayma yüzeyi farklı yerlerden geçmektedir. Şekil 3.22'deki gibi basit homojen bir şev için kayma yüzeyi derinliği, aşağıda ifade edilen boyutsuz parametre ($\lambda_{c\phi}$) ile ilişkilidir (Duncan ve Wright, 2005).

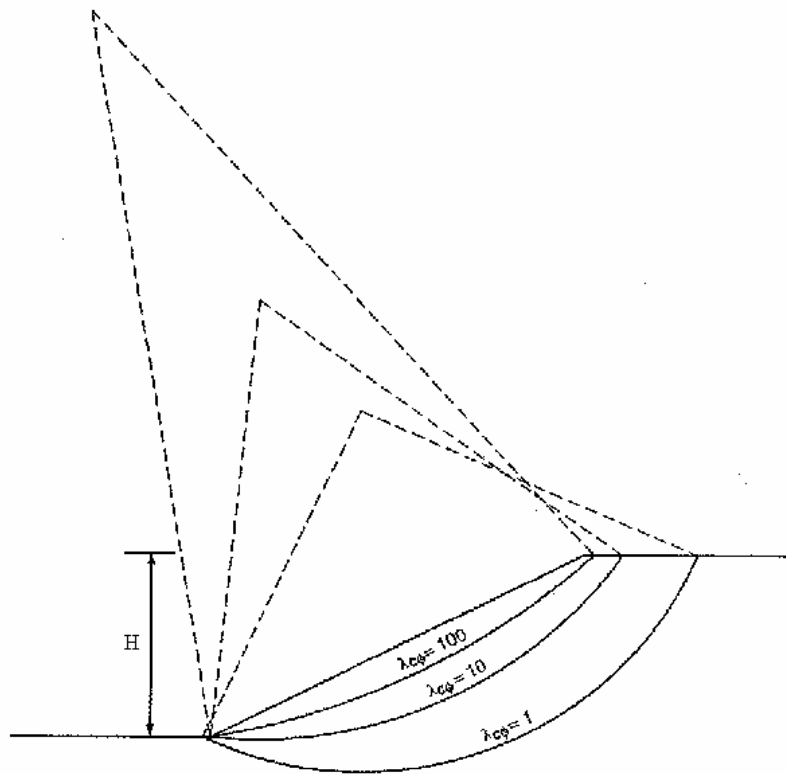
Şekil 3.22'de görüldüğü gibi, $\lambda_{c\phi}$ değeri artarken kayma derinliği azalmaktadır. $\lambda_{c\phi}$ sıfır olduğu zaman kayma yüzeyi derin, sonsuz olduğu zaman kayma yüzeyi sıgırdır. Bir başka deyişle, kesme dayanımına kohezyonun katkısının çok olduğu ince daneli zeminlerde kayma yüzeyi derin, sürtünme açısının katkısının çok olduğu kaba daneli zeminlerde kayma yüzeyi sıgırdır.

$$\lambda_{c\phi} = \frac{\gamma \cdot H \cdot \tan \phi}{c} \quad (3.35)$$

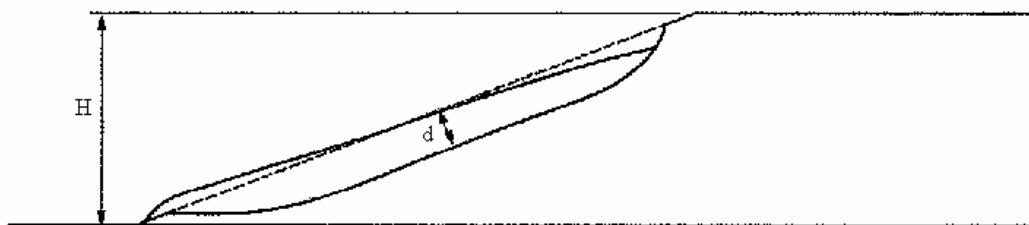
H: şev yüksekliği,

c, ϕ : uygun toplam gerilme için dayanım parametreleri.

Örnek olarak verilen şekil 3.23’deki şev yenilmesinden hareket ederek bu örnek için kesme dayanımı parametreleri aşağıdaki adımlar ile elde edilebilir (Duncan ve Wright, 2005);



Şekil 3.22 : Güvenlik sayısını 1.0 veren üç farklı kesme dayanımı seti için kritik daireler (Duncan ve diğ., 2005).



Şekil 3.23 : Örnek olarak verilen çok plastik, sıkıştırılmış dolguda kayma (Duncan ve diğ., 2005).

- Kohezyon ve sürtünme açısı için bir kaç çift değer alınır. Bu değer çiftleri boyutsuz parametrede $\lambda_{c\phi}$ belirli bir aralığı temsil edecek şekilde seçilir fakat güvenlik sayısını 1.0 olarak vermeleri şart koşulmaz.
- Dayanım parametrelerinin her bir çifti için kritik daireler ve bunlara karşılık gelen en küçük emniyet katsayısı belirlenir.
- Varsayılan kohezyon ile içsel sürtünme açısını ve hesaplanan emniyet katsayısını kullanarak, aşağıdaki ilişkilerin de yardımıyla kesme dayanımı parametrelerinin her bir çifti için mobilize kesme dayanımı parametrelerinin (c'_d ve ϕ'_d) değerleri hesaplanmıştır:

$$c'_d = \frac{c'}{G_s} \quad (3.36)$$

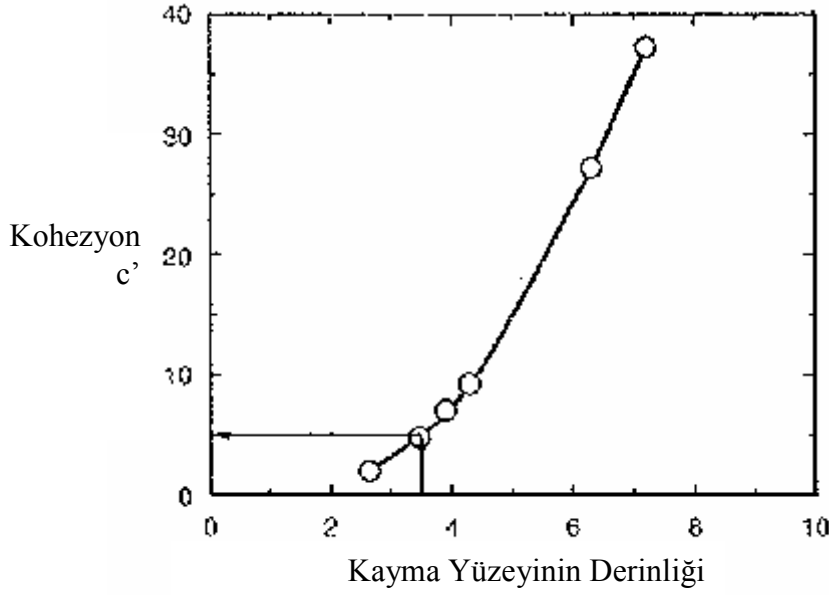
$$\phi'_d = \arctan \frac{\tan \phi'}{G_s} \quad (3.37)$$

- Bu eşitliklerde mobilize kohezyon ve sürtünme açısı, emniyet katsayısını 1.0 olarak veren geriye hesaplanmış değerleri temsil etmektedir.
- Kesme dayanımının her bir çiftine ait değerler için kritik kayma yüzeyinin derinliği hesaplanır.
- Geriye hesaplanmış kohezyon ve sürtünme açısı değerleri, kayma yüzeyi derinliklerine karşı Şekil 3.24 ve Şekil 3.25’de verilen grafiklere aktarılır.
- Şekil 3.23’ da verilen şevin göçtüğü andaki kohezyon ve sürtünme açısı Şekil 24 ve Şekil 3.25’ deki grafiklerden elde edilmiş olur.

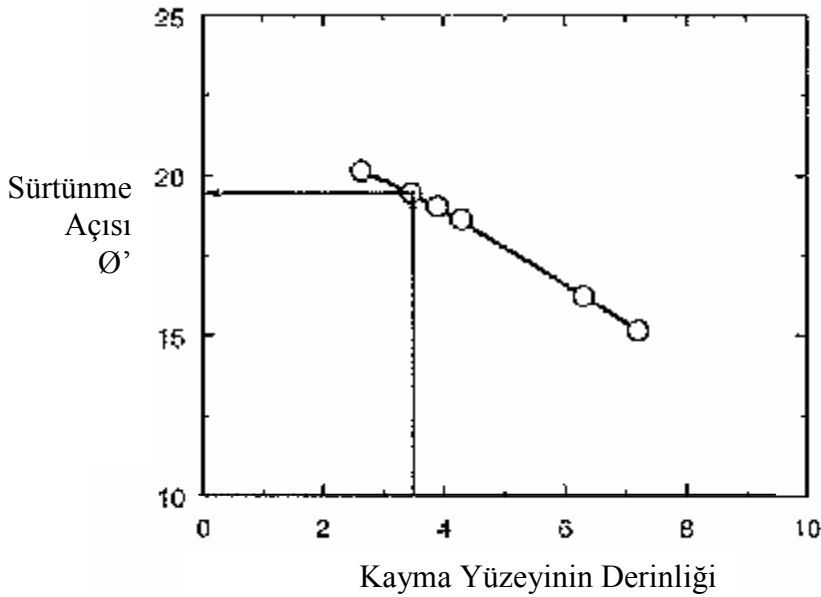
3.7.3.3 Geriye hesap analizlerinde karşılaşılan sınırlamalar

Norholt heyelanı için Duncan ve Stark (1992) yukarıda tanımlamaya benzer yöntemler kullanarak, kesme dayanımı parametrelerini geriye hesaplamışlardır. Geriye hesaplanan sürtünme açılarının laboratuvar deneyleri ile belirlenen değerleri

aşıtlarını tespit etmelerine rağmen şevdeki progresif yenilmeden dolayı prosedürün tamamen güvenilir olmadığı sonucuna varmışlardır. Bunun bir sebebinin, şev içinde



Şekil 3.24 : Örnek Şev için güvenlik katsayısını 1.0 veren kohezyon değerinin kayma yüzeyi derinliği ile değişimi (Duncan ve Wright, 2005).



Şekil 3.25 : Örnek Şev için güvenlik katsayısını 1.0 veren sürtünme açısı değerinin kayma yüzeyi derinliği ile değişimi (Duncan ve Wright, 2005).

mevcut olan ve doğal yamaçlarda yaygın olarak karşılaşılan heterojenliklerden ileri gelebileceğini bildirmişlerdir.

Kesme dayanımı parametrelerinin, hesaplanan kritik kayma yüzeyinin gözlenen lokasyonu ile eşleştirilen geriye hesaplamalarının sadece sınırlı ölçüde başarılı olduğu bulunmuş olup, dikkatlice kullanılması gerekmektedir. Daha başarılı durumlar çoğu zaman diğer ilave bilgiler kullanıldığında elde edilir. Bu duruma bir örnek, kesme dayanımı parametrelerinden birinin Atterberg limitleri ve sürtünme açısı arasındaki korelasyonlardan elde edilmesi ve sonra da diğerinin geriye hesaplanması şeklinde gösterilebilir. Yükleme koşullarına doğru karar verebilmek için çevre yapılar ve yollar dikkatli gözden geçirilmelidir. Su seviyesinin ve boşluk suyu basıncının iyi anlaşılabilmesi için sahada iyi bir gözlem yapmak şarttır. Bölgedeki drenaj koşulları incelendiğinde bu belirsizliği de aza indirmenin yolları bulunabilmektedir (Duncan ve Wright, 2005).

Boşluk basıncındaki değişimlere veya zemin yapısının yumuşamasına bağlı olarak, yenilme zamanında kesme dayanımlarının önemli derecede azaldığı durumlarla karşılaşılacağı için, geriye hesaplanmış kesme dayanımlarının, iyileştirici önlemlerin yeniden tasarlanmasında kullanılması her zaman uygun olmayabilmektedir. Zemin kaydıktan sonra örselenen tabakaların rezidüel kayma direnci düşük olacağından, iyileştirme önlemleri için kullanılacak zemin modelinde bu etkene dikkat edilmelidir (Duncan ve Wright, 2005).

Duncan ve Wright'a göre aşırı konsolide, drenajsız kesme dayanımının derinlikle artış gösterdiği ince daneli zeminlerde, ortalama bir kesme dayanımı kabulü ve bu parametrenin geri hesaplanması normalde olması gerektiğinden daha fazla bir dayanıma sahip olduğu bilgisini vermektedir. Bu nedenle zeminin aşırı konsolide olup olmadığı ve kesme dayanımı parametrelerinin derinlikle değişip değişmedikleri bilgisi, doğru parametrelerin temininde önemlidir.

Şev stabilitesi analizleri, zemin koşulları, yeraltı suyu ve yükleme koşulları gibi birçok belirsizlik içermektedir. Geriye analizin faydalarından biri, bu belirsizliklerden doğacak hataların geriye analiz ve yeniden tasarım aşamalarının ikisi için de yapılmış olmasıdır. Bir başka deyişle, geriye analiz aşamasında zemin parametreleri, yeraltı suyu veya yükleme durumları için alınan kabullerde yapılan bir hatadan dolayı aranan parametrenin eksik veya fazla hesaplanması, aynı kabullerin yeniden tasarım aşamasında tekrarlanmasından dolayı sonucu büyük oranlarda etkilemeyecektir. Örnek vermek gerekirse, göçme anı modellenirken olması gerektiğinden az bir yükleme değeri dikkate alınırsa, o yükleme değerinde

göçebilecek zeminin kesme dayanımı da az bulunacaktır. Fakat gerçekte olduğu gibi alındığı zaman kesme dayanımı da yüksek olmaktadır. Bu faktörlerin oranlarına eşit olan güvenlik sayısının birbirlerine bağlı olarak artan veya azalan bu büyüklüklerden büyük oranlarda etkilenmediği açıktır. Bu nedenle, dengeleyici etkilerin söz konusu olduğu ve hataların net sonucunun az olduğu söylenebilmektedir. Geriye analizden elde edilen sonuçlar, diğer yöntemlerle elde edilen verilerle karşılaştırıldığı zaman, bu durum unutulmamalıdır. Örnek olarak, şev stabilitesi analizlerinde göz önüne alınmayan üç boyutlu etkiler önemli düzeyde ise, laboratuvar deney sonuçları geriye analiz sonuçları ile uyum göstermeyebilir. Ancak şevin iki boyutlu analizler ile yeniden tasarlandığı ve üç boyutlu etkilerin yine ihmal edildiği durumda geriye hesaplanmış değerlerin kullanılması uygun olabilir (Duncan ve Wright, 2005).

4. İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ

Yapılan analizler sonucu planlanan veya mevcut şevlerin stabilitelerinin yeterli güvenlikte olmadığına anlaşıldığı durumda çeşitli şev iyileştirme yöntemlerine başvurulabilmektedir. Şev kayması gerçekleşen bir bölgenin iyileştirilmesi veya olası bir şev kaymasının önlenmesi şevde hareketleri tetikleyen etkenlerin azaltılması ve/veya zeminin kayma dayanımının artırılmasına bağlıdır. Bu etkiler yapısal veya yapısal olmayan çözümler ile şeve kazandırılabilir (Popescu ve Sasahara, 2009).

Uygun iyileştirme planının seçimi aşağıdakiler de dahil olmak üzere bir çok faktöre bağlıdır;

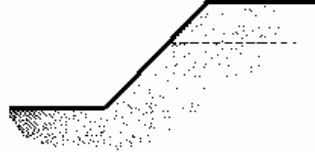
- Yeraltı koşulları ve potansiyel yenilme biçimleri,
- Mevcut ve planlanan topoğrafya,
- Mülk sınırları veya mevcut yapılar gibi fiziksel kısıtlamaların varlığı,
- Olası yenilmenin sonuçları,
- Malzemelerin, ekipmanın ve uzmanın temini,
- Yerel olarak uygulanmış çeşitli yöntemlerin performans geçmişi,
- Estetik yapım için gerekli zaman,
- Maliyet.

4.1 Yük Kaldırma

Yapısal olmayan çözümlerin başında gelen yük kaldırma yöntemi ile efektif ve ekonomik bir çözüm sağlanabilmektedir (Popescu ve Sasahara, 2009). Şevde kayma gerilmelerini azaltmanın bir yolu Şekil 4.1 a, b ve c’de belirtildiği şekilde yük kaldırmaktır.

4.2 Payandalama

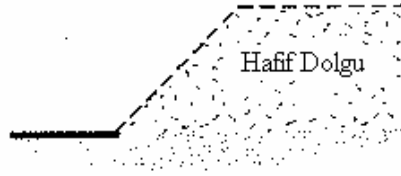
Birçok projede karşılaşılan yarma şevlerinin kısa dönem stabilitelerinin uzun dönem



(a) Şev yüksekliğinin azaltılarak iyileştirmenin yapılması



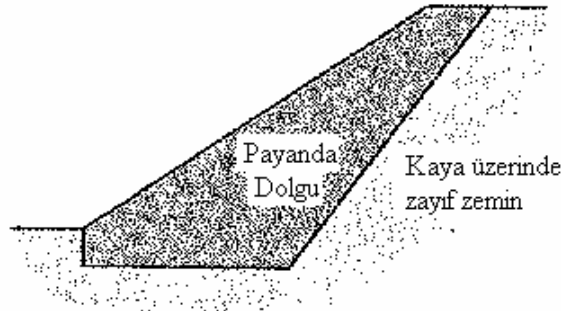
(b) Şev oranının artırılarak iyileştirmenin yapılması



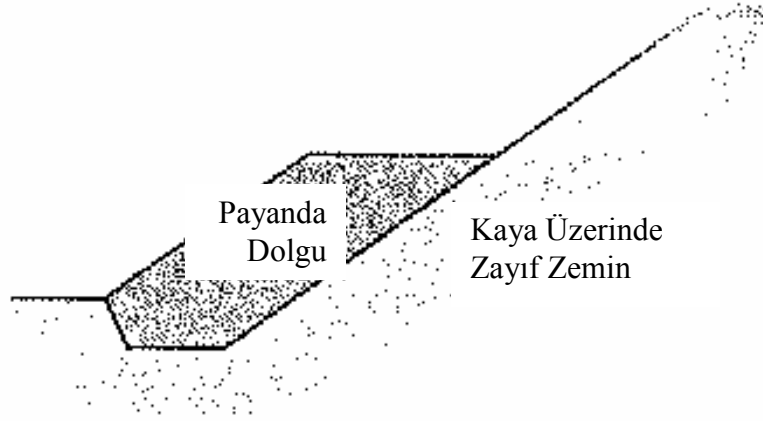
(c) Hafif dolgu malzemesi kullanılarak iyileştirmenin yapılması

Şekil 4.1 : Yük kaldırma ile iyileştirme (Coduto, 2006).

stabilite oranla daha büyük olduğu bilinir. Buradan hareketle Şekil 4.2’de gösterildiği gibi, şev kısa bir süreliğine dik açılarak (kısa dönem stabilitesi sağlanacak şekilde) önüne kayma direnci parametreleri daha yüksek bir malzeme ile payanda dolgusu yapılabilmektedir. Bu sayede daha dik şev eğimine sahip yarmalar yapılmış olacaktır. Ayrıca Şekil 4.3’de gösterildiği şekilde payanda, şevde herhangi bir aşırı kazı yapılmaksızın şevin önüne dolgu eklemek suretiyle inşa edilebilmektedir. Dolgu olarak kaba daneli malzemenin seçilmesi ile drenaja da katkıda bulunmaktadır (Popescu ve Sasahara, 2009).



Şekil 4.2 : Kazı yapılarak oluşturulan payanda dolgusu (Coduto, 2006).



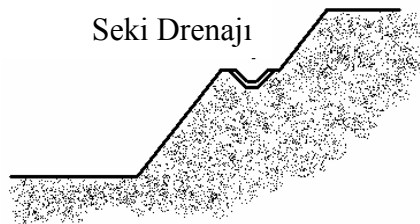
Şekil 4.3 : Kazı yapılmadan oluşturulan payanda dolgusu (Coduto, 2006).

4.3 Drenaj

Yeraltı suyu şev stabilitesi problemlerinin ana nedenlerinin başında gelmektedir. Drenaj önlemlerinin, şev geometrisinin değiştirilmesi ile birlikte daha ekonomik ve efektif çözümler sağladığından dolayı iyileştirme yöntemlerinin başında gelmektedir. Şevler genelde bu iki yöntemin birlikte kullanılmaları ile iyileştirilebilmektedir. Boşluk suyu basıncını düşürüp, şevde kesme dayanımını arttırdığı ve yapısal yöntemlere göre çok daha ekonomik olmasından dolayı, drenaj önlemleri yaygın bir şekilde kullanılmaktadır (Pupescu ve Sasahara, 2009). Burada amaç, aşırı suyun zemine sızmasını önlemek ve mevcut suyu dışarı çıkarmaktır. Bu önlemler ile boşluk suyu basıncı azaltılarak stabilite sağlanır.

4.3.1 Yüzey drenajı

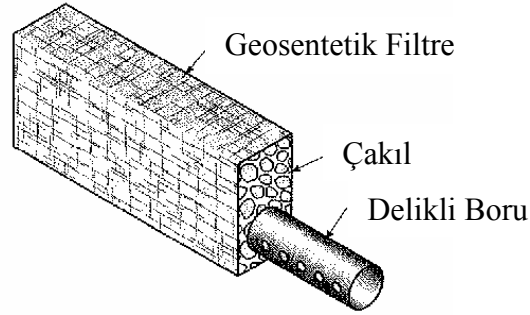
Yüzey sularının hendekler ve yüzeye yakın yerleştirilebilecek drenaj boruları ile şevden uzaklaştırılması stabilite açısından önemlidir (Pupescu ve Sasahara, 2009). Suyun, şeve doğru değil şevden uzaklaşacak yönde akmasına imkan sağlayan Şekil 4.4’de gösterildiği gibi hendeklerle stabilite arttırılabilmektedir.



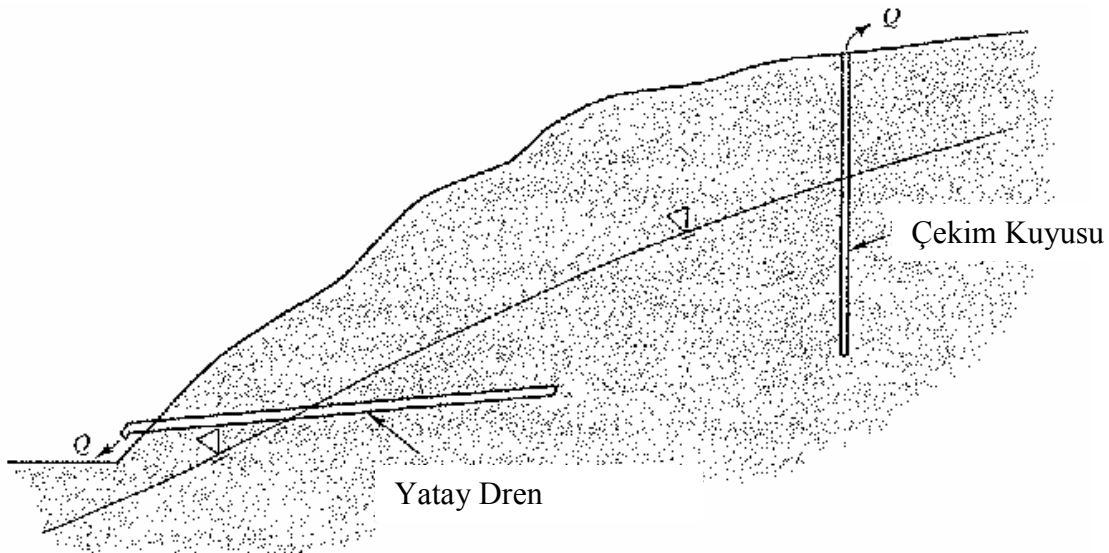
Şekil 4.4 : Yüzey suyunu şevden uzaklaştıran beton seki drenajı (Coduto, 2006).

4.3.2 Yeraltı drenajı

Zemindeki mevcut suyu çıkarmak için perfore bore drenleri, kuyular ve yatay drenler kullanılır. Şev içerisinde yeraltı suyu düşürülerek stabilizasyonun sağlanması amaçlanır. Bu uygulamalara örnek Şekil 4.5 ve 4.6'da verilmektedir.



Şekil 4.5 : Delikli perfore boru dreni (Coduto, 2006).



Şekil 4.6 : Yeraltı suyunun yatay drenler ve kuyular kullanılarak uzaklaştırılması (Coduto, 2006).

Bir şevin topuk bölgesine yatay, tepe bölgesine düşey olarak yerleştirilebilecek drenaj boruları sayesinde şevde birikebilecek su efektif bir şekilde uzaklaştırılabilir ve bu sayede şevin stabilitesine olumlu katkı sağlanabilmektedir (Karikari ve Agyei 2002). Derin şev hareketleri söz konusu olduğunda daha pahalı bir yöntem olan, hareket eden kütle içine kadar uzanan drenaj tünelleri veya galerileri açmak ve yapılan yatay dren delgileri ile yeraltı su seviyesini düşürmek bir çözüm olabilmektedir. Bununla birlikte çoğu zaman açılan derin kuyularda yeraltı suyunu

toplayıp pompa yardımı ile uzaklaştırmak da fayda getirmektedir (Pupescu ve Sasahara, 2009). Şekil 4.7’de drenaj uygulamalarına örnek resimler verilmektedir.



a. Yatay Dren Delgileri



b. Geniş çaplı drenaj kuyusu



c. Drenaj tüneli ve yatay delgiler

Şekil 4.7 : Çeşitli drenaj uygulamaları (JLS, 2008).

4.4 Yapısal Stabilizasyon

20. yüzyılın ortalarına kadar şev hareketleri bir mühendislik sorunu olarak görülmekteydi ve çözümü genellikle yapısal yollar ile aranmaktaydı. Zamanla daha ekonomik yöntemlere yönelim olsa da karşılaşılan bazı durumlar bu yöntemi gerektirmektedir (Pupescu ve Sasahara, 2009). Bunlar çok sayıda çeşitli istinat duvarı, kazıklar veya keson kuyular ile geriye bağlama ankrajları içerirler. Bu yöntemler tipik olarak çok pahalı olmakla birlikte özellikle kentsel alanlarda belirli koşullarda ekonomik olabilir (Coduto, 2006). Özellikle şehir içinde, komşu yapıların yakınında veya bitişiğinde yapılan derin kazıların, yatay deplasmanların yapılarda oluşturabilecekleri hasarlar da dikkate alındığında, stabilitelerinin mutlaka yapısal olarak sağlanması gerektiği anlaşılmaktadır. Yapısal stabilizasyonun başlıca elemanları aşağıda verilmekte olup bu elemanların bir arada kullanımları Şekil 4.8’de görülebilmektedir.

4.4.1 İstinat duvarları

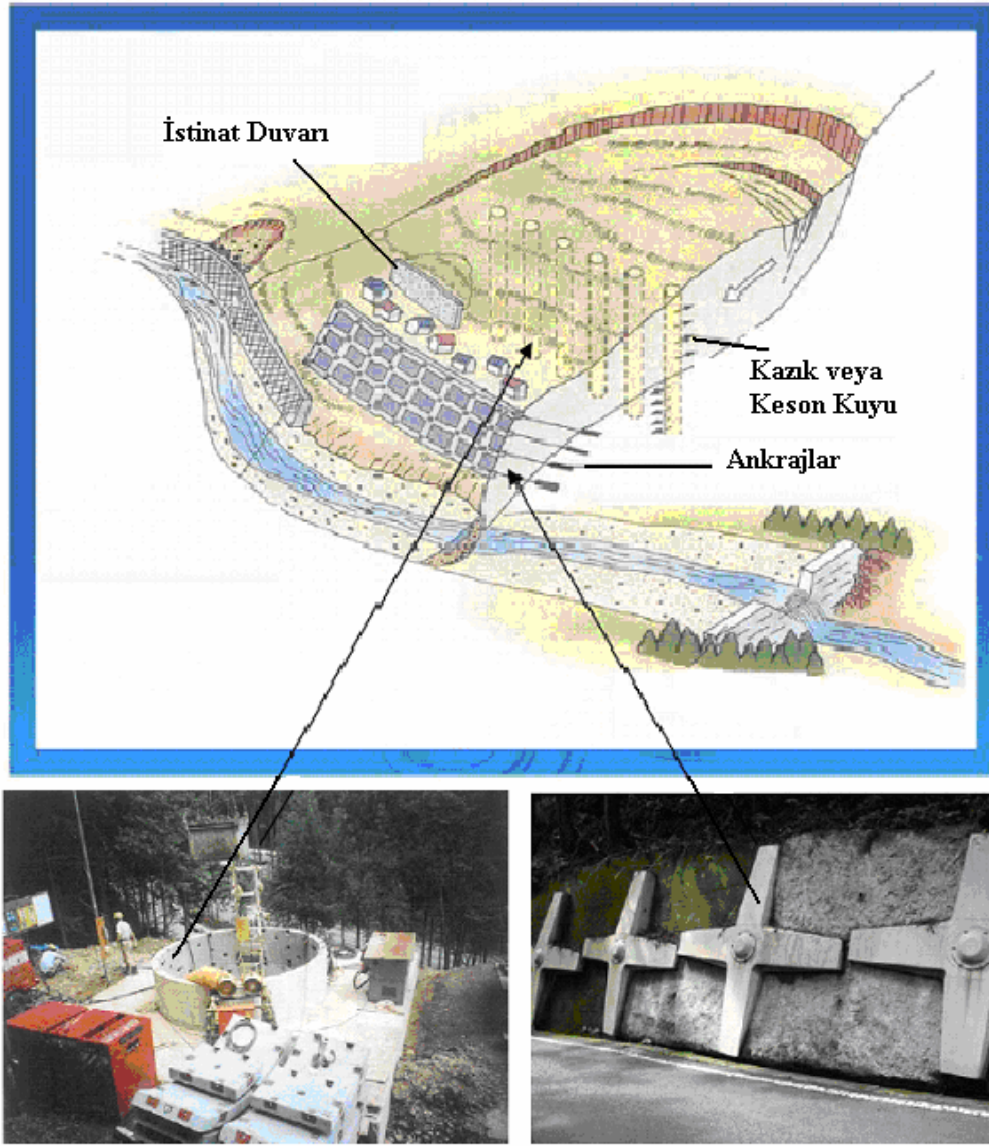
Bitişik zemin yüzeylerini iki farklı seviyede muhafaza eden yapısal elemanlara *istinat duvarı* denir (Coduto, 2006). İstinat duvarları kullanım amacına göre kalıcı veya geçici olarak tasarlanabilmektedir. İstinat duvarları, yerinde dökme betonarme elemanlar, fore-mini kazıklar, donatılı zemin gibi bir çok teknik ile teşkil edilebilmektedir .

4.4.2 Kazıklar ve keson kuyular

Şekil 4.8’de gösterildiği gibi şev hareketlerini dik kesecek ve kayma dayanımına katkı sağlayacak yönde inşa edilen kazıklar veya daha geniş çaplı keson kuyular ile şev stabilizasyonu sağlanabilmektedir (Pupescu ve Sasahara, 2009).

4.4.3 Ankrajlar

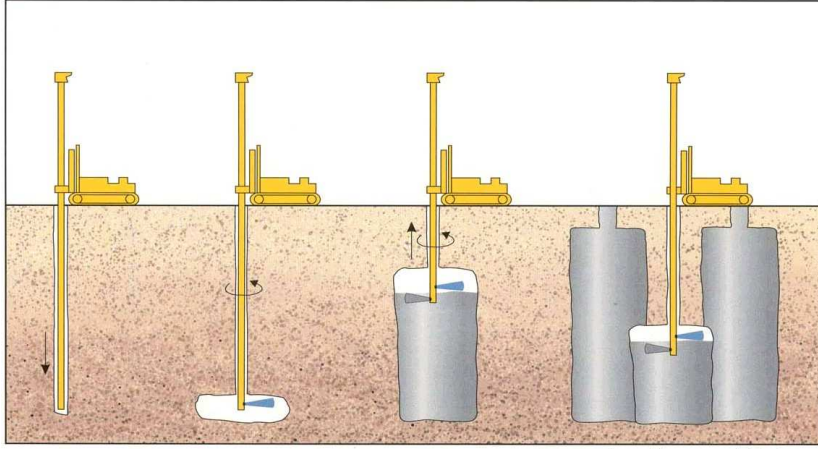
Bir başka yapısal önlemse şekil 4.8’de gösterildiği şekilde şeve dengeleyici kuvvetler uygulayan, çekme elemanları olan ankrajlardır. Ankrajlarla, kritik kayma dairesinin oldukça ilerisine uzanan enjeksiyonlu kuyular ve içindeki çelik çubuklardan oluşur (Coduto, 2006).



Şekil 4.8 : Yapısal stabilizasyon elemanları (üstte), Geniş çaplı keson kuyu (sol altta), Ankrajlar (sağ altta) (JLS, 2008).

4.5 Güçlendirme

Son yıllarda yapılan araştırmalarla ilerleme kaydeden, kireç/çimento ile, enjeksiyon veya jet grout ile ya da zemin çivisi ile güçlendirme metodlarının iyileştirme yöntemleri arasında hızla ön plana çıktığı görülmektedir (Pupescu ve Sasahara, 2009). Bu sistemler dayanımı artırır ve böylece şevlerin daha yüksek şev açılarında inşa edilmesi sağlanabilir. Kireç/çimento kullanılarak ya da enjeksiyon (jet grout) yöntemi ile zeminin kayma dayanımı artırılabilir (Şekil 4.9). Ayrıca, şev stabilitesi uygulanan zemin çivilerinin kesme gerilmelerini alması ile de sağlanabilmektedir (Şekil 4.10).



Şekil 4.9 : Jet Grout Uygulaması (url-2)



Şekil 4.10 : Zemin Çivisi Uygulaması (url-3)

4.6 Bitkilendirme

Şev stabilizasyonunda bir diğer önemli iyileştirme yöntemi şevin uygun bir şekilde bitkilendirilmesidir. Bitkilendirme sayesinde;

- Erozyondan korunma,
- Zemin suyunun dışarı alınması,
- Sığ kaymaların önlenmesi,
- Yüzeysel stabilizasyon,
- Estetik bir görünüm.

sağlanmış olmaktadır. Derin köklere sahip bitkiler ile yeşillendirilen bir şevin donatılı şev özelliği göstererek stabilitesinin arttırıldığı söylenebilmektedir (Karikari ve Agyei, 2000). Ayrıca kökler sayesinde topraktan emilen suyun şevde boşluk suyu basıncını düşürdüğü, kohezif özelliğin arttığı ve böylece bitkilendirmenin stabiliteye son derece olumlu katkıda bulunduğu söylenebilmektedir (Greenwood ve diğ., 1996). Genellikle arzu edilen bitkilendirmeyi tesis etmek ve sürdürmek için sulama sistemleri yerleştirmek gereklidir. Bu sistemler dikkatli bir biçimde denetlenmelidir çünkü aşırı sulama boşluk suyu basıncını büyük oranlarda arttırabilir ve ciddi stabilite problemlerine neden olabilir (Coduto, 2006). Bitkilendirme yöntemi ile stabilizasyonu sağlanmış bir şev Şekil 4.11’de görülebilmektedir.



Şekil 4.11 : Bitkilendirme ve yapısal elemanlar ile stabilitesi sağlanmış bir duvar (Pupescu ve Sasahara, 2009).

5. BİR VAKA ANALİZİ: GERİ HESAP YÖNTEMİ UYGULAMASI

İstanbul Kemerburgaz’da yapılmakta olan bir konut inşaatı kapsamında, temel kotuna inilmek için açılan desteksiz kazı sonrasında Şekil 5.1 ve Şekil 5.2’de görüldüğü gibi şev kaymaları gözlenmiş ve önlem projesi hazırlanması gerekmiştir. Önlem projesi için seçilecek parametrelere sahada gerçekleşen şev hareketi incelenerek ulaşılmıştır. Gerçekleşmiş ve geometrisi kaydedilebilmiş bir şev kayması mekanizması incelenerek stabilite bozukluğuna (güvenlik sayısı=1.0) neden olabilecek kayma mukavemeti ve yeraltı suyu durumu kombinasyonları belirlenebilmektedir (Durgunoğlu ve diğ., 1991). Bu doğrultuda, geri hesap yöntemi kullanılarak limit denge yöntemi ve sonlu elemanlar yöntemi kullanan bilgisayar programları ile şev kayması, farklı su muhtevalarında ve farklı zemin özelliklerinde modellenmiş, göçme durumunu veren parametreler belirlenmiştir. Bu parametreler daha sonra yapılan iyileştirme projesi için kullanılmıştır.



Şekil 5.1 : Desteksiz kazıda karşılaşılan şev kayması.



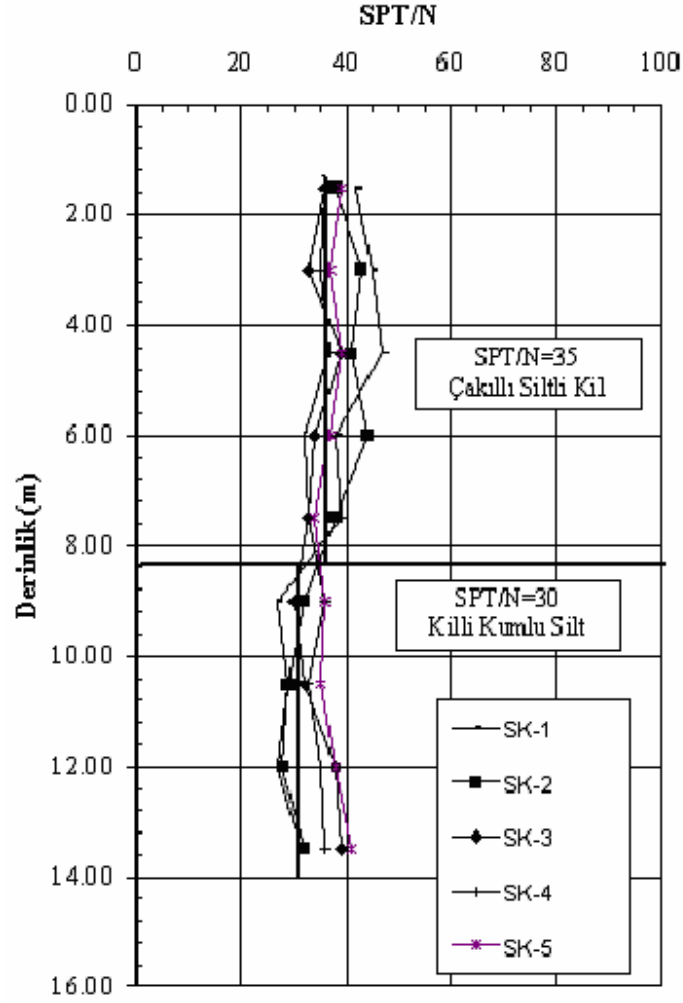
Şekil 5.2 : Şevin taç bölgesi.

5.1 Zemin Yapısı

ABM Mühendislik tarafından gerçekleştirilen sondajlardan elde edilen zemin profiline göre söz konusu sahada üç ayrı birim tanımlanmıştır. Üstte 40cm ila 50cm kalınlığında bitkisel toprak bulunmaktadır. Bu birimin altında 8.4m ila 9.5m arasında değişen derinlikte kumlu, orta sıkı, yarı yuvarlak, köşeli çakıllı, sert kil ile karşılaşmıştır. Bu birim altında ise sarımsı-kahve renkli, orta sıkı kumlu, silt birimine girilmiştir. Sondajlardan elde edilen SPT/N darbe sayılarının derinlikle değişim grafiği Şekil 5.3’de verilmektedir.

Rapor kapsamında sunulan sondajlardan alınan numuneler üzerinde gerçekleştirilen laboratuvar deneylerine göre elde edilen değer aralıkları aşağıda verilmiştir:

- Tabii Su Muhtevası w_n (%) = 20-21
- Likit Limit LL (%) = 35-43
- Plastik Limit PL (%) = 17-20
- Plastisite İndisi PI (%) = 17-24
- Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırması USCS:CL, ML
- Drenajsız kayma mukavemeti c (kPa) = 69-72
- İçsel sürtünme açısı ϕ (derece) = 3



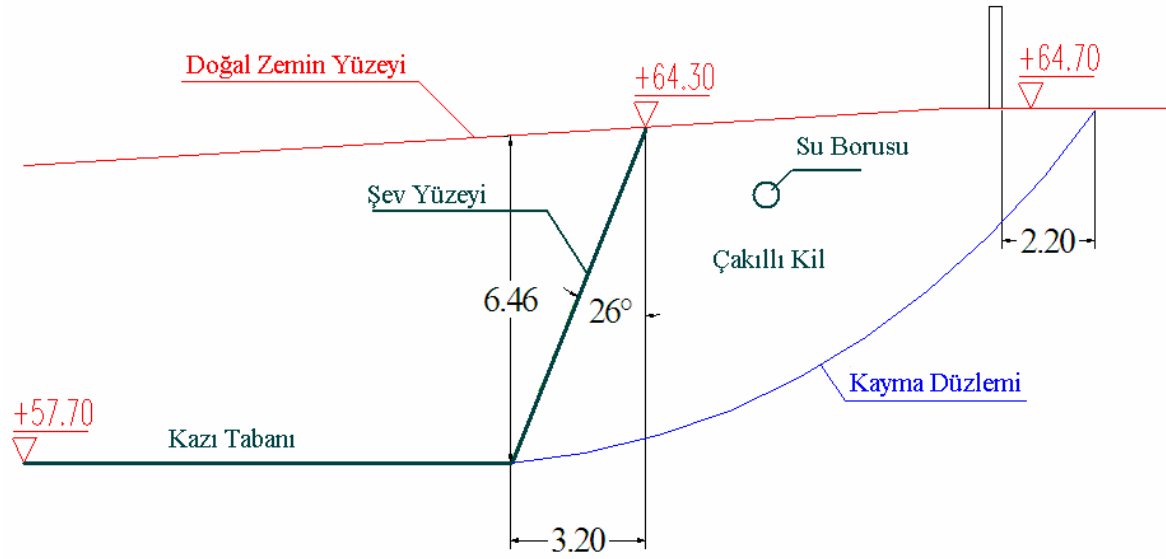
Şekil 5.3 : SPT/N darbe sayılarının derinlikle değişim grafiği.

Kayma gerçekleşikten sonra heyelan aynasından kaymanın çakıllı killi bir tabaka içinde gerçekleştiği öğrenilmiştir. Bu nedenle modellemelerde zemin kaymanın gerçekleştiği çakıllı siltli kil tabakası dikkate alınarak temsil edilmiştir.

5.2 Göçme Anında Çevre Koşulları

Konut projesi kapsamında temel kazısı için zemin yaklaşık 6.5 m 2:1 (d:y) şevle açılmış (Şekil 5.4) ve yaklaşık 1 hafta sonra göçme gerçekleşmiştir. Bu durumda, göçmenin kil tabakasında oluşan basınç artışları doğrultusunda bir miktar konsolide olduktan sonra gerçekleştiği düşünülebilir.

Göçme aralık ayının ortalarında yağışlı bir dönemde gerçekleşmiştir. Arazide yeraltı su seviyesinin kazı seviyesinin altında kaldığı bilinse de, göçmenin gerçekleştiği



Şekil 5.4 : Kayma geometrisi.

sırada şevin bir miktar ıslak olması muhtemeldir. Bu nedenle kayan zemin kütlelerinde bir miktar suyun bulunduğu kabul edilmesi gerekmektedir.

Göçme ile birlikte, Şekil 5.1’de görüldüğü gibi alanın üzerinde bulunan ve ulaşım yolu olarak kullanılan sokak heyelan eden kütlenin içinde kalmıştır ve hizmet veremez duruma gelmiştir. Ayrıca Şekil 5.2’de görüldüğü gibi komşu parseli ayıran duvarda ve bu duvarın gerisinde yer alan site içi parke taşı döşeli yolda bir kısım zarara yol açmıştır.

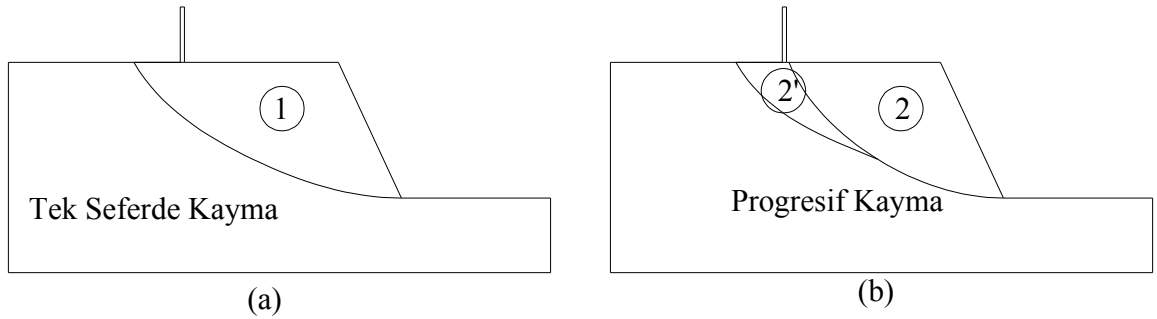
Kaymanın gerçekleştiği dolgu tabakasının, kayma aynası incelendiğinde çakıllı kil olduğu görülmüştür. Zeminin kohezyonlu yapısı sayesinde şev, kazı yapıldıktan sonra hemen göçmemiş bir haftalık bir süreçte stabilitesini korumuştur. Bu da zemindeki kil içeriğinin fazla olduğunu doğrulamaktadır. Dolgu tabakasının killi yapısı, kazı yapılırken kısa süreliğine şevin dik açılı durabileceği kanısını vermiştir. Fakat göçmenin meydana geldiği günün gecesinde yağın yoğun yağmur şevin hareket etmesine neden olmuştur. Ayrıca Şekil 5.5’de görülen su borusunun kırılmasına sebep olmuştur. Yapılan sondajlarda yeraltı su seviyesi ile karşılaşılmamış olup kırılan su borusu ile birlikte şevdeki su miktarı bir anda yükselmiş ve göçmeyi tetiklemiştir.

Geri hesap analizine geçmeden önce kayma mekanizmasının tanımlanması gerekmektedir. Sahadaki göçme, Şekil 5.6 (a)’da gösterildiği gibi tek seferde 1 numaralı kayma hareketini veya (b)’de gösterildiği gibi progresif olarak 2 ve 2’



Şekil 5.5 : Kırılan su borusu.

hareketlerini yapmış olabilir. Geri analiz bu kayma mekanizmalarını da değerlendirecek şekilde yapılmıştır.



Şekil 5.6 : Kayma mekanizmalarının karşılaştırılması

5.3 Geri Hesap Analizi

Sahada gerçekleşen göçme, iyileştirme projesi kapsamında yapılacak hesaplar için gerekli olan zeminin kayma direnci parametrelerinin seçilmesi adına değerli bilgiler vermektedir. Bu göçme Bölüm 3’de anlatıldığı şekilde geri hesap yöntemi ile irdelenerek, zeminin kayma direnci parametrelerine ulaşılmıştır. Geri hesap analizi hem limit denge (Bishop) hem de sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılmıştır.

Bu aşamada, zemin ve çevre koşulları mümkün olduğu kadar belirlenmeye çalışılmış ve bilinmeyen sayısı en aza indirilmiştir. Şevin kazıldıktan hemen sonra göçmemiş, bir miktar konsolidasyonun gerçekleşmesinden sonra göçmüş olması göçme anını modellerken drenajlı parametrelerin kullanılması gerektiğini işaret etmektedir. Bu doğrultuda zeminin çakıllı killi bir dolgu niteliğinde olmasından hareket ederek c' için 5 kPa değeri alınması uygun bulunmuştur. Kazı yapıldıktan göçmenin gerçekleşmesine kadar geçen süre, killerde gözlemlenen genel konsolidasyon zamanlarına göre kısa sayılabilmektedir. Bu nedenle kohezyon değeri yorumlanırken geçen süre dikkate alınmış ve sıfır alınmasının uygun olmayacağına kanaat getirilmiştir.

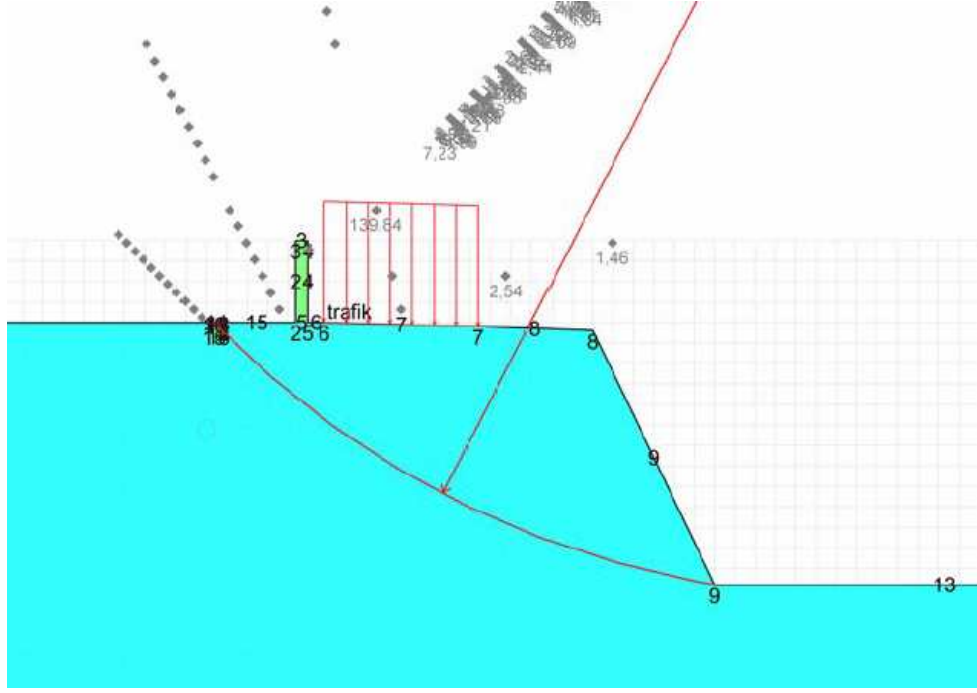
Sahadan çıkan hafriyat kamyonları bu yolu kullandığından yolda zamanla deformasyonlar gözlenmiştir. Bu kamyon trafiğinin şevdeki stabiliteye etkisi 15 kPa sürüş yükü kabul ederek dikkate alınmıştır.

5.3.1 Limit denge yöntemi ile geri analiz

Göçen şev limit denge yöntemleri ile çözüm yapan Talren programında modellenerek, Bishop yöntemi ile farklı zemin ve yeraltı suyu koşullarında sağlanan güvenlik sayıları tespit edilmiştir.

1 nolu, göçmenin tek seferde gerçekleştiği kayma mekanizması öncelikli olarak şevin taç noktası Talren programında sabitlenerek araştırılmıştır.

Göçmenin yağışlı bir sezonda gerçekleşmesi nedeniyle r_u için 0-0.30 arasında değerler alınmıştır. Bölüm 3.4'de bahsedildiği gibi şevin suya tam olarak doymun olması halinde r_u değeri 0.5 olmaktadır. Durgunoğlu ve diğerleri (1991) tarafından geri hesap yöntemi ile incelenen Buğrular Heyelanı'nda yeraltı su seviyesinin yüzeye yakın olmasından dolayı r_u değerleri 0.3-0.5 arasında alınmış ve 0.5 değeri için artezyen basınçlı yüksek yeraltı suyu tanımlaması yapılmıştır. Burada incelenen şevin drenaja açık yapısı dikkate alındığında şevdeki su hacmi, kayan kütlenin hacminin yarısı olduğu kabul edilebilmektedir. Yine de r_u değeri için 0'dan 0,30'a kadar değerler alınmış olup bu değerler için aranan ϕ' değerinin hangi hassaslıkta değiştiği gözlemlenmiştir. Alınan her r_u değeri için 18°-28° arasında değişen ϕ' değerleri alınmış ve Şekil 5.7'de gösterildiği şekilde Talren programında modellenmiştir.



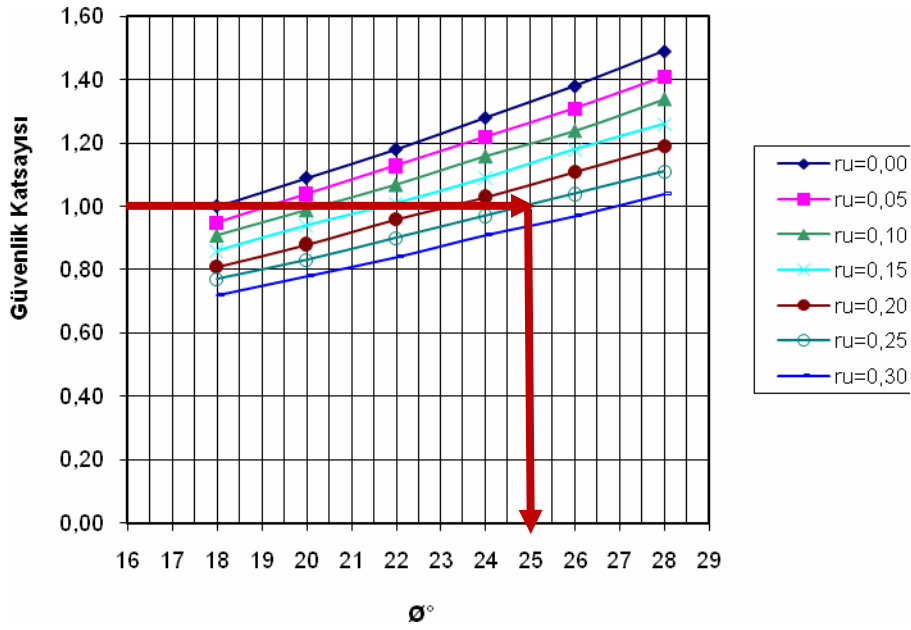
Şekil 5.7 : 1 no’lu kayma dairesinin Talren programı ile incelenmesi.

Şekil 5.2’de görülebileceği gibi komşu parselin içine kadar uzanan şevin taç noktası sahada başarılı bir şekilde tespit edilmiştir. Talren programında şev modellenirken taç noktası olarak bu nokta sabitlenmiş olup kritik kayma dairesi, bu noktadan geçen kayma daireleri arasında aranmıştır (Analiz 1). Geri hesap analizinde kullanılan kesitler Talren 4.0 programı ile çözülmüş olup hesap çıktıları Ek A1’de verilmektedir.

1 no’lu göçme için Çizelge 5.1’de özetlenen güvenlik sayıları ayrıca Şekil 5.8’de değişen r_u ve ϕ' değerlerine göre grafiğe aktarılmıştır. Bu güvenlik sayısı dağılımlarına bakılarak $r_u = 0,25$ değeri için güvenlik sayısını 1,00 yapan ϕ' değeri 25° olarak belirlenmiştir.

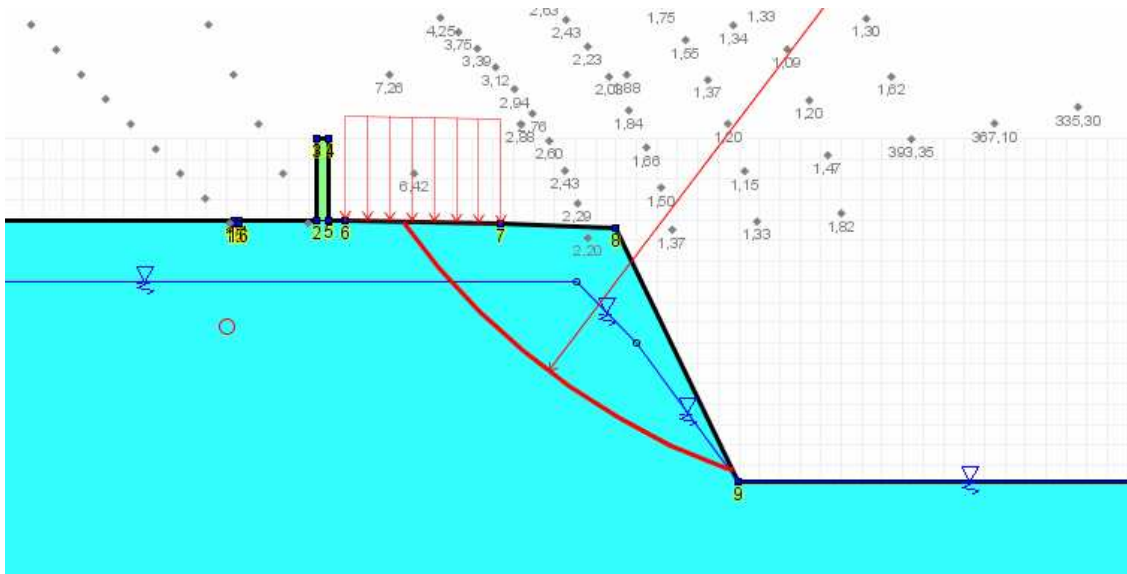
Çizelge 5.1 : Talrende modellenen 1. numaralı kayma mekanizması için değişen ϕ' r_u değerlerine göre elde edilen güvenlik sayıları (1A-T).

Güvenlik Katsayıları ($c'=5\text{kPa}$)							
ϕ'	$r_u=0,00$	$r_u=0,05$	$r_u=0,10$	$r_u=0,15$	$r_u=0,20$	$r_u=0,25$	$r_u=0,30$
18°	1,00	0,95	0,91	0,86	0,81	0,77	0,72
20°	1,09	1,04	0,99	0,94	0,88	0,83	0,78
22°	1,18	1,13	1,07	1,01	0,96	0,90	0,84
24°	1,28	1,22	1,16	1,09	1,03	0,97	0,91
26°	1,38	1,31	1,24	1,18	1,11	1,04	0,97
28°	1,49	1,41	1,34	1,26	1,19	1,11	1,04



Şekil 5.8 : Talren programı ile modellenen 1 no'lu göçme için ϕ' değerinin r_u artışına göre değişimi.

Talren programında göçme noktası tanımlanmadan bulunan kritik kayma daireleri 2 no'lu kayma dairesine yakın bir şekilde elde edilmiştir. Bu şekilde 2 no'lu kayma dairesi de Talren programında geri hesap yöntemi ile incelenmiş (Şekil 5.9) ve göçme koşullarında ϕ' değeri elde edilmiştir. Analiz bu sefer programda hem r_u katsayısı ile (Analiz 2A-T) hem de bu r_u katsayısının eşdeğeri olan yeraltı su seviyesi girilerek (Analiz 2B-T) kullanılmıştır.



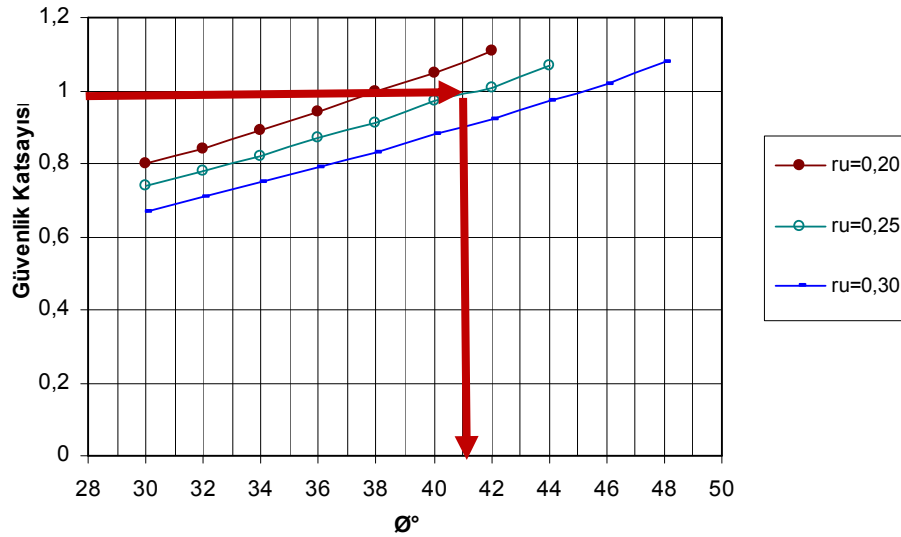
Şekil 5.9 : 2 no'lu kayma dairesinin Talren programı ile incelenmesi.

Buna göre Analiz 2A-T'nin sonuçları Çizelge 5.2'de özetlenmiş olup program çıktıları Ek A2'da verilmektedir.

Çizelge 5.2 : Talrende modellenen 2A-T numaralı kayma mekanizması için değişen ϕ' ve r_u değerlerine göre elde edilen güvenlik katsayıları.

Güvenlik Katsayıları ($c'=5\text{kPa}$)			
	$r_u=0,20$	$r_u=0,25$	$r_u=0,30$
ϕ'	LDY	LDY	LDY
30°	0,80	0,74	0,67
32°	0,84	0,78	0,71
34°	0,89	0,82	0,75
36°	0,94	0,87	0,79
38°	1,00	0,91	0,83
40°	1,05	0,97	0,88
42°	1,11	1,01	0,92
44°		1,07	0,97
46°			1,02
48°			1,08

2A no'lu göçme için güvenlik sayıları ayrıca şekil 5.10'da değişen r_u ve ϕ' değerlerine göre grafiğe aktarılmıştır. Bu güvenlik sayısı dağılımlarına bakılarak $r_u=0,25$ değeri için güvenlik sayısını 1,00 yapan ϕ' değeri 41° olarak belirlenmiştir.



Şekil 5.10 : Talren programı ile modellenen 2A-T no'lu göçme için ϕ' değerinin r_u artışına göre değişimi.

Yeraltı su seviyeleri r_u katsayılarına göre Çizelge 5.3'de gösterildiği şekilde hesap edilmiştir.

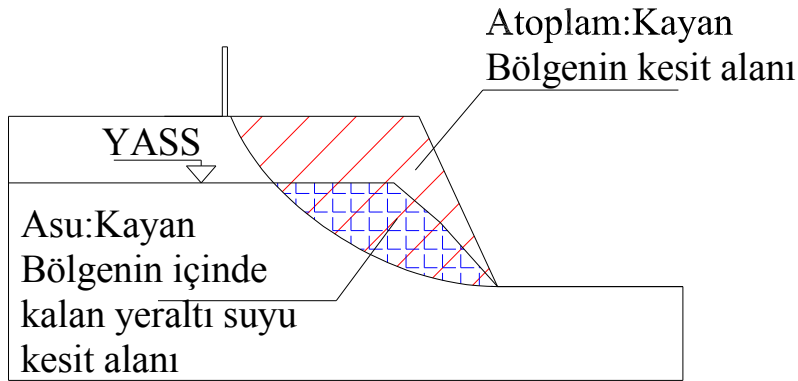
Çizelge 5.3 : Değişen su seviyelerine göre elde edilen ru katsayıları.

A_{toplam}	51,5 m ²	YASS kotu	ru (=0.5x(Asu/Atoplam))
A_{su}	13,9 m ²	11,6 m	0,20
	17,6 m ²	12,1 m	0,25
	20,7 m ²	12,6 m	0,30

Yeraltı su seviyesi girilerek yapılan Analiz 2B'nin sonuçları aşağıdaki Çizelge 5.4'de özetlenmiş olup program çıktıları Ek A3'de verilmektedir. Bu analiz için ru 0,2-0,25-0,3 değerlerini sağlayacak yeraltı su seviyeleri Şekil 5.11'de görülen alanların oranını sağlayacak şekilde hesaplanmıştır.

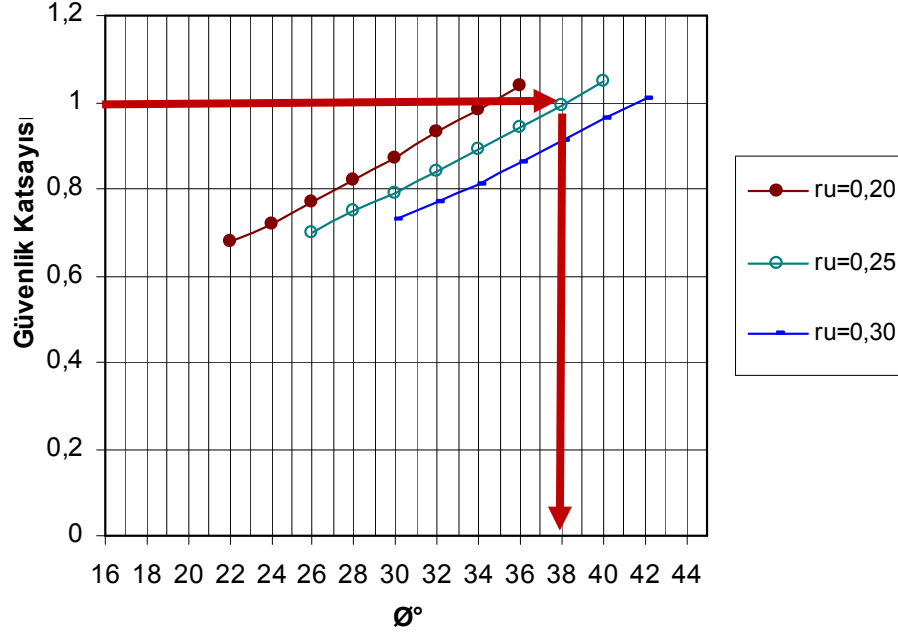
Çizelge 5.4 : Talrende modellenen 2B-T numaralı kayma mekanizması için değişen ϕ' ve ru değerlerine göre elde edilen güvenlik katsayıları.

Güvenlik Katsayıları ($c'=5\text{kPa}$)			
	ru=0,20	ru=0,25	ru=0,30
ϕ'	LDY	LDY	LDY
22°	0,68		
24°	0,72		
26°	0,77	0,70	
28°	0,82	0,75	
30°	0,87	0,79	0,73
32°	0,93	0,84	0,77
34°	0,98	0,89	0,81
36°	1,04	0,94	0,86
38°		0,99	0,91
40°		1,05	0,96
42°			1,01



Şekil 5.11 : Yeraltı su seviyesi girilerek analiz yapılması.

2B no'lu göçme için güvenlik sayıları ayrıca şekil 5.12'de değişen r_u ve ϕ' değerlerine göre grafiğe aktarılmıştır. Bu güvenlik sayısı dağılımlarına bakılarak $r_u = 0,25$ değeri için güvenlik sayısını 1,00 yapan ϕ' değeri 38° olarak belirlenmiştir.



Şekil 5.12 : Talren programı ile modellenen 2B-T no'lu göçme için ϕ' değerinin r_u artışına göre değişimi.

5.3.2 Sonlu elemanlar yöntemi ile geri analiz

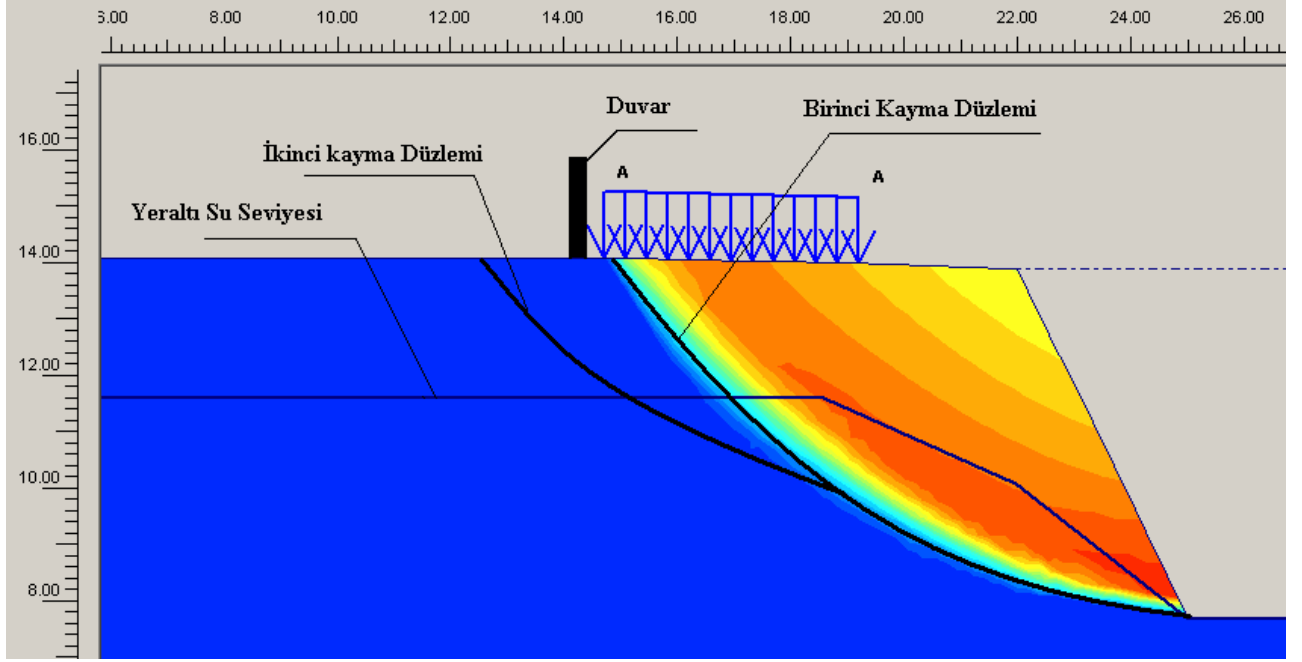
Bu yöntem zemin kesitlerini sonlu sayıda elemana ayırıp her eleman arasındaki gerilme-deformasyon ilişkilerini irdeleyerek stabiliteyi deformasyon kontrollü olarak incelemektir. Analizlerde dikkate alınan zemin modeli Çizelge 5.5'de verilmektedir.

Çizelge 5.5 : Analizlerde Kullanılan Zemin Modeli

Model	Mohr-Coulomb
Tip	Drenajsız
γ	18 kN/m ³
E	5000 kN/m ²
ν	0,35
c	5,00 kN/m ²
ϕ	Değişken

2 no'lu göçme mekanizması sonlu elemanlar yöntemi ile çözüm yapan Plaxis programında da modellenerek, farklı zemin ve yeraltı suyu koşullarında sağlanan güvenlik sayıları tespit edilmiştir.

Yapılan analizlerde, r_u değeri 0,20-0,25-0,30'u temsil edecek şekilde yeraltı su seviyeleri dikkate alınmış olup her r_u değeri için 22° - 34° arasında değişen ϕ' değerleri alınmış ve Şekil 5.13'de gösterildiği şekilde Plaxis programında modellenmiştir. Sürşarj yükünün dikkate alınması durumu 2B-Pq analizi ile, dikkate alınmaması durumu ise 2B-P analizi ile irdelenmiştir.



Şekil 5.13 : Plaxis programında modellenen 2 no'lu kayma mekanizması.

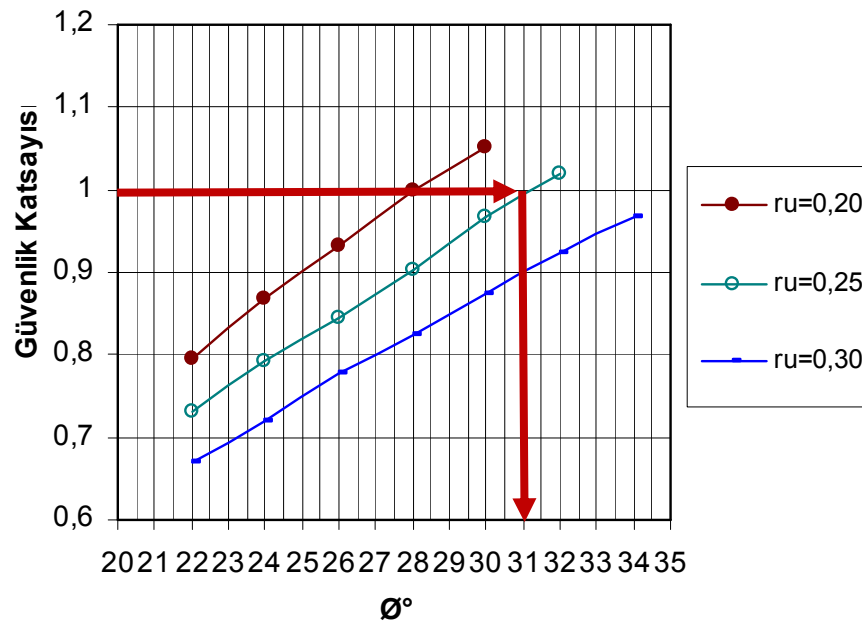
Göçme koşulları doğrultusunda deformasyon kontrollü analiz yapan Plaxis programı ile kayma dairesi bu yöntemle gerçeğe yakın bir şekilde çıkarılabilmektedir. Analizler sonucu ortaya çıkan kayma dairelerinin sahada gözlemlendiği gibi duvarın arkasından değil hemen önünden başladığı görülmektedir (Şekil 5.13).

Plaxis programında yeraltı suyu ve zemin koşulları değiştirilerek yapılan analizlerin sonucunda zeminde oluşan deformasyonlar ve göçme durumundaki kayma dairelerini gösteren şekiller elde edilen güvenlik sayıları ile beraber Ek A.4'de verilmektedir.

Sürşarj yükünün dikkate alındığı 2B no'lu göçme için Çizelge 5.6'da özetlenen güvenlik sayıları ayrıca Şekil 5.14'de değişen r_u ve ϕ' değerlerine göre grafiğe aktarılmıştır. Bu güvenlik sayısı dağılımlarına bakılarak $r_u = 0,25$ değeri için güvenlik sayısını 1,00 yapan ϕ' değeri 31° olarak belirlenmiştir.

Çizelge 5.6 : Plaxisde modellenen 2B no’lu kayma mekanizması için değişen ϕ' ve ru değerlerine göre elde edilen güvenlik sayıları (2B-Pq).

Güvenlik Katsayıları ($c'=5\text{kPa}$)			
ϕ'	ru=0,20	ru=0,25	ru=0,30
22°	0,79	0,73	0,67
24°	0,87	0,79	0,72
26°	0,93	0,85	0,78
28°	1,00	0,90	0,82
30°	1,05	0,97	0,87
32°		1,02	0,92
34°			0,97



Şekil 5.14 : Plaxis programı ile modellenen 2B no’lu göçme için ϕ' değerinin ru artışına göre değişimi (2B-Pq).

Son olarak sürşarj yükünün dikkate alınmadığı 2B-P analizi yine Plaxis programında modellenmiş olup analiz çıktıları Ek A5’de verilmektedir. Elde edilen güvenlik sayıları Çizelge 5.7’de özetlenmekte olup Şekil 5.15’de değişen ru ve ϕ' değerlerine göre grafiğe aktarılmış ve göçme anındaki ϕ' değeri için 23,5° değeri bulunmuştur.

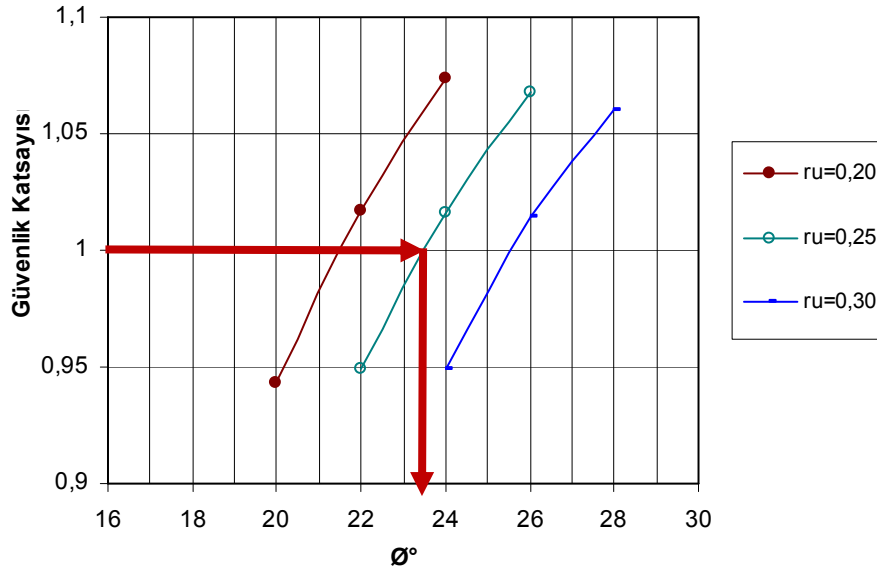
5.3.3 Analizlerin değerlendirilmesi

Limit denge ve sonlu elemanlar yöntemleri kullanılarak değişen yeraltı suyu seviyeleri ve ϕ' değerlerine göre güvenlik sayılarına ulaşılmıştır. Elde edilen bu

datalar ışığında aşağıdaki faktörlerin incelenmesi ve belirlenmesi ile iyileştirme projesinde kullanılacak ϕ' değerine ulaşılmıştır.

Çizelge 5.7 : Plaxis'te sürşarjsız modellenen 2B kayma mekanizması için değişen ϕ' ve ru değerlerine göre elde edilen güvenlik sayıları (2B-P).

Güvenlik Katsayıları ($c'=5\text{kPa}$)			
	ru=0,20	ru=0,25	ru=0,30
ϕ'	LDY	LDY	LDY
20°	0,94		
22°	1,02	0,95	
24°	1,07	1,02	0,95
26°		1,07	1,01
28°			1,06



Şekil 5.15 : Plaxis programı ile sürşarjsız durumda modellenen 2B no'lu göçme için ϕ' değerinin ru artışına göre değişimi (2B-P).

- Yeraltı suyu durumu, ru,
- Güvenlik Sayılarının dağılımı, $f(G_s)$,
- Yenilme mekanizması.

Bunların yanında, kohezyon ve sürşarj yükleri bazı değerler öngörülerek ilk etapta sabitlenmiştir ($c=5\text{kPa}$, $q=15\text{ kPa}$).

Yeraltı suyunu modellemek için boşluk suyu basıncı oranı kullanılmıştır. Göçmenin yağmurlu bir sezonda gerçekleşmesi, kırılan su borusu ve şevin drenaja açık konumu göz önüne alındığında, şevdeki su hacminin kayan hacmin yarısı olduğu kabul edilebilir. Bu durumda göçme anında boşluk basıncı oranının $ru=0.25$ olacağı dikkate alınacaktır.

İki farklı yenilme mekanizması denenmiş olup (1 ve 2 no'lu hareketler) hesaplarda yeraltısuyunun ru katsayıları ile ya da direk yeraltı su seviyesi girerek modellenmesinin etkileri araştırılmıştır (A ru katsayıları ile, B yeraltı su seviyesi girerek modelleme).

Çizelge 5.8'de de özetlendiği gibi öncelikle sahada görülen şev kayması limit denge yöntemi kullanan Talren programı ile modellenmiştir (1A-T). Bu aşamada şevin tek seferde (1 no'lu kayma) kaydığı göz önüne alınmıştır. Buna göre $\emptyset$ değeri 25° olarak elde edilmiştir.

Çizelge 5.8 : Farklı koşullar denenerek yapılan geri analizlerin özeti.

	1A-T	2A-T	2B-T	2B-Pq	2B-P
Analiz Yöntemi	LDY*	LDY*	LDY*	SEY**	SEY**
Program	Talren	Talren	Talren	Plaxis	Plaxis
Kayma Dairesi	1 no'lu	2 no'lu	2 no'lu	2 no'lu	2 no'lu
Yeraltı Suyu Modellemesi	ru	ru	YASS	YASS	YASS
Kohezyon, c , kPa	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
İçsel Sürtünme Açısı, $\emptyset$, $^\circ$	25	41	38	31	23,5
Boşluk Suyu Basıncı Oranı, ru	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
Sürşarj Yükü, q , kPa	15,0	15,0	15,0	15,0	0,0
Birim Hacim Ağırlığı, γ , kN/m ³	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0
Elastisite Modülü, E , kPa	5000	5000	5000	5000	5000
Poisson Oranı, ν	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
Güvenlik Sayısı	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

*LDY: Limit Denge Yöntemi (Bishop) ile çözüm (Talren Programı)

**SEY: Sonlu Elemanlar Yöntemi ile çözüm (Plaxis Programı)

Aynı kesitlerin tek seferde değil progresif olarak kaydığı varsayıldığı (2 no'lu kayma) 2A-T analizi sonucunda şevin stabilitesini aslında sıg noktalarda daha önce kaybettiği anlaşılmıştır. Bu analiz neticesinde elde edilen güvenlik sayılarının çok düşük çıkması nedeniyle geri analiz sonucu çıkan $\emptyset$ değeri çok daha yüksek elde edilmiştir (41°). Bu analiz sonucunda yenilmenin progresif olduğuna karar verilmiştir.

Yeraltı suyu modellemesinin ru katsayıları ile yapıldığı durumlarda, kayan dilimde yeraltı su seviyesinin üst noktalarında da sudan dolayı ağırlaşma öngörüldüğünden, yeraltı su seviyesinin direk girildiği analizlere oranla daha düşük güvenlik sayısı bulunmaktadır. Bu durum 2A-T analizinin ru katsayıları yerine direk yeraltı su seviyesi girilerek (2B-T analizi) araştırılmıştır. 2B-T analizleri sonucunda daha yüksek güvenlik sayıları elde edilmiş olup göçme koşullarını veren $\emptyset$ değeri daha düşük bulunmuştur (38°). Bu analiz sonucunda yeraltı suyu modellemesinin yapılan geri analizi bir hayli etkilediği, direk yeraltı su seviyesi girilmesinin elde edilen $\emptyset$ değerinde 3° azalma ortaya çıkardığı görülmüştür.

Ayrıca kesit kayma mekanizmasının gerilme-deformasyon kontrollü bir şekilde göçmesini sağlayan sonlu elemanlar yöntemi ile (Plaxis) tekrar modellenmiştir (2B-Pq). Yeraltı su seviyesi direk girilerek sahada gerçekleşen kayma hareketi gerçeğe daha yakın bir şekilde modellenebilmiştir. Elde edilen güvenlik sayılarının 2B-T analizine oranla daha yüksek olması bu analiz sonucundan elde edilen $\emptyset$ değerinin daha küçük bulunmasına neden olmuştur (31°). Yolu kullanan hafriyat kamyonlarının şeve etkisi 15 kPa sürşarj yükü ile dikkate alınmıştır. Bu yükün dikkate alınmadığı 2B-P analizinde ise $\emptyset 23.5^\circ$ olarak bulunmaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi ile, limit denge yönteminde olduğu gibi kritik kayma dairesinin şekli ve konumu için hiç bir varsayımda bulunulmamaktadır. Ayrıca, limit denge yöntemlerinde aynı anda tüm kesme dayanımının mobilize olduğu varsayıldığı için olduğundan daha düşük güvenlik sayıları bulunduğundan iyileştirme projelerinde sürşarj yükünün de dikkate alındığı Plaxis analizinden elde edilen sonuçların kullanılması daha doğru olacaktır.

Ayrıca 2B-P analizi ile elde edilen kayma dairelerinin, 1A-T limit denge analizlerinde sahada tespit edilen başlangıç noktasından geçmesine zorlanarak elde edilen kayma dairelerine göre daha yüzeyde olduğu tespit edilmiştir. Bölüm 3.7.1.2’de kayma dairesinin konumu ile zemin parametrelerinin (c , $\emptyset'$) oranı arasında bir kural olduğundan bahsedilmişti. Bu kurala göre $\lambda_{c,\phi} (= \gamma \cdot h \cdot \tan \emptyset' / c)$ şeklinde bir katsayı tanımlamak mümkündür. Bu katsayının yüksek olduğu yerlerde $\emptyset'$ yüksek ve kayma dairesi yüzeyde, küçük olduğu yerlerde ise $\emptyset'$ küçük ve kayma dairesinin derinde olması gerekmektedir. Sonlu elemanlar ve limit denge yöntemi ile bulunan $\emptyset'$ değerleri ve kayma derinlikleri bu kuralı sağlamaktadır.

Yukarıda sayılan hususlar dikkate alındığında, iyileştirme projesi hesaplarında kullanılmak üzere Çizelge 5.9’de verilen zemin parametreleri seçilmiştir.

Göçmenin gerçekleşmesinden önce sahadan alınan numuneler üzerinde yapılan drenajsız laboratuvar deneyleri için $c=69-72\text{kPa}$, $\phi=3^\circ$, iksa sistemi hesaplarında

Çizelge 5.9 : Geri hesap yöntemi ile kurulan zemin modeli

Birim	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	C [kPa]	r_u	E [kPa]	ν
Çakıllı kil	18,0	31	5	0,25	5000	0,35

kullanılmak üzere ise $c'=0\text{kPa}$ ve $\phi'=24^\circ$ değerleri verilmiştir. Burada verilen kohezyon değeri kilin uzun vadede göçmesi durumu düşünülerek sıfır olarak verilmiştir.

İncelenen vakada kilin bir hafta sonra kaymasından dolayı bir miktar kohezyon dikkate alınmış ve ϕ' değerinin 24° 'nin altında bulunması beklenirken üzerinde çıktığı tespit edilmiştir.

5.4 İyileştirme Projesi

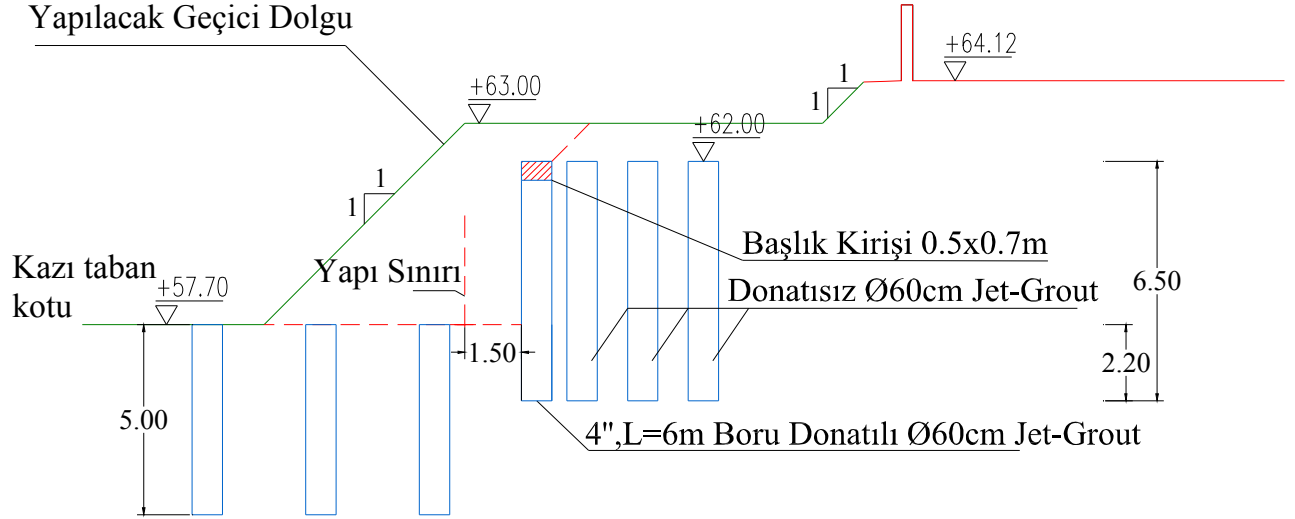
Kaymanın gerçekleştiği bölgede temel inşaatının devam edebilmesi için şevin geçici bir destek yöntemi ile iyileştirilmesi gerekmektedir. Bu kapsamda uygun yöntemin belirlenmesi adına aşağıdaki yöntemler araştırılmıştır.

- 1. Alternatif: Şevin jet grout yöntemi ile hem üst hem topuk bölgelerinin iyileştirilmesi,
- 2. Alternatif: Jet grout yöntemi ile sadece üst bölgesinin iyileştirilmesi,
- 3. Alternatif: Fore kazıklı iksa yöntemi ile desteklenmesi.

Öncelikle şevin üst ve topuk bölgelerinde jet groutlu zemin iyileştirmesi alternatifi incelenmiştir. Şevin güvenli bir açıda (1:1, y:d) tekrar düzenlenmesi için Şekil 5.16’da gösterildiği gibi +63.0 kotuna kadar geri dolgu yapılması önerilmiştir.

Yapılan bu dolgu sayesinde +63.0 kotunda oluşturulan platformdan kayan kütlenin stabilizasyonu için iyileştirme yapılması mümkün olacaktır. Kayan yolun bulunduğu bölgeye +63.0 kotunun 1 m altına kadar $\phi 60$ cm çapında jet groutlu zemin iyileştirmesi yapılması önerilmiştir. Jet grout imalatının killi zeminlerde boşluk hacminin kumlu zeminlere göre daha az olması ve dolayısıyla jetgrout imalatının

daha zor yapılmasından dolayı kolon çapları 60 cm olarak seçilmiştir. Ayrıca şevin örselenen alt kısmının da, bu bölgeye daha sonra yapının temeli geleceğinden, Ø 60 cm çapında jetgroutlar ile iyileştirilmesi uygun bulunmuştur. Buna göre jet grout kolonları ile aralarında kalan zeminin alan oranlarından iyileştirilmiş zemin parametrelerine ulaşılmıştır.



Şekil 5.16 : Alternatif 1 – Hem üst hem topuk bölgelerinde jet grout ile iyileştirme yapılması.

$$c_i = \frac{c_z \cdot A_z + c_{jg} \cdot A_{jg}}{A_{toplam}} \quad (5.1)$$

$$\theta_i = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \theta_z \cdot A_z + \tan \theta_{jg} \cdot A_{jg}}{A_{toplam}} \right) \quad (5.2)$$

c_i : İyileştirilmiş kohezyon

c_z : Zeminin kohezyonu

c_{jg} : Jet Groutun kohezyonu

θ_i : İyileştirilmiş içsel sürtünme açısı

θ_z : Zeminin içsel sürtünme açısı

θ_{jg} : Jet Groutun içsel sürtünme açısı

Jet grout kolonları arasındaki mesafeye aşağıdaki şekilde iki farklı karelaj grubu denenerek ulaşılmıştır. Bu karelajlar, iyileştirilmiş zemin parametreleri ve Talren programı ile elde edilen güvenlik sayıları Çizelge 5.10’de verilmiştir. Hesap çıktıları Ek A6’de verilmektedir.

Bu doğrultuda statik durumda 1.5’in üzerinde güvenlik sayısı veren, üst bölgede 1.6 m x 1.6 m, topuk bölgesinde 3.0 m x 3.0 m karelaj ile iyileştirme yapılması uygun bulunmuştur. Jet grout kolonu için $c=180$ kPa, $\phi=48^\circ$, $E=400.000$ kN/m² kesme dayanımı parametreleri kullanılmıştır.

Çizelge 5.10 : İyileştirilmiş zemin parametreleri ve güvenlik sayıları.

	Karelaj (m)	Çap (cm)	Ø (°)	C (kPa)	E (kN/m ²)	r_u	G _s (statik durum)	G _s (dinamik durum)
Üst bölge	1.6x1.6	60	33	24	48500	0.2	1.62	1.31
Topuk Bölgesi	3.0x3.0	60	32	10	17500			
Üst bölge	1.8x1.8	60	32	20	40000	0.2	1.47	1.21
Topuk Bölgesi	3.2x3.2	60	31	10	16000			

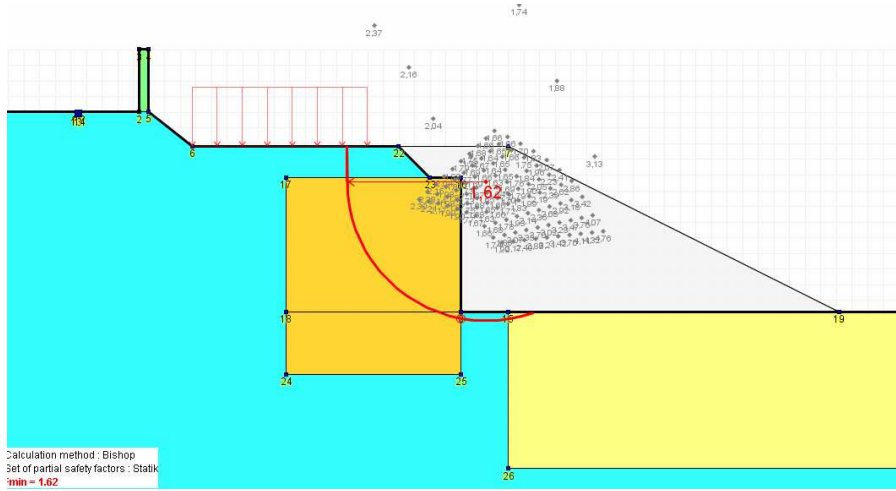
Ayrıca şevin üst bölgesine 1.6 x 1.6 m karelajlı olarak yapılacak jet groutların önünde tek sıra iksa amaçlı merkezden merkeze 80 cm arayla Ø60 cm çapında boru donatılı jet grout yapılması önerilmiştir. Önerilen projeye göre, iksa jet groutları bir başlık kirişi ile birbirlerine yatayda bağlanmış olup önleri daha sonra kazı seviyesine kadar kazılarak açılacaktır.

Aynı kesit seçilen jet grout karelajları ile plaxis programında da modellenmiş olup elde edilen sonuçlar Çizelge 5.11’de Talren programı ile elde edilmiş sonuçlar ile birlikte verilmektedir.

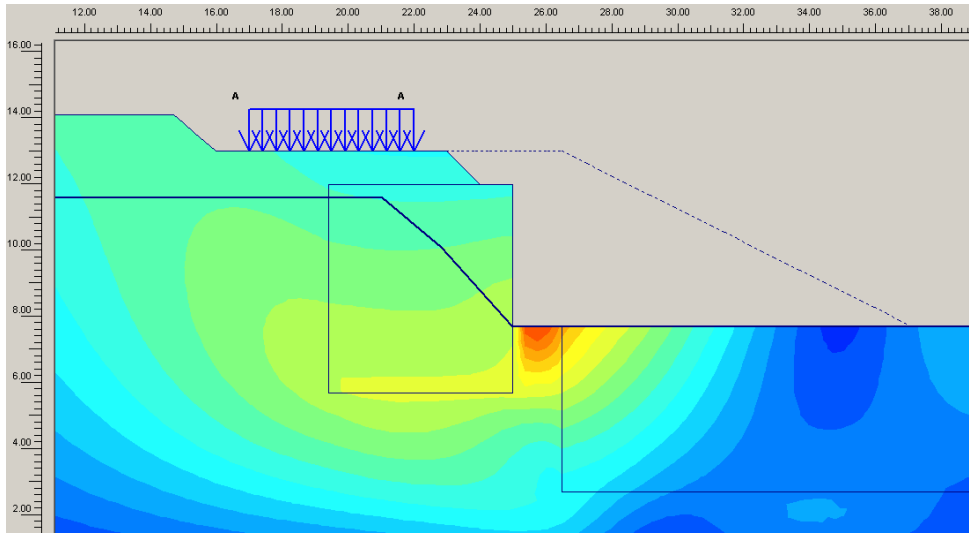
Çizelge 5.11 : 1. Alternatif yöntem elde edilen güvenlik katsayıları.

Güvenlik katsayısı	Statik Durum		Deprem Durumu	
	Talren	Plaxis	Talren	Plaxis
	1.62	1.54	1.31	1.04

Talren programı ile elde edilen kritik kayma dairesi ve plaxis programı ile elde edilen deformasyonlar (statik durum için) sırası ile Şekil 5.17 ve 5.18’de verilmektedir.



Şekil 5.17 : 1. Alternatif için Talrende elde edilen güvenlik sayısı ve kayma daireesi.

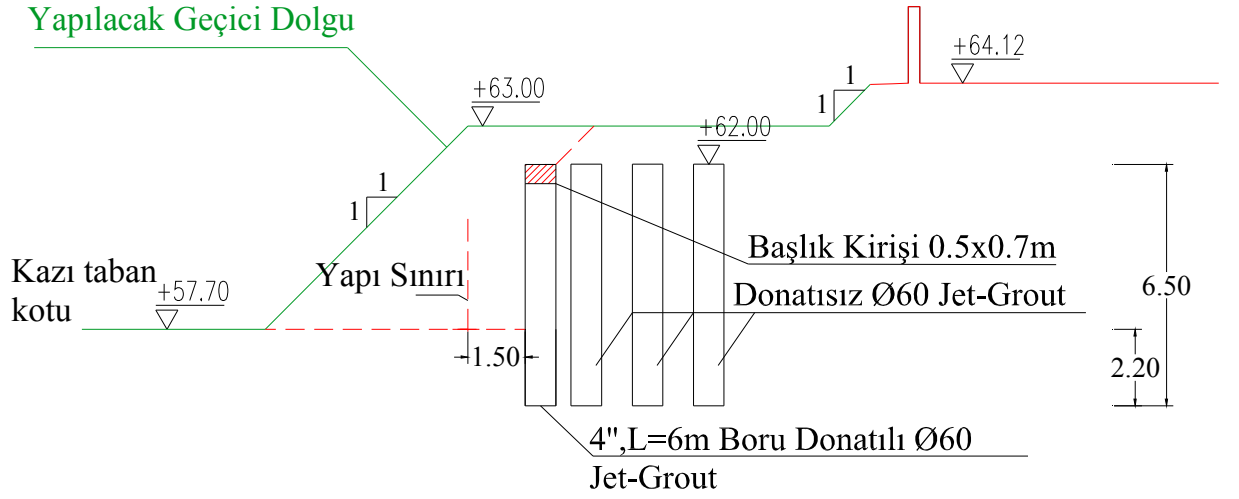


Şekil 5.18 : 1. Alternatif için Plaxis programı ile elde edilen deformasyon dağılımı.

Aynı kesit, topuk bölgesinde öngörülen iyileştirmenin yapılmaması durumu için ele alınan 2. Alternatif sistem için (Şekil 5.19) hem Talren hem Plaxis programı ile tekrar çözülmüş olup elde edilen güvenlik sayıları Çizelge 5.12’de verilmektedir. Hesap çıktıları Ek A7’de verilmektedir.

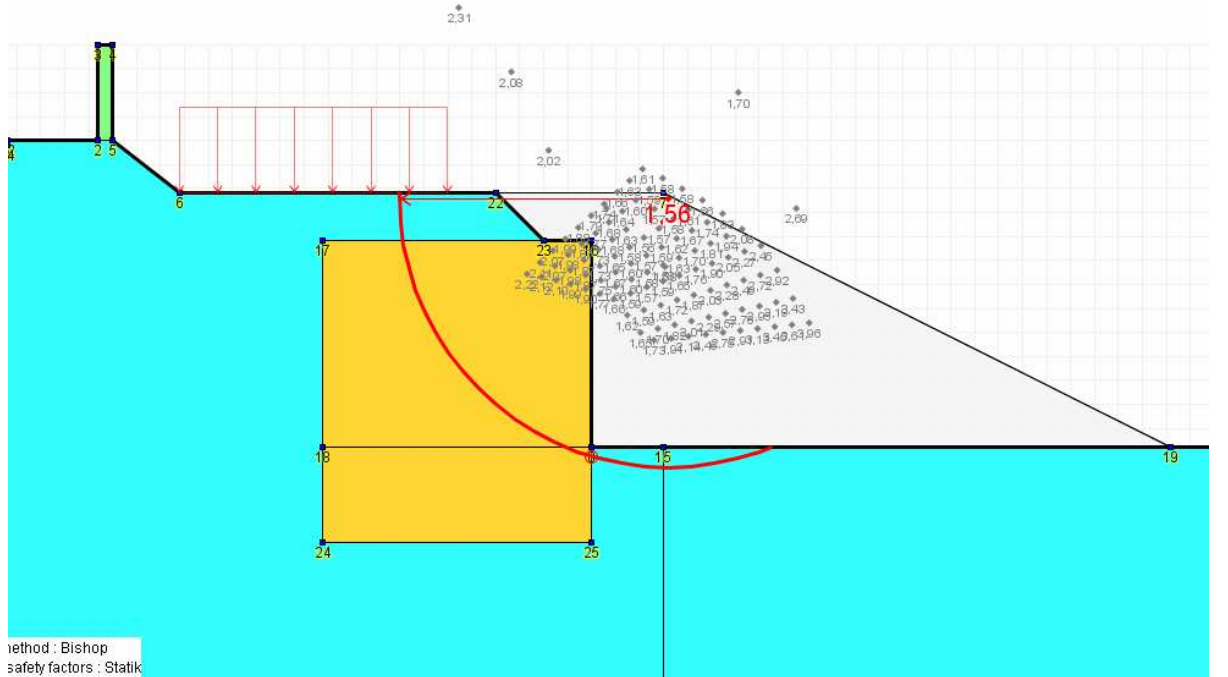
Çizelge 5.12 : 2. Alternatif yöntem ile elde edilen güvenlik katsayıları.

Güvenlik katsayısı	Statik Durum		Deprem Durumu	
	Talren	Plaxis	Talren	Plaxis
	1.56	1.45	1.25	1.00

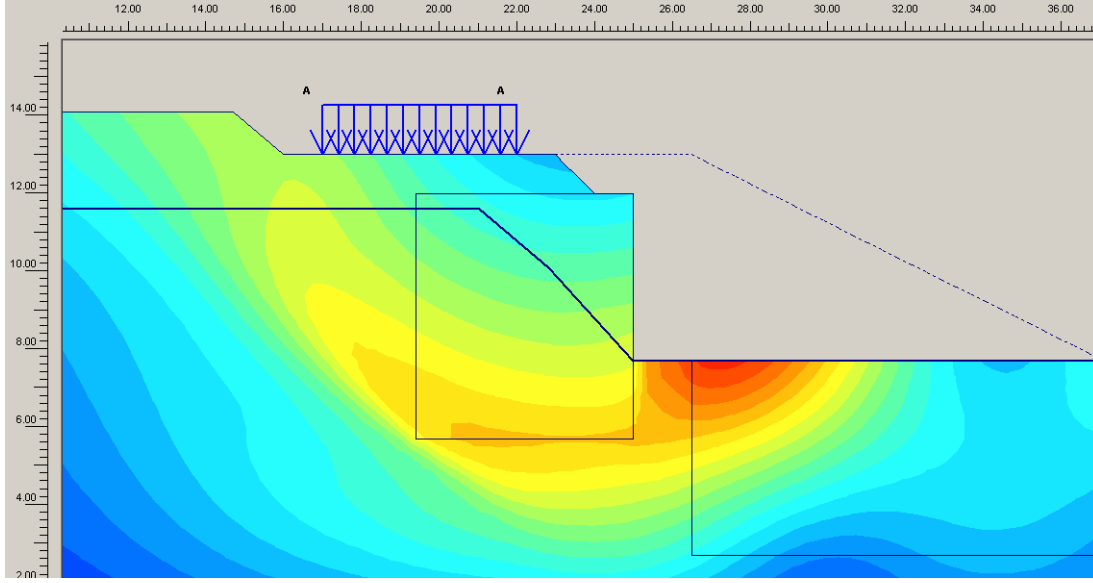


Şekil 5.19 : Alternatif 2 – Sadece şevin üst bölgesinde jet grout ile iyileştirme yapılması.

Yukarıda tanımlanan 2. Alternatif için talren programı ile elde edilen kritik kayma dairesi ve plaxis programı ile elde edilen deformasyonlar (statik durum için) sırası ile Şekil 5.20 ve 5.21’de verilmektedir. Hesap çıktıları Ek A7’de verilmektedir.

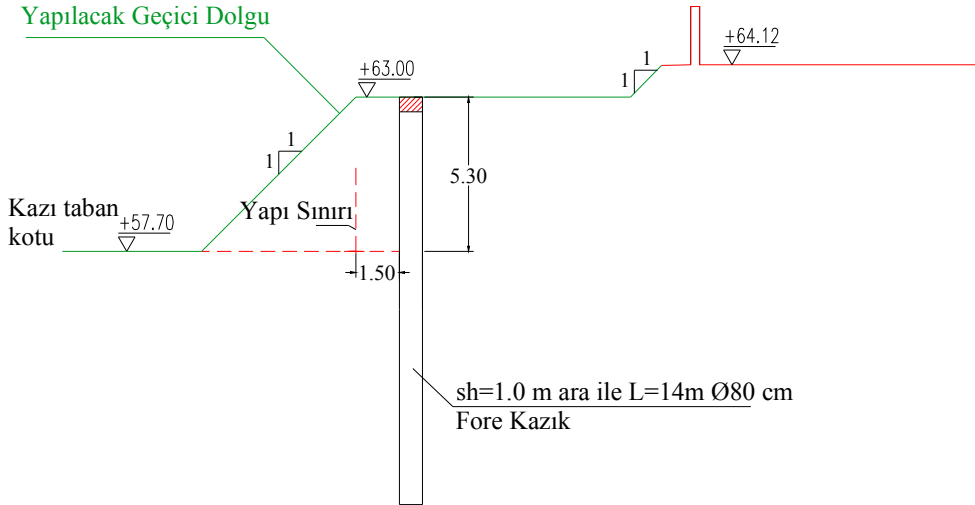


Şekil 5.20 : 2. Alternatif için Talren programında elde edilen güvenlik sayısı ve kayma dairesi.



Şekil 5.21 : 2. Alternatif için Plaxis programı ile elde edilen deformasyon dağılımı.

Aynı kesit 3. alternatif olarak 100 cm ara ile inşa edilecek Ø 80 cm çapında 14 m boyunda fore kazıklar ile (Şekil 5.22) Plaxis programında çözülmüş olup elde edilen güvenlik sayıları Çizelge 5.13’de verilmektedir.

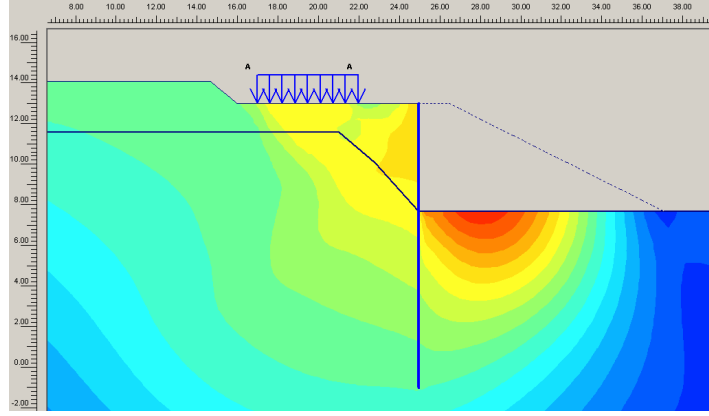


Şekil 5.22 : Alternatif 3– Fore kazıklı iksa yapılması.

Çizelge 5.13 : 3. Alternatif yöntem ile elde edilen güvenlik sayıları.

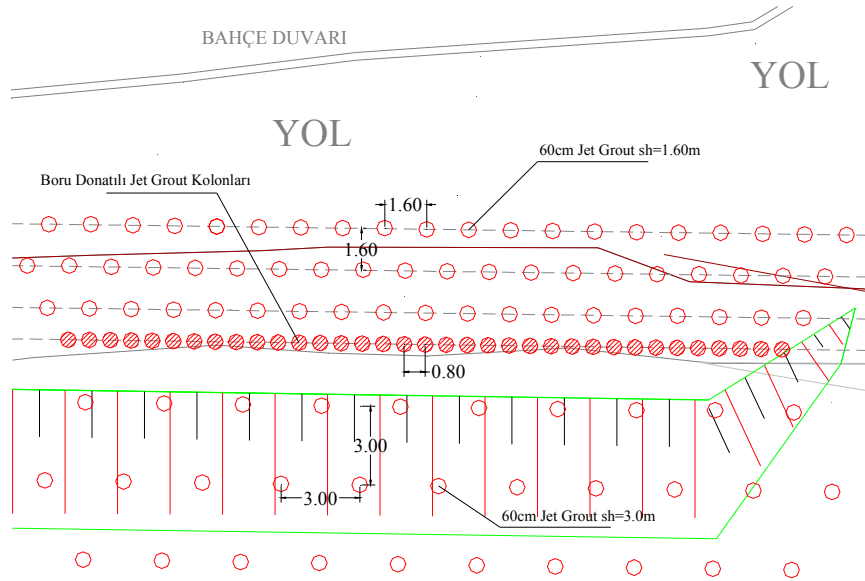
Güvenlik katsayısı	Statik Durum	Deprem Durumu
	Plaxis	Plaxis
	1.65	1.00

Yukarıda tanımlanan 3. Alternatif için plaxis programı ile elde edilen deformasyonlar (statik durum için) sırası ile Şekil 5.23’de verilmektedir. Hesap çıktıları Ek A8’da verilmektedir.



Şekil 5.23 : 3. Alternatif için Plaxis programı ile elde edilen deformasyon dağılımı.

Yukarıda sıralanan 3 alternatif içinde ilk olarak verilen şevin hem üst hem topuk bölgesinin jet grout yöntemi ile iyileştirilmesi alternatifi ile sadece üst bölgesinin iyileştirilmesi alternatifleri karşılaştırıldığında 1. Alternatifin daha güvenilir bir sonuç ortaya koyduğu görülmekle birlikte şev kaymasından dolayı yapının oturacağı zeminde olası örselenmeleri bertaraf etmek adına topuk bölgesinin de iyileştirilmesine karar verilmiştir. Ayrıca kesit 3. alternatif olarak fore kazıklı iksa sistemi ile desteklenmiş olup 14 m boyunda fore kazıkların gerekli olduğu sonucuna varılmıştır. Jet groutlu şev iyileştirmesi, bu proje kapsamında fore kazıklı iksa alternatifine göre çok daha ekonomik ve daha hızlı bir çözüm ortaya koymaktadır. Tüm bu nedenlerden dolayı iyileştirme projesi 1. alternatife göre hazırlanmış olup tipik kesiti ve planı 5.24’de verilmektedir.



Şekil 5.24 : İyileştirilmiş şev planı.

6. SONUÇLAR

Şev stabilitesi eğimli alanlarda yürütülen projelerin karşılaştığı sorunlar arasında yer almaktadır ve birçok projede değişik yöntemlerle yeterli güvenliğin sağlanıp sağlanamadığı araştırılmaktadır. Şev göçmelerine karşı güvenliğin araştırılması ve gerekli önlemlerin alınması geoteknik mühendislerinin başlıca ilgi alanları arasında yer almaktadır. Şev stabilitesi problemlerinin doğru değerlendirilmesi, göçmeye neden olacak ortam koşullarının ancak doğru saptanması ile mümkün olmaktadır. Bu doğrultuda zemin üzerinde yapılan araştırmalar önem kazanmaktadır.

Şev stabilitesinde geri hesap yöntemi, bir şev göçmesi vakası hakkında yeterli bilgilerin bulunması durumunda o bölgedeki zemin özelliklerinin belirlenmesinde son derece faydalı bir yöntemdir. Bu çalışma kapsamında, şev stabilitesinde geri hesap yönteminin kullanılmasına yönelik bilgiler verilmiş, limit denge ve sonlu elemanlar yöntemleri kullanılarak göçmüş bir şev incelenmiştir. Bu iki yöntemin farkları, bu yöntemler kullanılırken dikkate alınan yeraltı suyu modelleri ve sonuca etkileri tartışılmıştır.

İncelenen vakada, yeraltı su seviyesi kazı seviyesinin altında olmasına rağmen, şevin yağın yağmurlar ile birlikte ağırlaşması ve hareket etmesi sonucu, şev içinden geçen su borusunun çatlamış ve şevi neredeyse suya doymun hale getirmiştir. Bu durum şevin göçmesine neden olmuştur. Bu nedenle yapılan geri hesap analizinde şev içerisindeki su miktarına bağlı olarak aranan kesme dayanımı parametresinin hassaslığı incelenmiştir. Buna göre kayan kütlelerin %50'sinin suya doymun olması durumuna göre zeminin kesme dayanımı parametrelerine karar verilmiştir.

Geri hesap yöntemi ile elde edilen kesme dayanımı parametrelerinin, kaymanın gerçekleşmesinden önce yapılan zemin araştırmaları sırasında verilen değerlerin üzerinde olduğu görülmüştür. Zeminin, göçen şev ile yerinde bire bir modellenmiş olması bu yöntem ile elde edilen bilgilerin önemini göstermekte olup iyileştirme projesinde geri hesap analizi ile elde edilen parametreler kullanılmıştır.

Özetle, bir şev kayması vakasında zemin parametrelerinin limit denge ve sonlu elemanlar yöntemleri kullanılarak geri hesaplanması ile aşağıdaki sonuçlara varılmıştır;

- Limit denge analizleri daha hızlı modellenebildiğinden çok sayıda parametre denenip birbirlerine olan etkileri araştırılabilmektedir. Örneğin, yüksek r_u değerlerinde, içsel sürtünme açısındaki artışın güvenlik sayıları üzerindeki etkisinin daha az olduğu görülmüştür.
- 1 no'lu kayma çözülerek elde edilen parametrelerin, 2 no'lu (progresif kayma) kayma çözülerek elde edilen parametrelerden yüksek olduğu görülmüştür. Bunun nedeni, 1A-T analizinde şevin yerinde kaydedildiği gibi derinden kaymaya zorlanmasıdır. 2A-T analizi ile yenilmenin progresif olduğu anlaşılmıştır.
- Yeraltı suyunun ru katsayıları ile tanımlandığı 2A-T analizi ile su seviyesinin direk girildiği 2B-T analizi karşılaştırılmıştır. Yeraltı suyunun doğrudan girilmesi, güvenlik sayılarının daha yüksek çıkmasına dolayısıyla elde edilen $\emptyset$ değerlerinin daha küçük elde edilmesine neden olmuştur. Bunun nedeni olarak, yeraltı suyu modellemesinin ru katsayıları ile yapıldığı durumda, kayan dilimde yeraltı su seviyesinin üst noktalarında da sudan dolayı ağırlaşma öngörüldüğünden, yeraltı su seviyesinin direk girildiği analizlere oranla daha düşük güvenlik sayısı bulunduğu söylenebilir. Dolayısıyla geri hesap analizinde yeraltı su seviyesinin doğrudan girilmesi ile daha güvenli bir çözüm yapmak mümkündür.
- Son olarak da kesit Plaxis programında modellenmiş olup, göçme anında elde edilen $\emptyset$ değerinin, Talren programıyla elde edilen değere göre daha düşük çıktığı tespit edilmiştir. Bunun nedeni olarak limit denge analizlerinin göçme anında tüm kesme dayanımının mobilize olduğunu varsayması gösterilebilir.
- Kurulan zemin modelinin daha önce bu bölge için hazırlanan etüt raporunda tanımlanan modele göre daha yüksek kayma direnci sağlıyor olması, hazırlanan iyileştirme projesinin daha ekonomik olmasını sağlamıştır.

Sonuç olarak, şev stabilitesi tahkiki yapılan bir bölgede göçen bir şev incelendiğinde o bölgedeki zemin yapısı hakkında önemli bilgiler elde edilebilmektedir. Arazide ve laboratuvarlarda yapılan deneyler alanın sadece sınırlı bir bölgesini temsil ederken, şev göçmesinin geri hesap yöntemi ile incelenmesi o bölgenin kesme dayanımı bilgilerine daha kesin bir yolla ulaşılmasını sağlamaktadır. Geri hesap analizinde, hem limit denge yöntemi hem de sonlu elemanlar yönteminin kullanılması şevin yenilme mekanizmasını anlama ve daha doğru kesme dayanımı parametrelerine ulaşılması adına önem arz etmektedir.

KAYNAKLAR

- Abramson, L.W.**, 1996: Slope Stability and Stabilizations methods, Wiley, New York.
- Bjerrum, L. and Flodin, N.**, 1960: The Development of Soil Mechanics in Sweden: 1900-1925, *Geotechnique*, Vol.10, No.1, pp1-18.
- Brinkgreve, R.**, 2002: PLAXIS Version 8, finite element code for soil and rock analyses, A. A.. Balkema, Netherlands.
- Bromhead, E.N.**, 1992: The Stability of Slopes 2. Editon, Blackie Academic and Proffesional, London.
- Coduto, D.P.**, 2006: Geoteknik Mühendisliği İlkeler ve Uygulamalar, Gazi Kitabevi.
- Cruden, D. and Varnes D. J.**, 1996: Landslide Types and Processes, *Landslides: Investigation and Mitigation*, A. Keith Turner and Robert L. Schuster, Eds Darcy, H (1986), *Les Fontaines Publiques de la Ville de Dijon* (The water supply of the city of Dijon), Dalmont, Paris.
- Das, M.B.**, 2006: Principles of Geotechnical Engineering, Thomson.
- Duncan, J.M.**, 1992: Static Stability and Deformation Analysis, Special Publication, ASCE No.35:2:222.
- Duncan, J.M.**, 1999: The Use of Back Analysis to Reduce Slope Failure Risk, Civil Engineering Practice, *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, 126:4, 307-316.
- Duncan, J.M. and Dunlop, P.**, 1969, Slopes in stiff fissured clay and shales, Proc, ASCE 25: GT2:467-492
- Duncan, J.M. and Stark, T.D.**, 1992: Soil strengths from back analysis of slope failures. Stability and Performance of Slopes and Embankments: II, Geotechnical Special Publication 31, University of California, Berkeley, CA, pp:890-904.
- Duncan, J.M. and Wright, S.G.**, 2005: Zemin Şevlerinin Duraylılığı, Gazi Kitabevi.
- Duncan, J.M. and Wrigth, S.G.**, 1980: The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis, Engineering Geology, 16:1, 5-17, Proceedings of *International Symposium on Landslides*, New Delhi, India, June 1980.
- Durgunoğlu, H. T., Kulaç F., Karadayılar T. ve Baştürk, G.**, 1990: Stabilitede Zemin Davranışından Geri Hesap Yöntemi: Buğralar Etüdü, İstanbul, Türkiye.
- Japan Landslide Society**, 2008: Landslides in Japan, <http://www.tuat.ac.jp/~sabo/lj/>

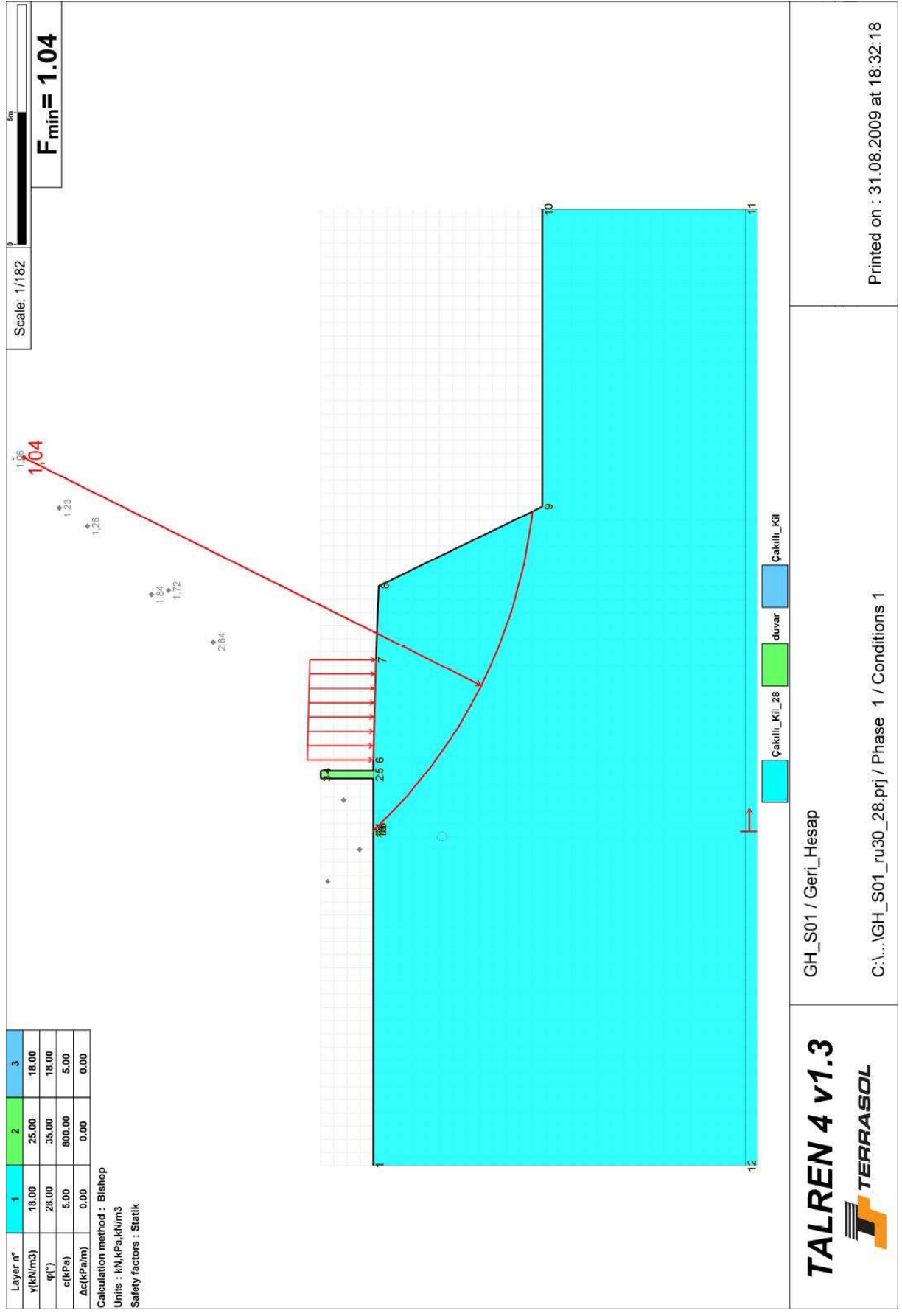
- Goodman, R. E.**, 1993: Engineering Geology: Rock in Engineering Construction, John&Wiley, New York.
- Gökçeoğlu, C., Duman, T.Y., Sönmez, H. ve Nefeslioğlu H.**, 2005: 17 Mart 2005 Kuzulu (Koyulhisar, Sivas) Heyelanı, Mühendislik Jeolojisi Bülteni *Bulletin Of Engineering Geology*: 20, 17-28.
- Hammouri, N. A., Malkawi, A. I. H. and Yamin, M. M. A.**, 2007: Stability analysis of slopes using the finite element method and limiting equilibrium approach, *Bulletin Of Engineering Geology*: 67:471–478.
- Holtz, R.D. and Kovacs, W.D.**, 1981: Geoteknik mühendisliğine giriş, Çev. Kamil kayabalı, 2002, Gazi Kitabevi, Ankara.
- Karikari, Y.O. and Agyei, Y.G.**, 2000: Stability of slopes over colluvium: investigation, analysis and stabilisation. In proceedings, *Conference on Geotechnical Engineering GeoEng2000*, Melbourne, Australia, 19-24 November.
- Kim, J., Salgado, R. and Lee, J.**, 2002: Stability analysis of complex soil slopes using limit analysis. *J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE* 128-7:546–557.
- McCarthy, D.F.**, 1998: Essentials of Soil Mechanics and Foundations, Fifth Edition, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey 730p.
- Mitchel, R.J.**, 1983: Earth structures Engineering, Allen, Unwin Inc., London.
- Morrison, I.M. and Greenwood, J.R.**, 1989: Assumptions in simplified slope stability analysis by the method of slices, *Geotechnique*, 39.3:503-509
- Önalp, A. ve Arel, E.**, 2004: Geoteknik Bilgisi II Yamaç ve Şevlerin Mühendisliği, Birsan Yayınevi.
- Özmen, B., Nurlu, M., Kuterdem, K. ve Temiz, A.**, 2004: Afet Yönetimi ve Afet İşleri Genel Müdürlüğü, *Kocaeli Deprem Sempozyumu*, 23-25 Mart 2005, Kocaeli.
- Öztürk, K.**, 2002: Heyelanlar ve Türkiye'ye Etkileri, *G.Ü. Gazi Eğitim Fakültesi Dergisi*, Cilt 22, Sayı 2.
- Petterson, K. E.**, 1955: The Early History of Circular Sliding Surfaces, *Geotechnique*, Vol. 5, pp. 275-296.
- Popescu, M.E. and Sasahara, K.**, 2009: Landslides – Disaster Risk Reduction, Springer Berlin Heidelberg.
- Poulos, H.G.**, 1999: Design of Slope Stabilizing Piles in Slope Stability Engineering 1: 83-100 Balkema, Rotterdam.
- Sassa, K., Fukuoka, H., Wang, F.W. and Wang, G.**, 2005: Landslides: Risk Analysis and Sustainable Disaster Management, Springer.
- Sarma, S.K.**, 1979: Stability analysis of embankments and slopes, *Journal Geot. Eng. ASCE*, 105:11:1511.
- Shuirman, G. and Slosson J. E.**, 1992: Forensic Engineering: Environmental Case Histories for Civil Engineers and Geologists, Academic Press, San Diego.

- Silva, F., Lambe T. W., Hon. W. and Marr W. A.,** 2008: Probability and Risk of Slope Failure, 10.1061/ ASCE 1090-0241 2008 134:12 1691.
- Singh, T.N., Gulati, A., Dontha, L. and Bhadrwaj, V.,** 2008: Evaluating cut slope failure by numerical analysis-a case study, Nat Hazards (2008) 47:263–279.
- Smith, M.J.,** 1993: Soil mechanics, Fourth Edition, Longman Scientific & Technical Essex.
- Schuster, R.L. and Highland, L.M.,** 2007: The Third Hans Cloos Lecture. Urbanlandslides: socioeconomic impacts and overview of mitigative strategies. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 66 pp 1-27.
- Stark, T., Choi, H. and Lee, C.,** 2009: Case Study of Undrained Strength Stability Analysis for Dredged Material Placement Areas, 10.1061/ ASCE 0733-950X 2009 135:3 91.
- Sun, J., Li, J. and Liu, Q.,** 2008: Search for Critical Slip Surface in Slope Stability Analysis by Spline-Based GA Method, Technival Note, 10.1061/ ASCE 1090-0241 2008 134:2 252.
- Tonoz, M.C., Gökçeoğlu, C. ve Ulusay, R.,** 2007: Moloz Akmaları İçin Bir Duyarlılık Haritası: Besparmak, Kapı ve Barla Dağlarının Kuzey Yamaçları. *Erdoğan Yüzer Mühendislik Jeolojisi Sempozyumu*, İTÜ, İstanbul.
- Tano, H., Aydan Ö., Ulusay, R. ve Kumsar, H.,** 2006: Sev Hareketleri Üzerinde Etkili Olan Jeo-çevresel Faktörlerle İlgili Ortak Arastırma: Babadağ (Türkiye)'daki Krip Türü Sev Duraysızlığının İncelenmesi: Ara Rapor. Japon Eğitim, Kültür, Spor, Bilim ve Teknoloji Bakanlığı Destekli Çok Disiplinli Ortak Arastırma Projesi.
- Ulusay, R., Aydan, Ö. ve Kılıç, R.,** 2007: Geotechnical assessment of the 2005 Kuzulu landslide (Turkey). *Engineering Geology*, 89 pp 112-128.
- Ulusay, R.,** 2008: Heyelanlar ve Mühendislik Sevlerindeki Duraysızlıklar: Türleri, Etkileri ve Zararların Azaltılması, İMO e-kutuphane, 3940.
- Url-1** <<http://www.shareordie.in/best-photos-of-reuters-2008>>, alındığı tarih 13.08.2009.
- Url-2** <<http://www.cee.engr.ucdavis.edu>>, alındığı tarih 18.09.2009.
- Url-3** <http://www.zetas.com.tr/pasif_ankraj.htm>, alındığı tarih 18.09.2009.
- Varnes, D. J,** 1958: Landslides and Engineering Practice, Special Report 29, pp20-47, E. B. Eckel, Ed., Highway Reseach Board, National Research Council.
- Varnes, D. J,** 1978: Landslides: Analysis and Control, Special Report 176, pp20-47, R. L. Scuster and R. J. Krizek, Ed., Transportation Reseach Board, Highway Research Council.

- Walker B.F. and F.J. Mohen**, 1987: Groundwater prediction and control, and negative pore water pressure effects. In Proceedings of extension course on soil slope instability and stabilisation, B.F. Walker and R.Fell (Eds), Sydney, 30 November - 2 December, A.A.Balkema, 1-52.
- Yu H., Salgado R., Sloan W. and Kim J.**, 1998: Limit analysis versus equilibrium for slope stability. *J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE* 124-1:1-11.

EKLER

EK A.1 : 1A-T Analizi Talren Çıktıları

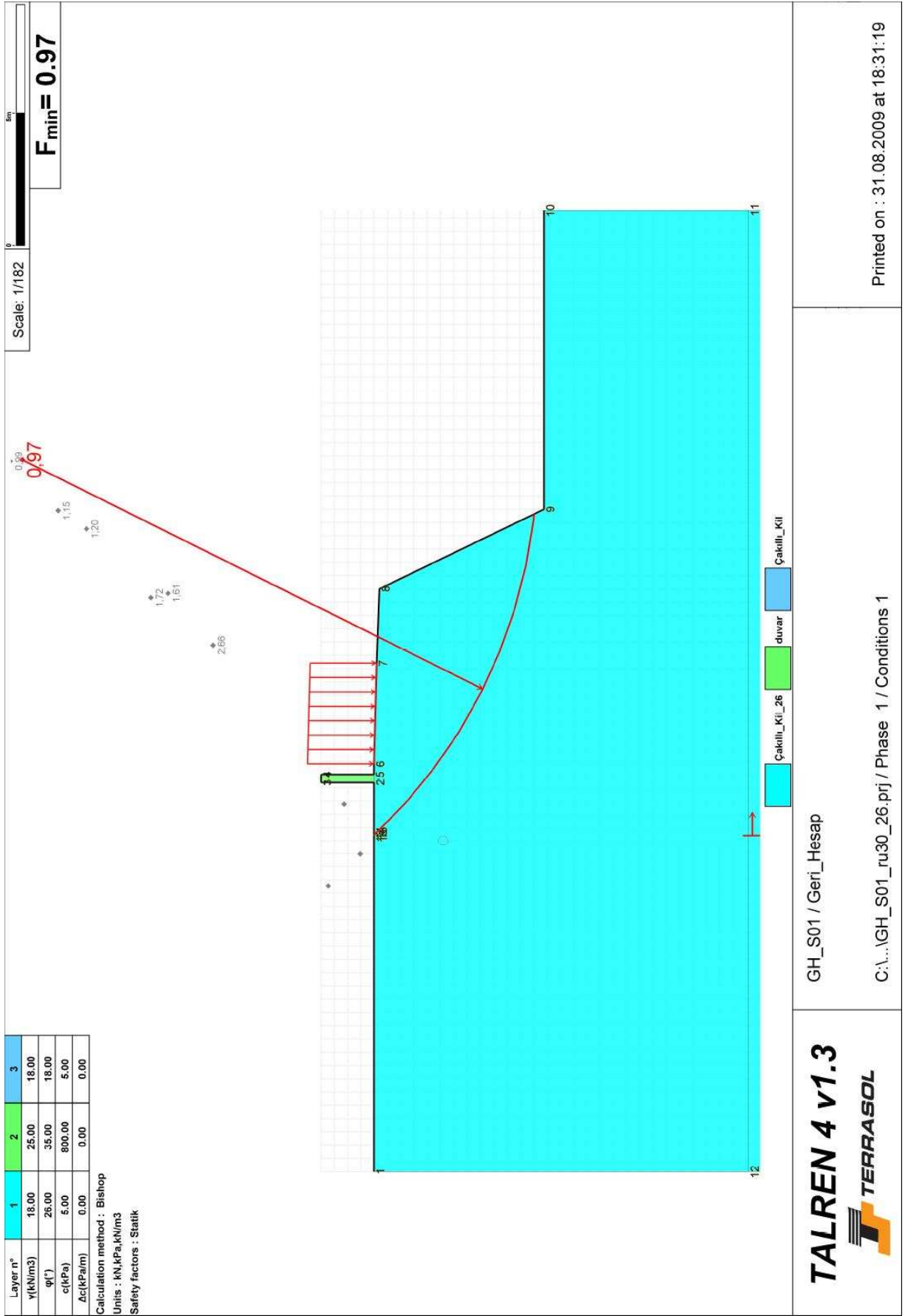


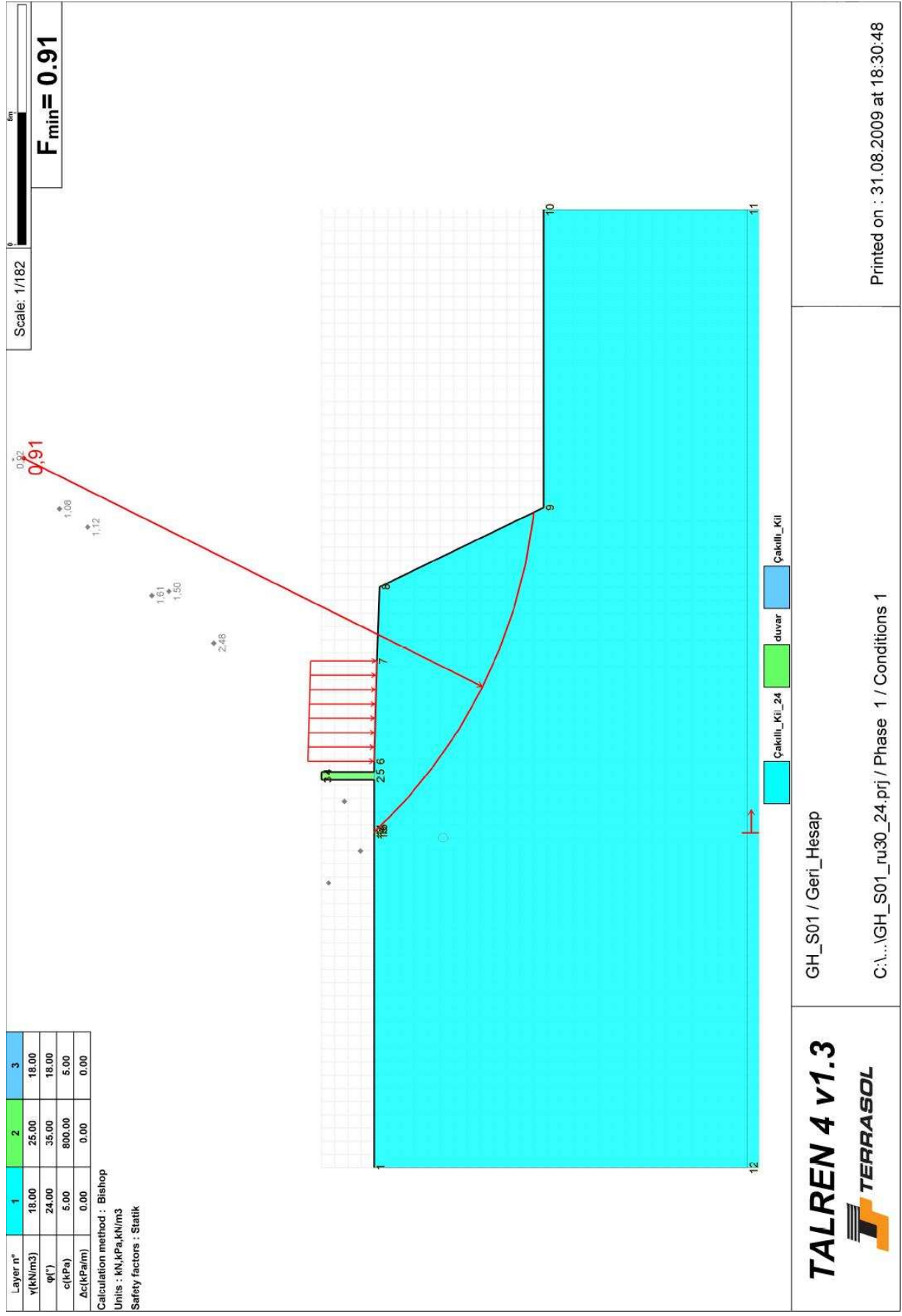
TALREN 4 v1.3

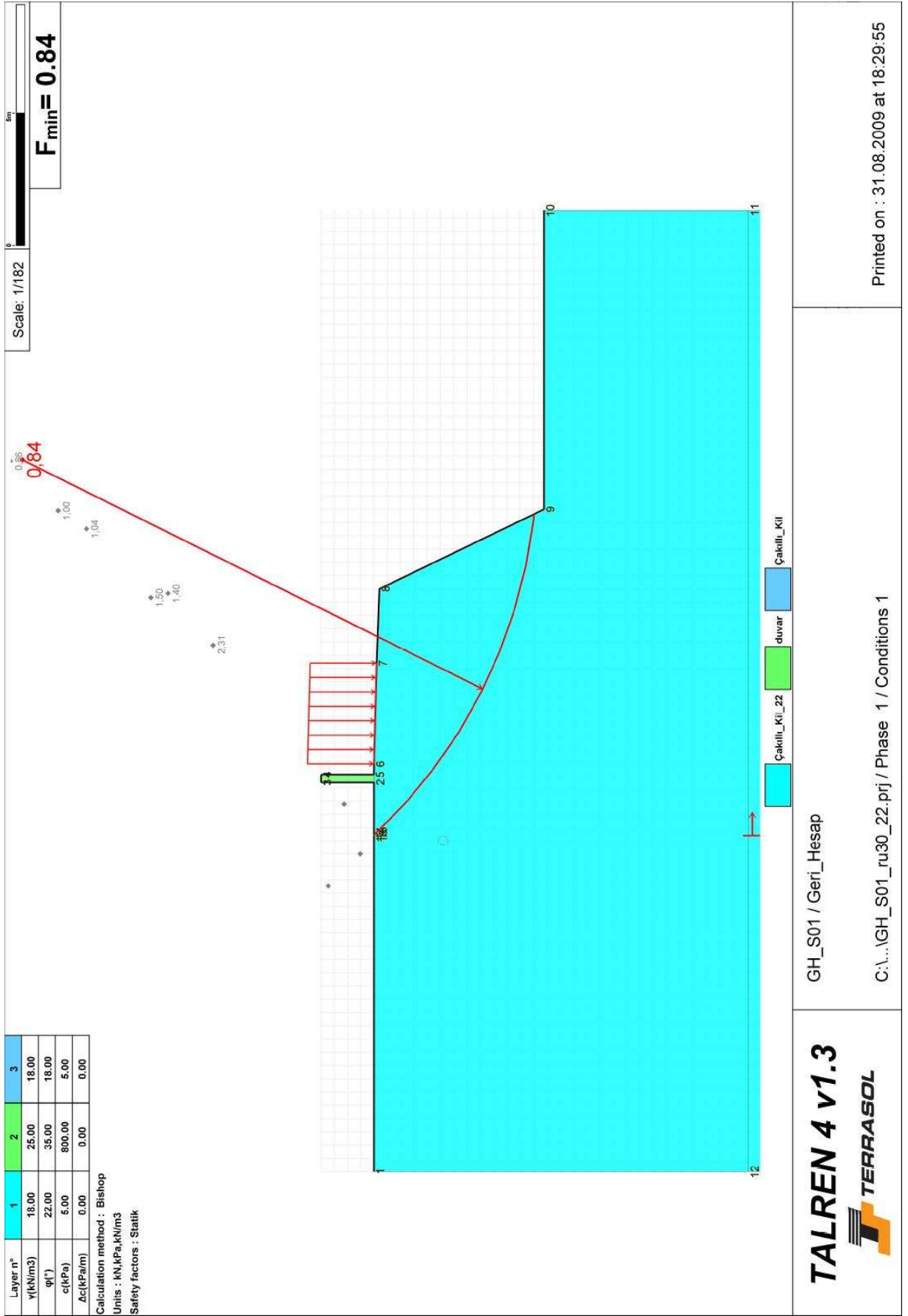
GH_S01 / Geri_Hesap

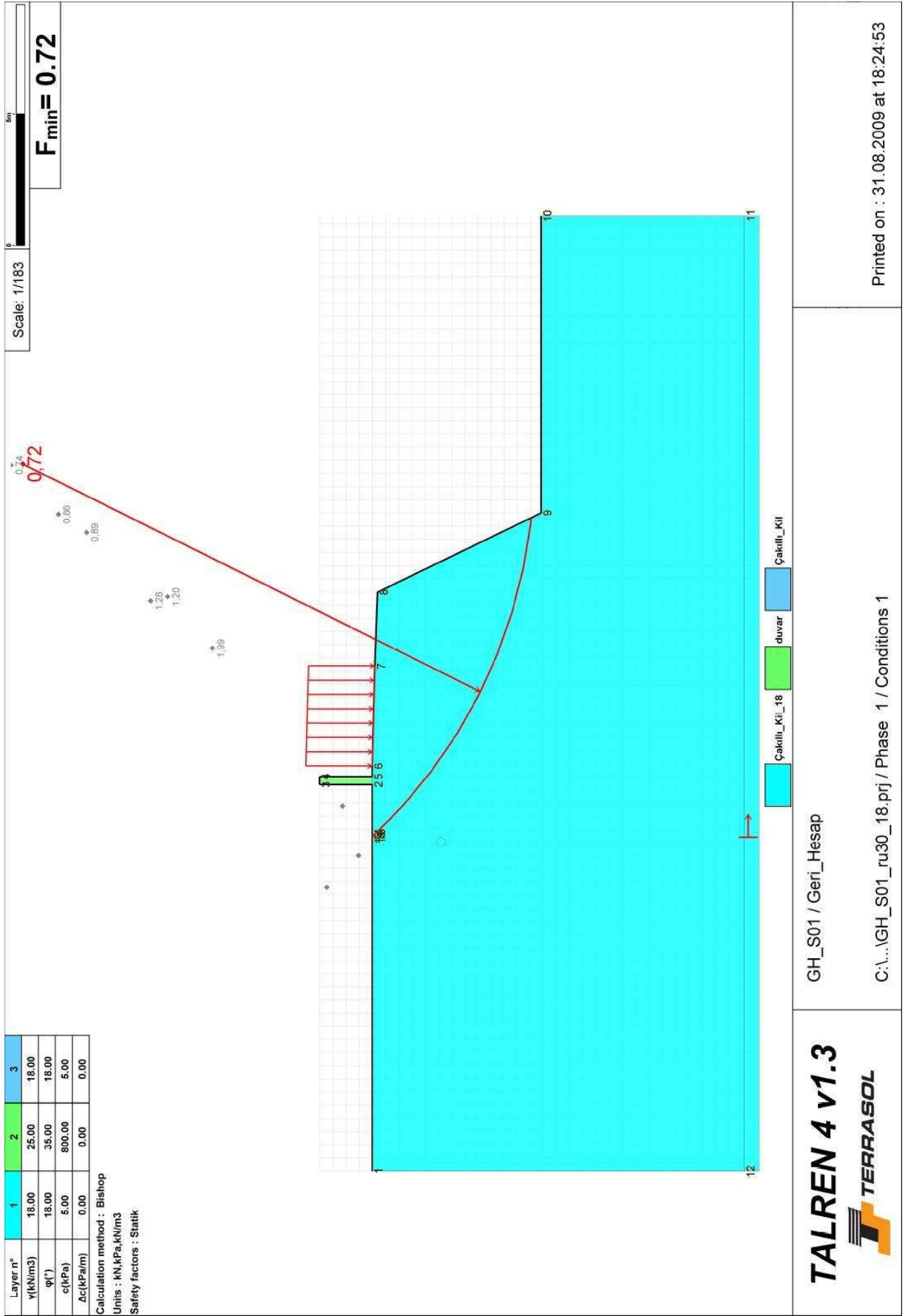
C:\...\GH_S01_ru30_28.prj / Phase 1 / Conditions 1

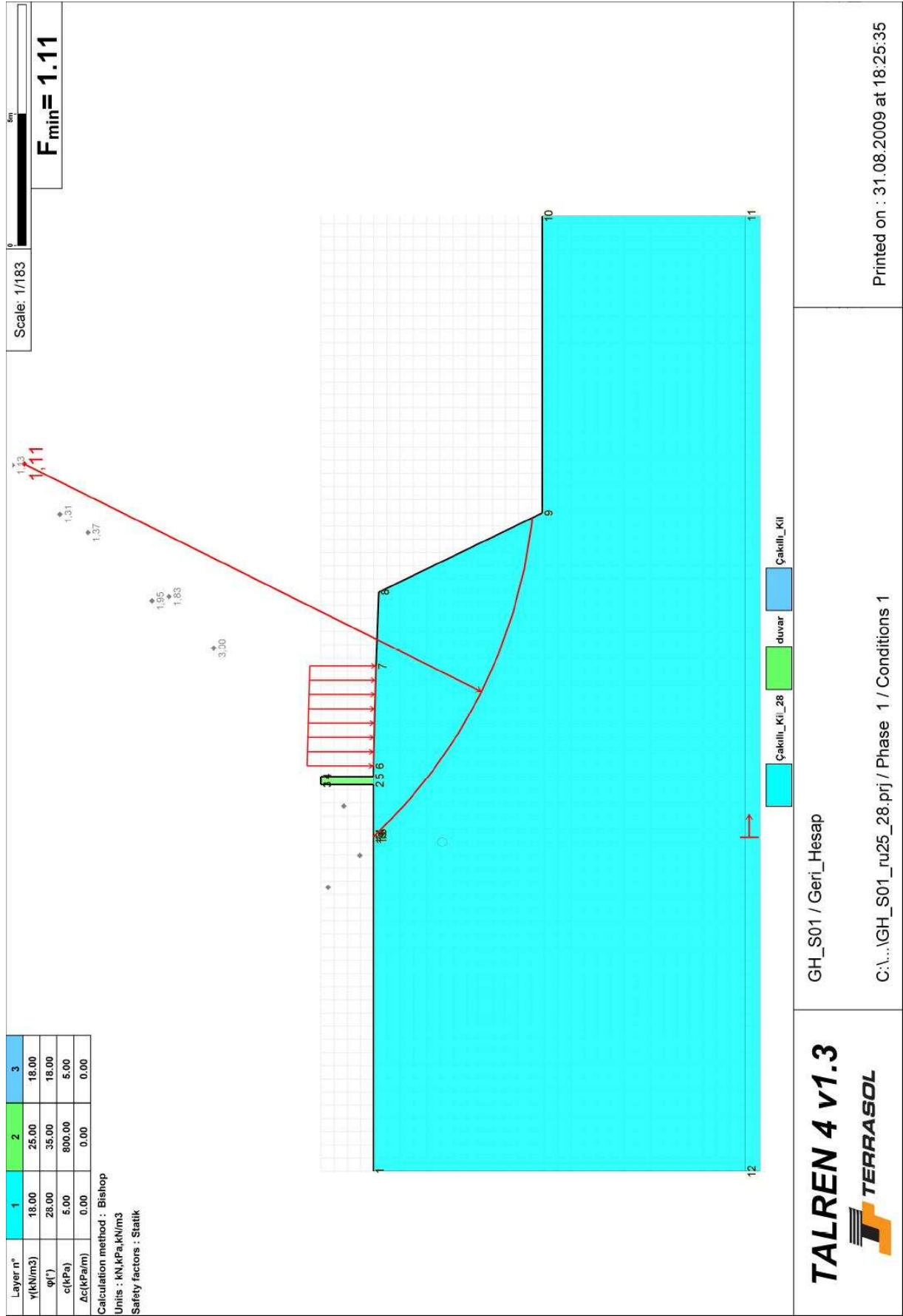
Printed on : 31.08.2009 at 18:32:18

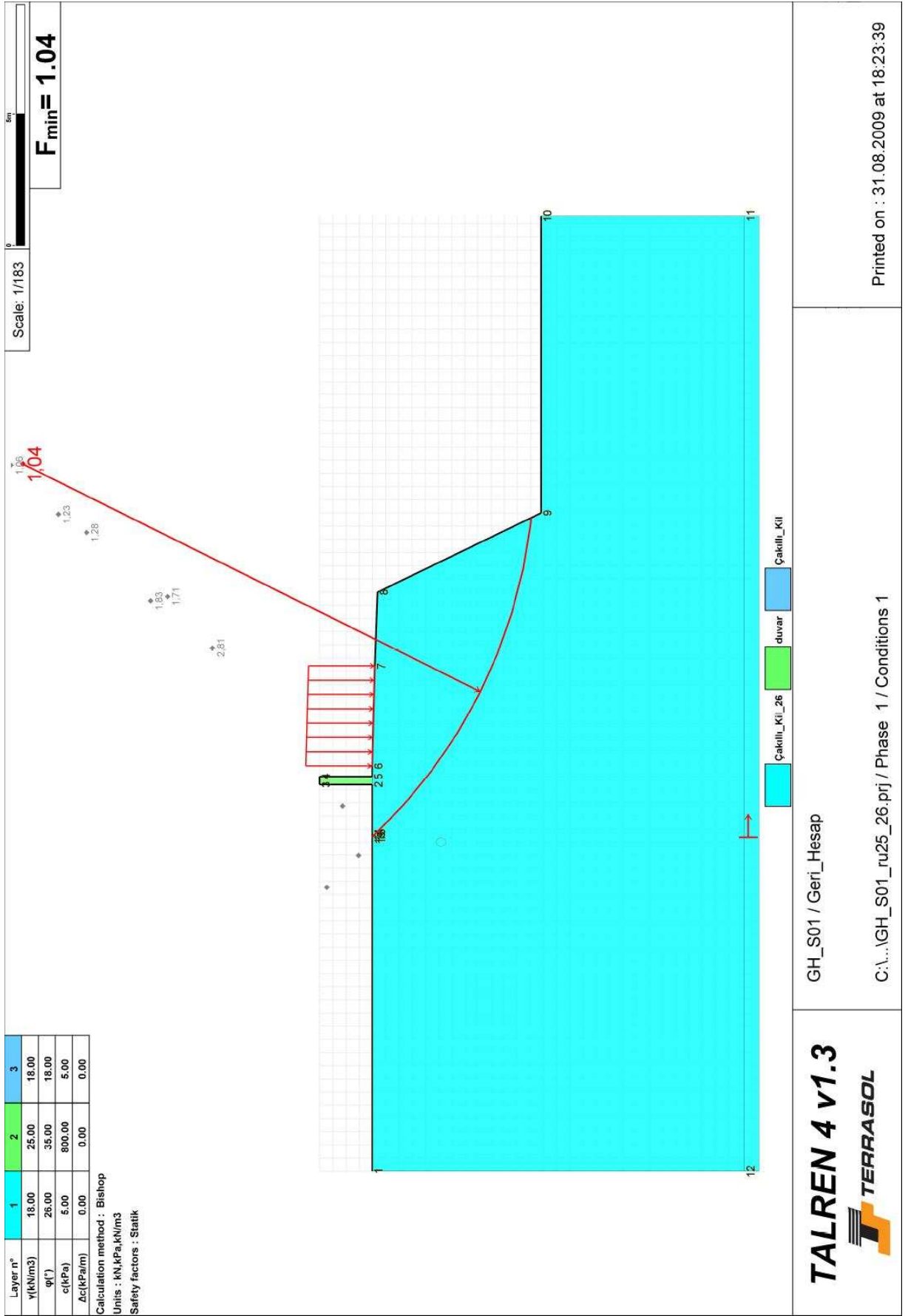


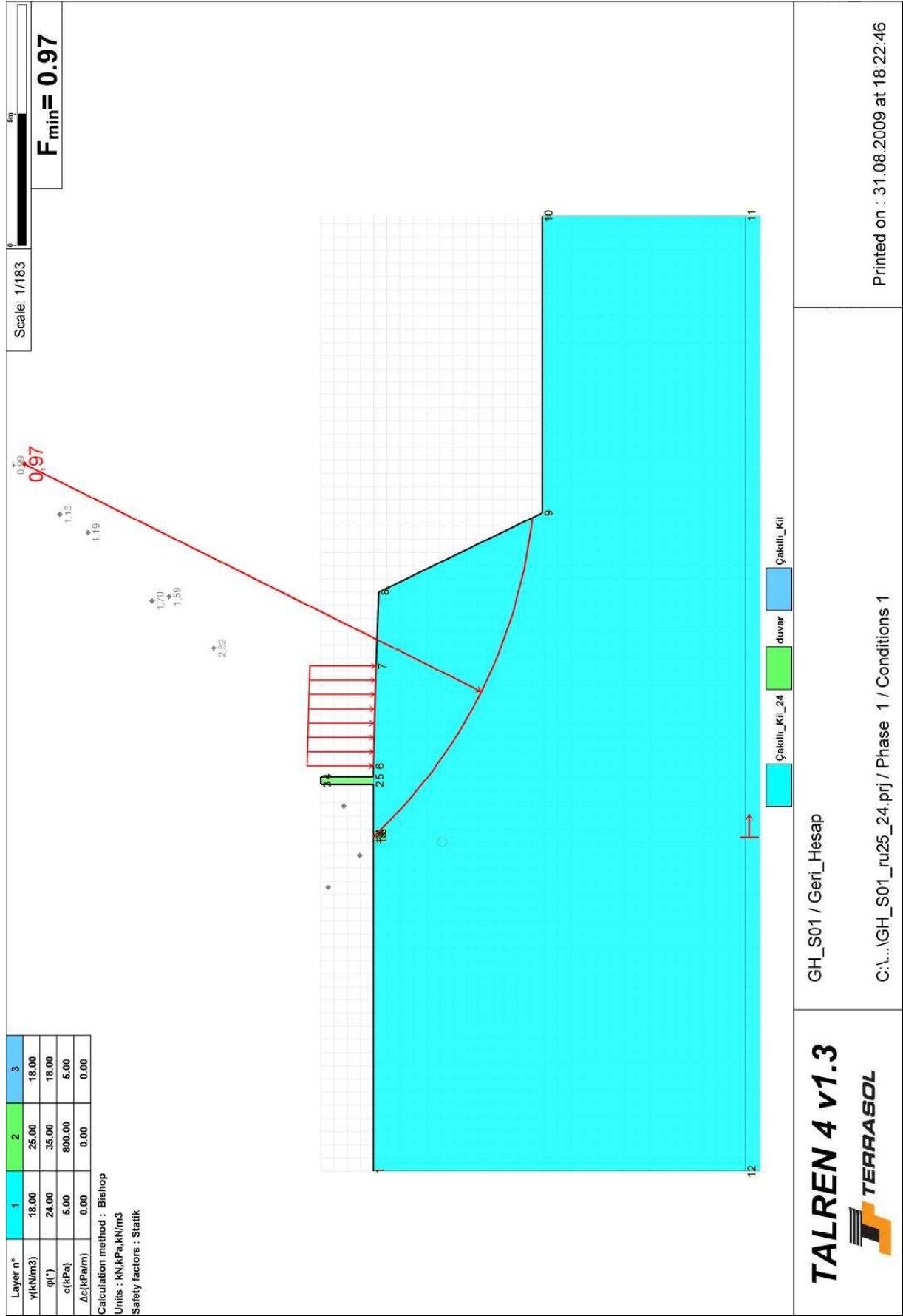


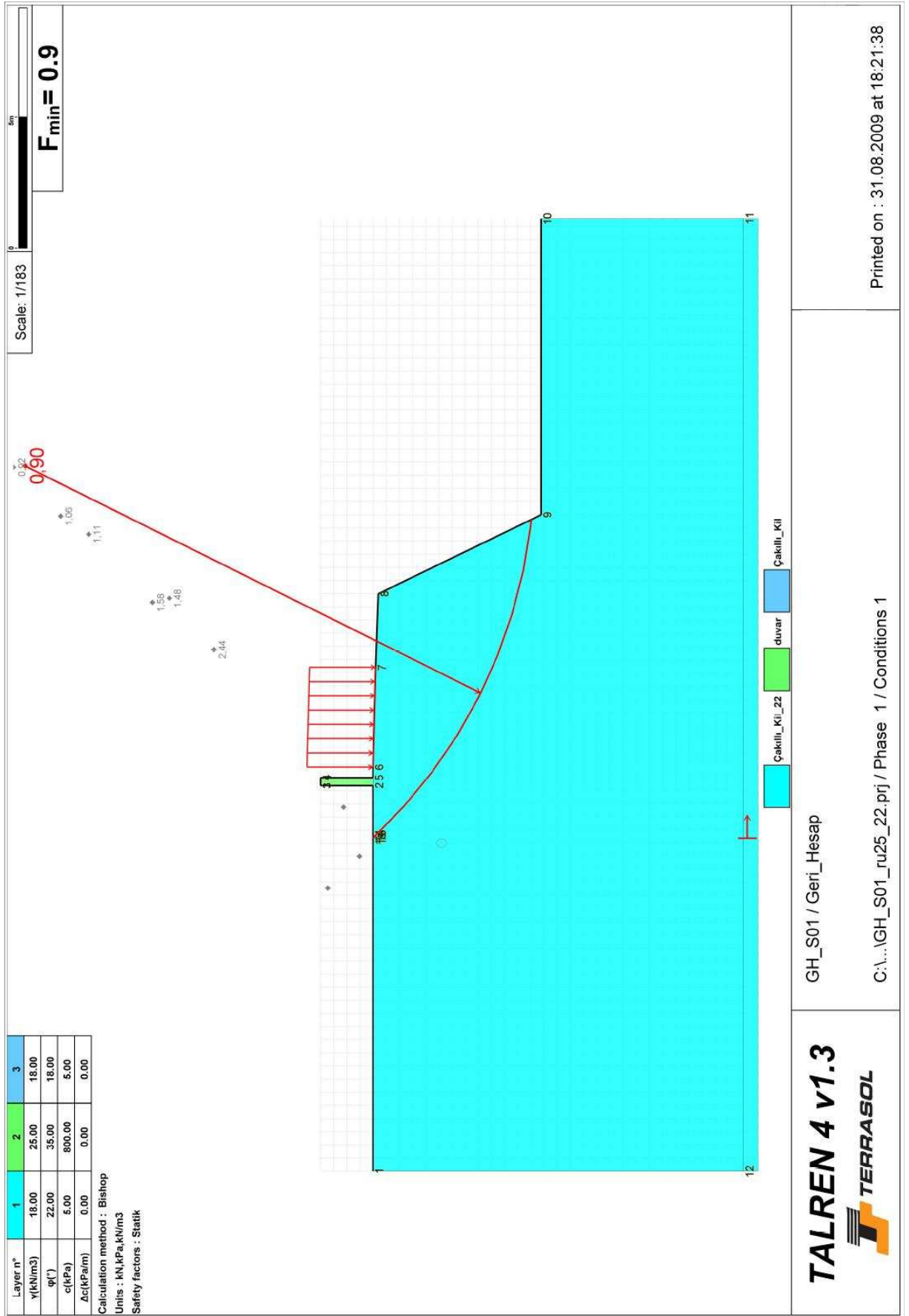


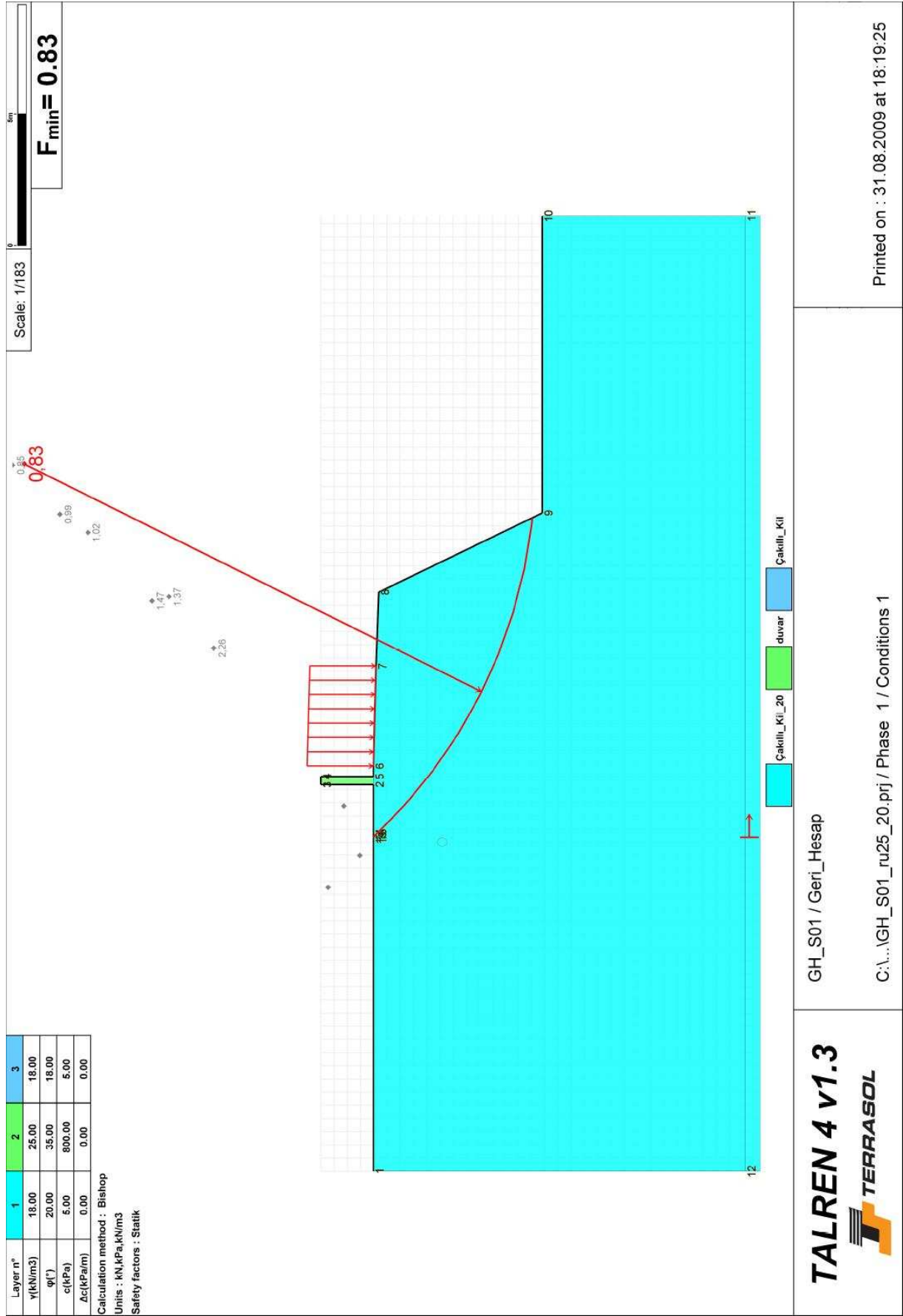


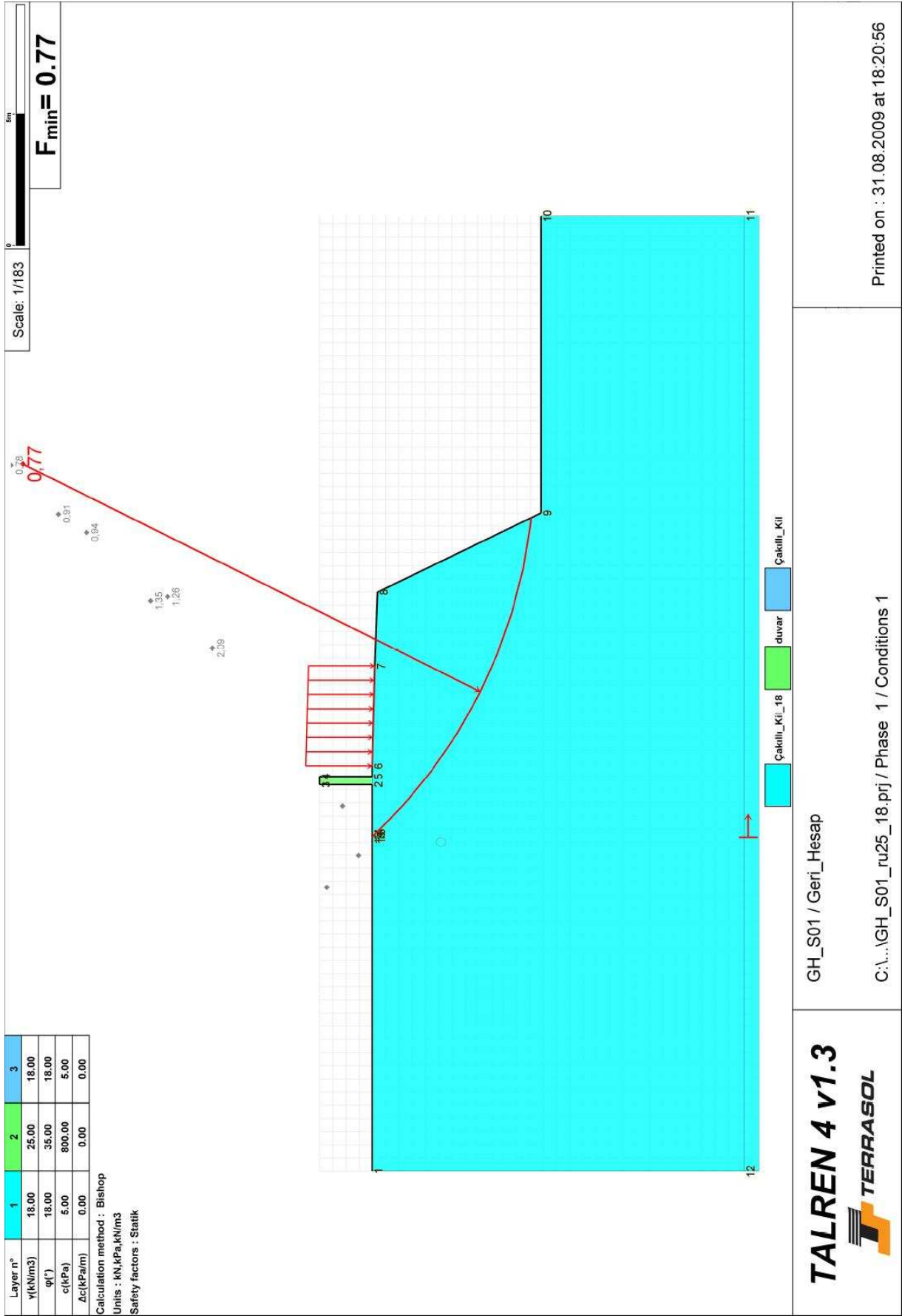


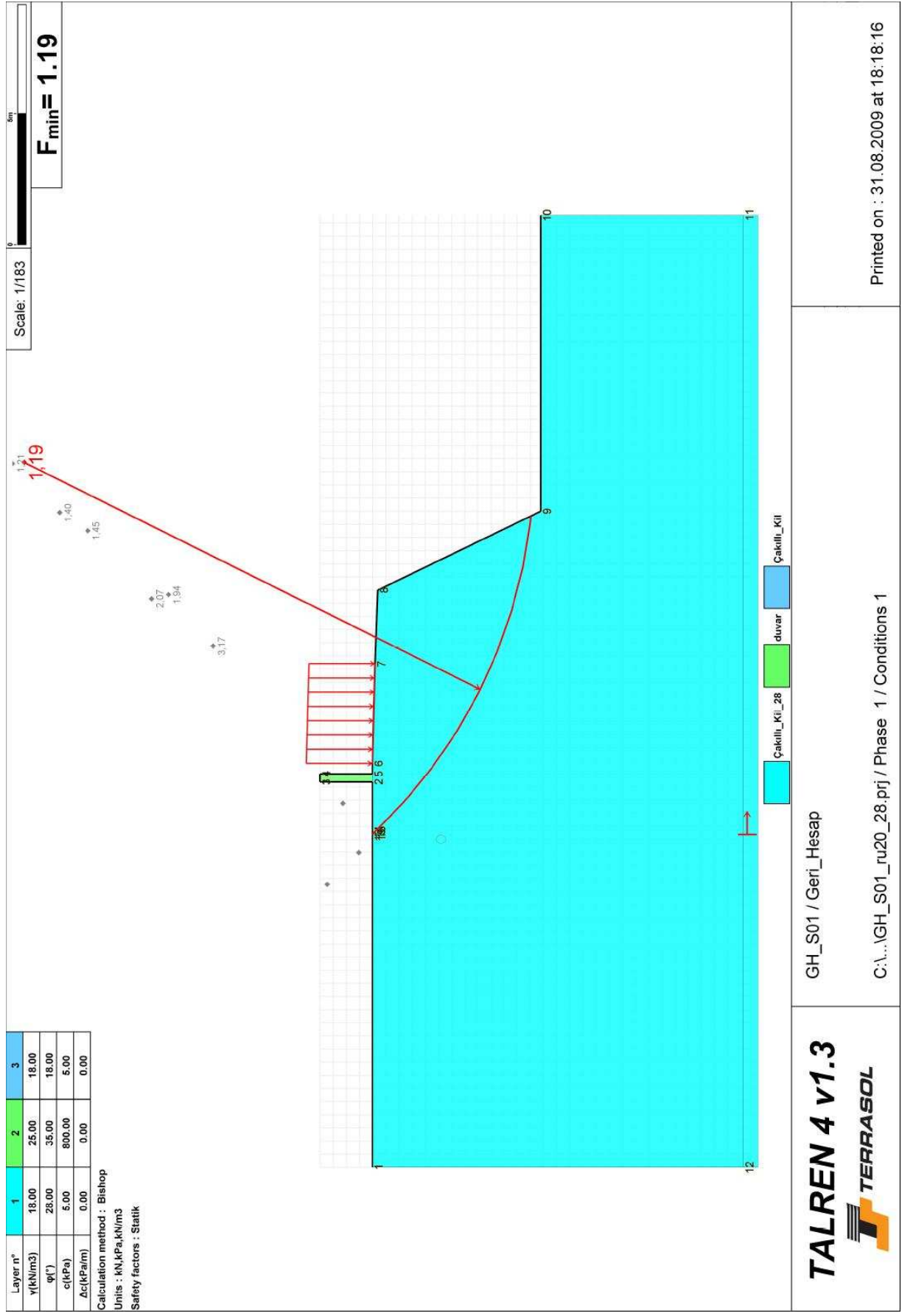












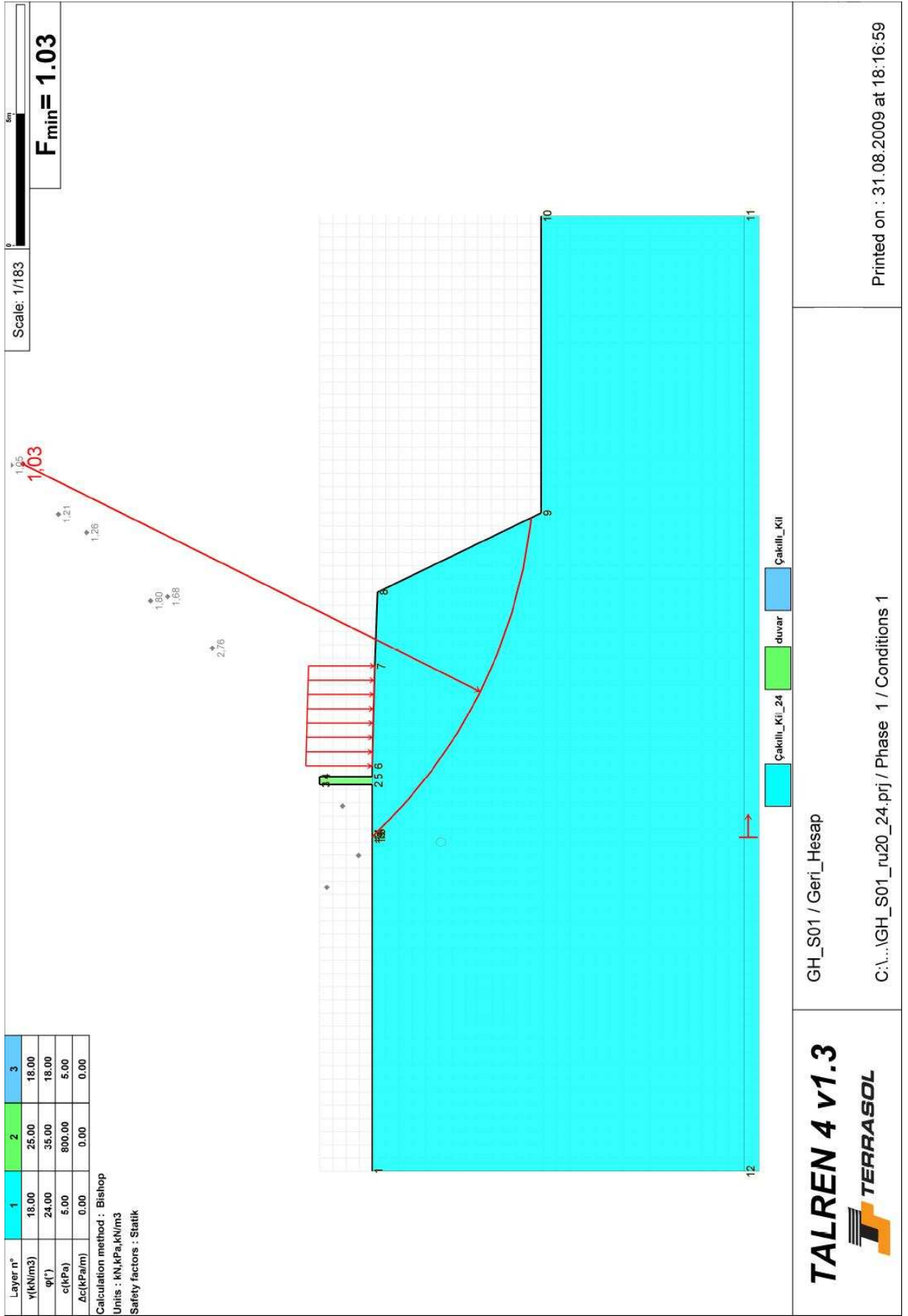
TALREN 4 v1.3

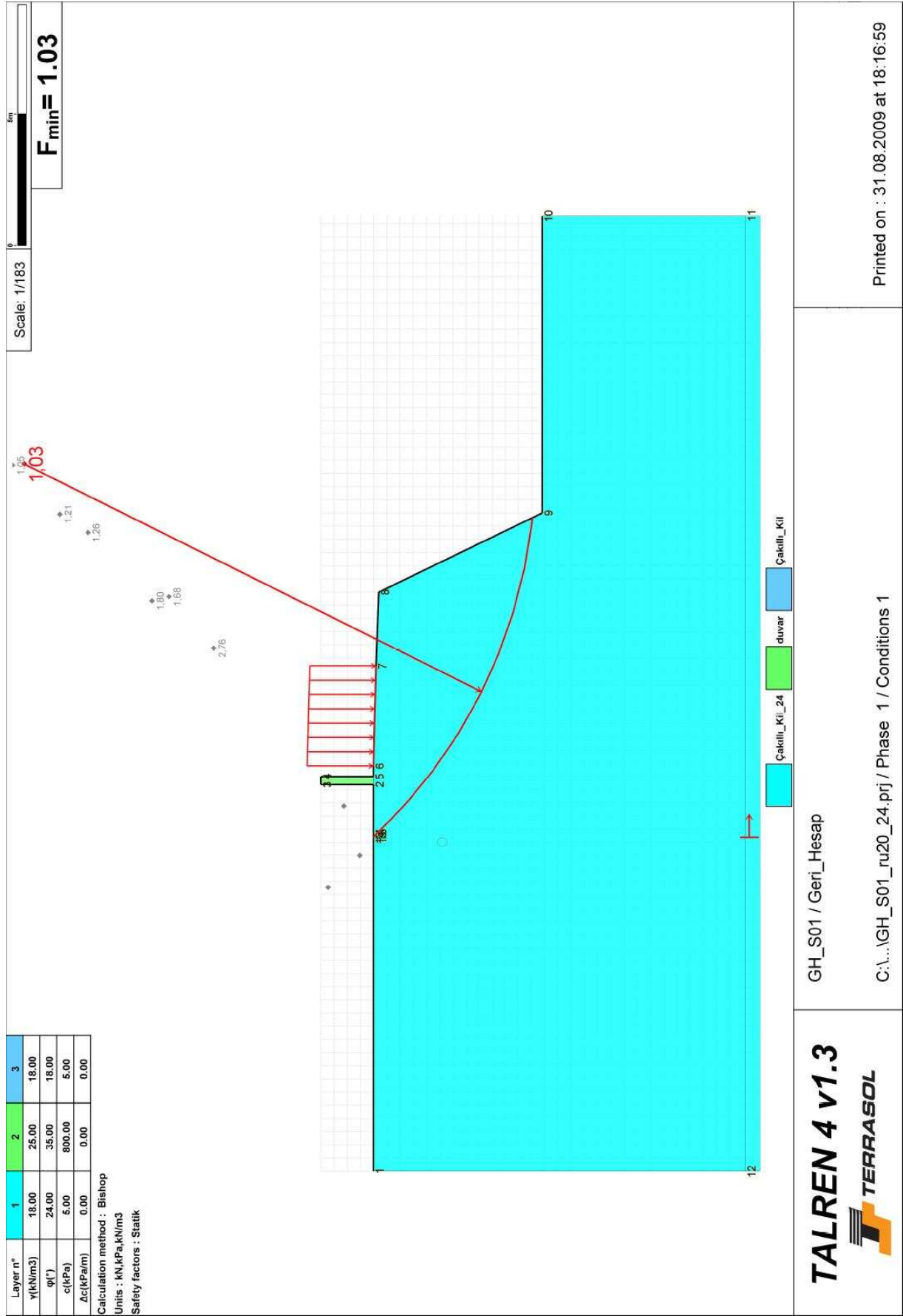
TERRASOL

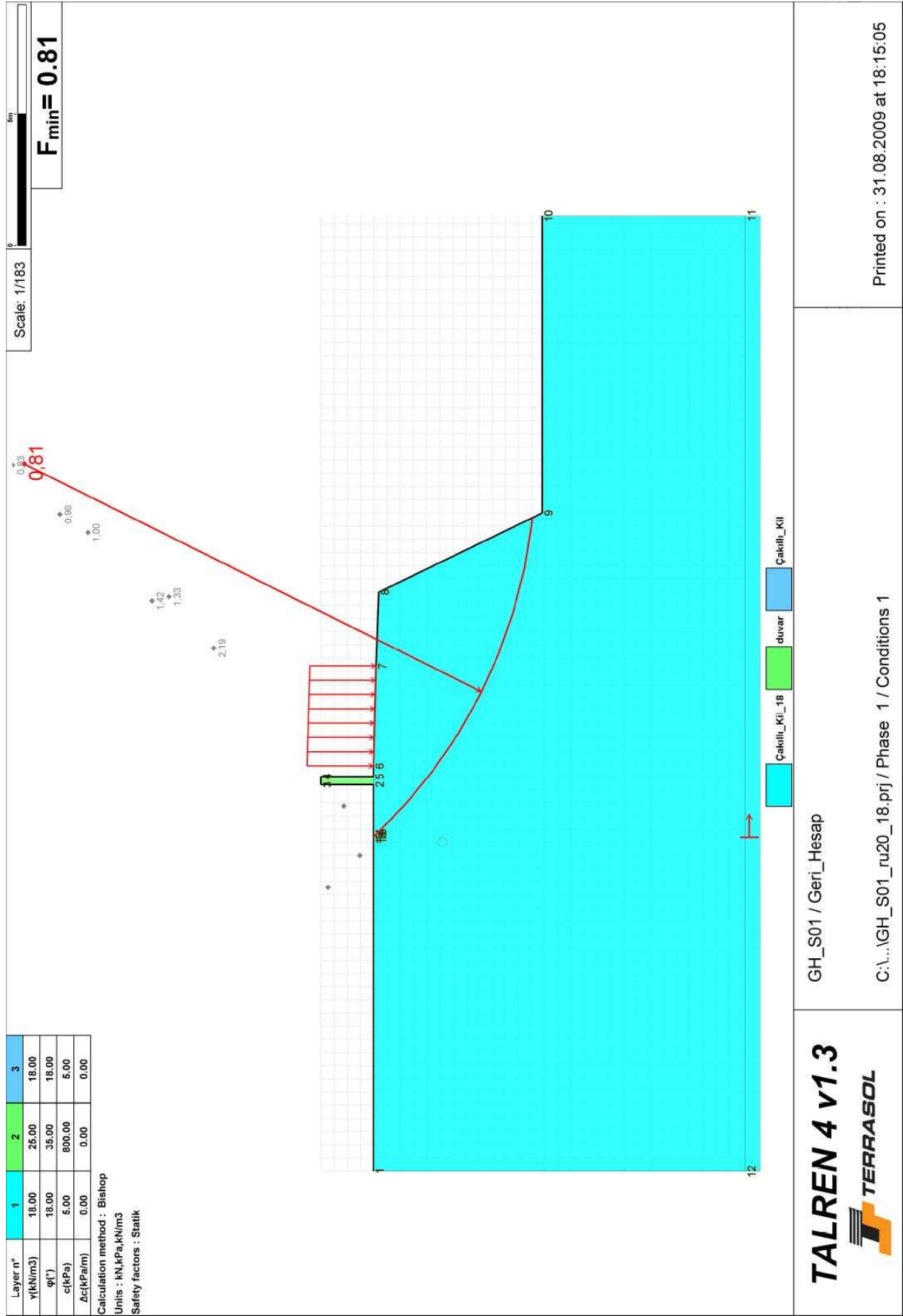
GH_S01 / Geri_Hesap

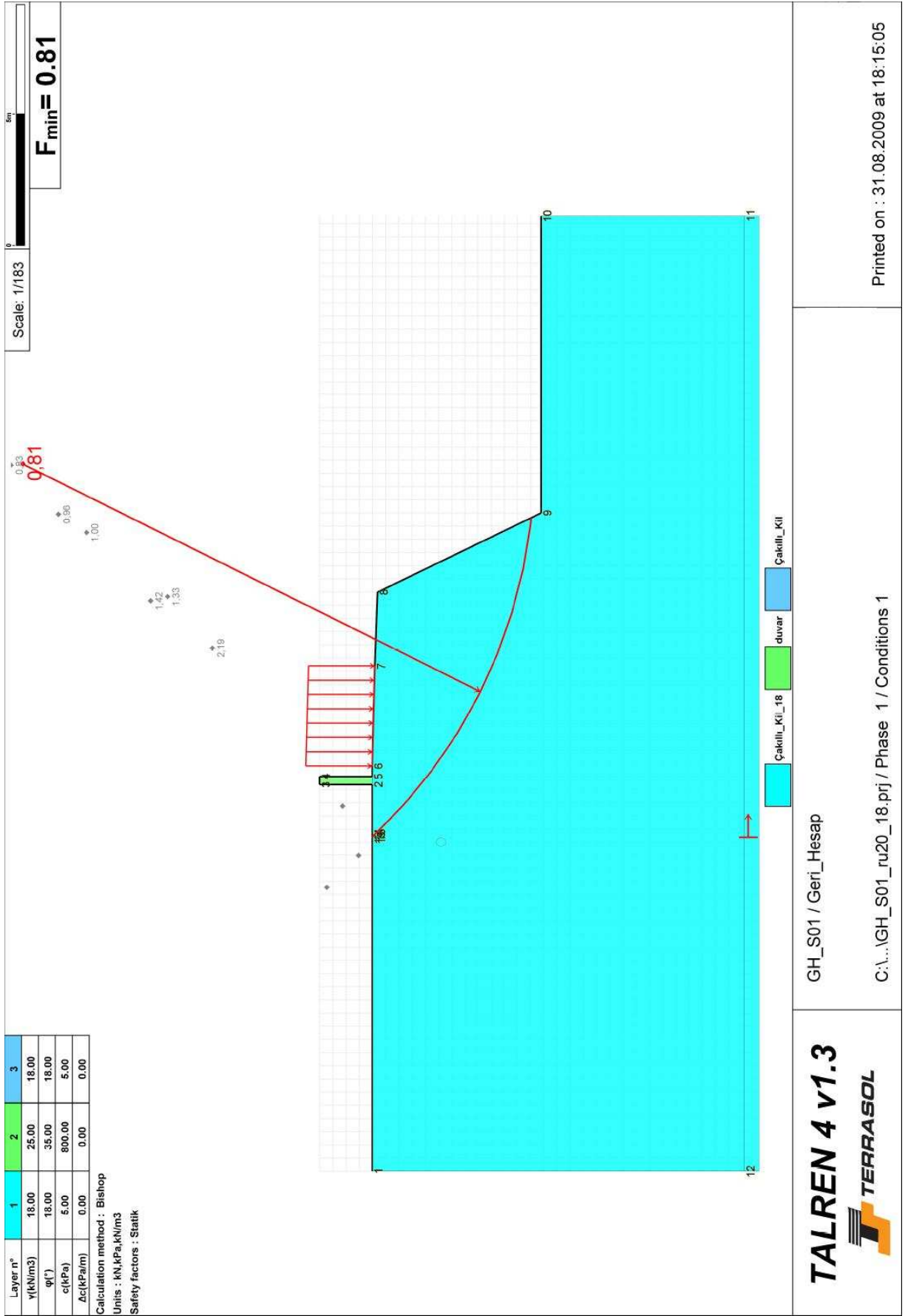
C:\...\GH_S01_ru20_28.prj / Phase 1 / Conditions 1

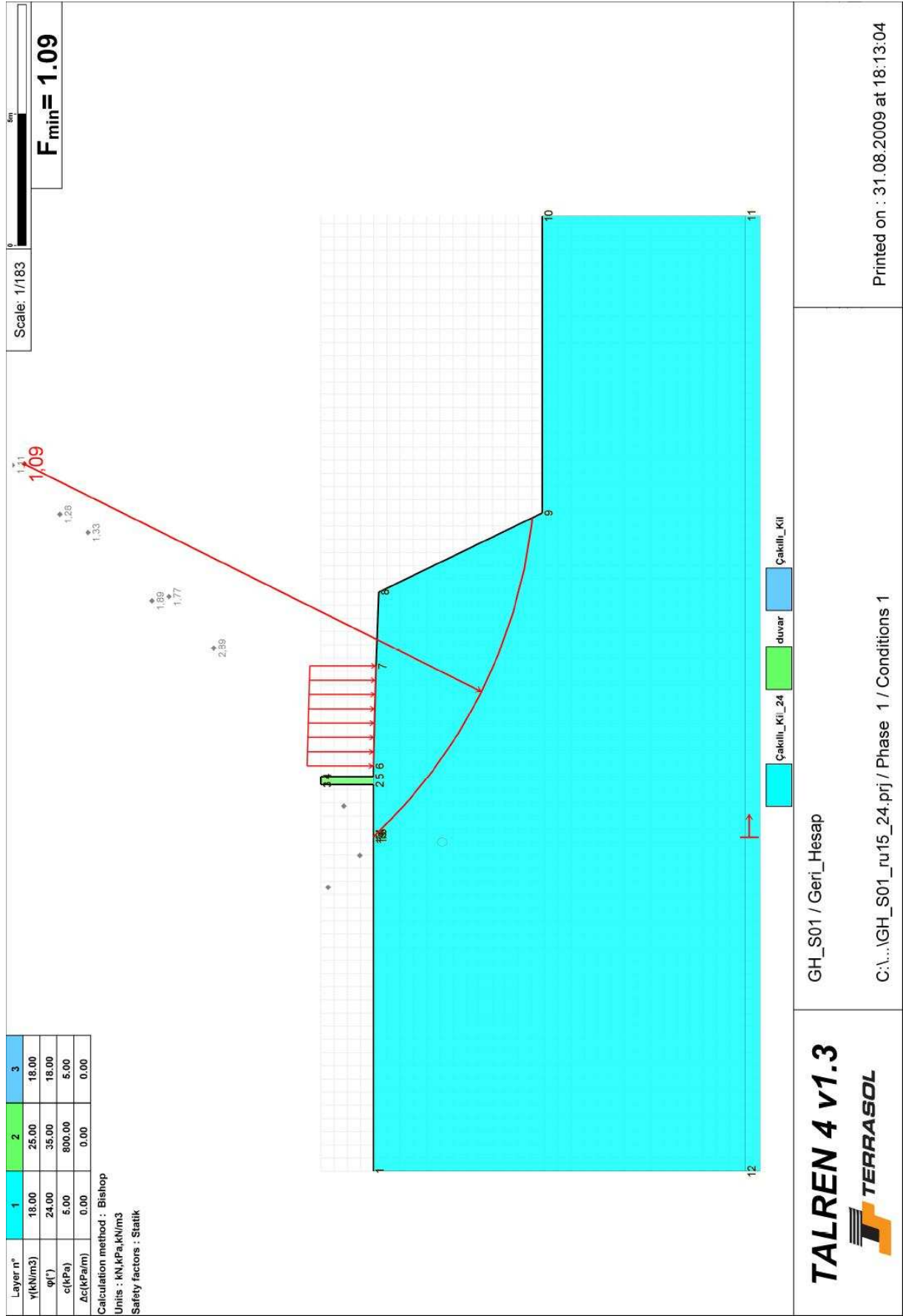
Printed on : 31.08.2009 at 18:18:16

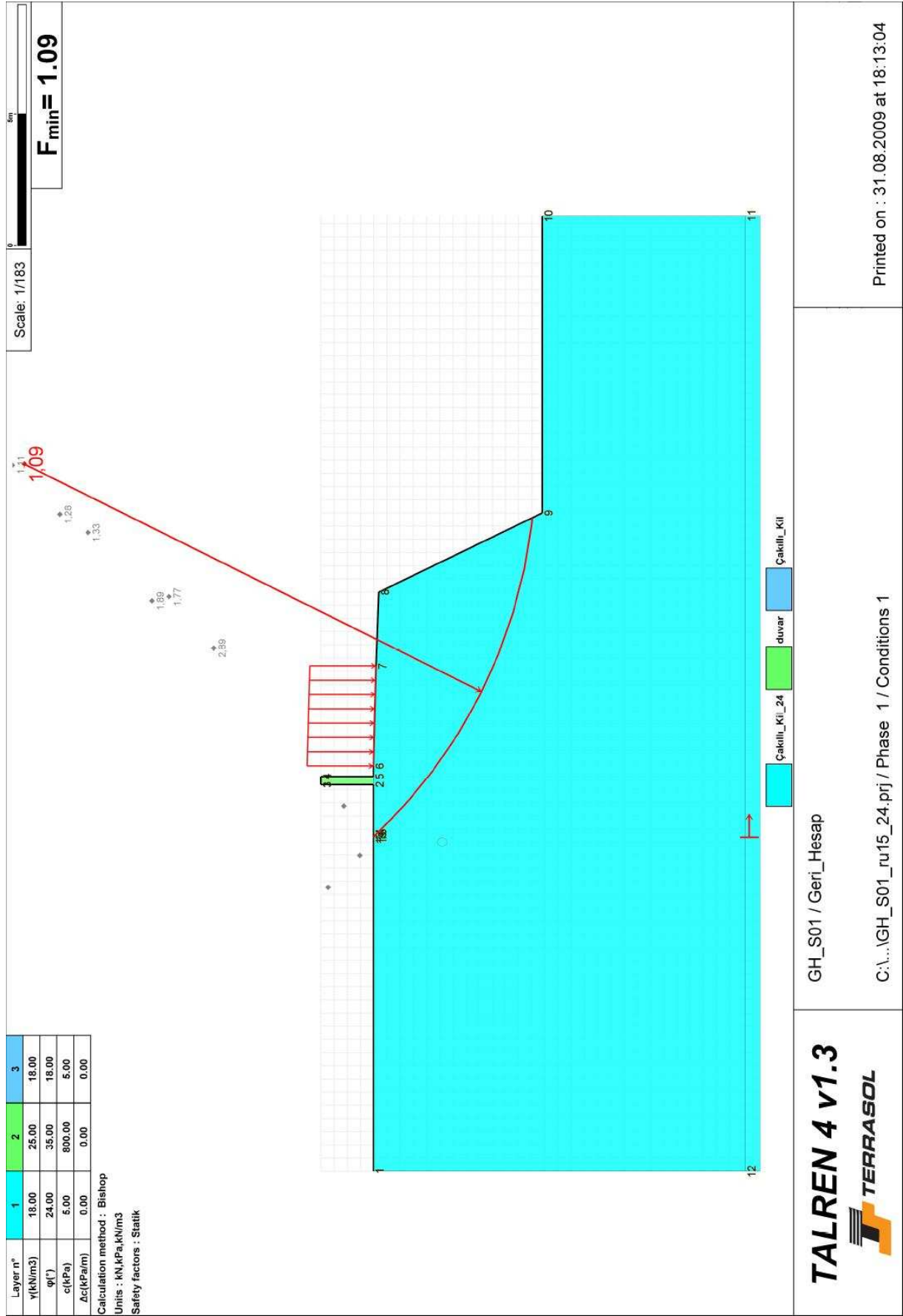


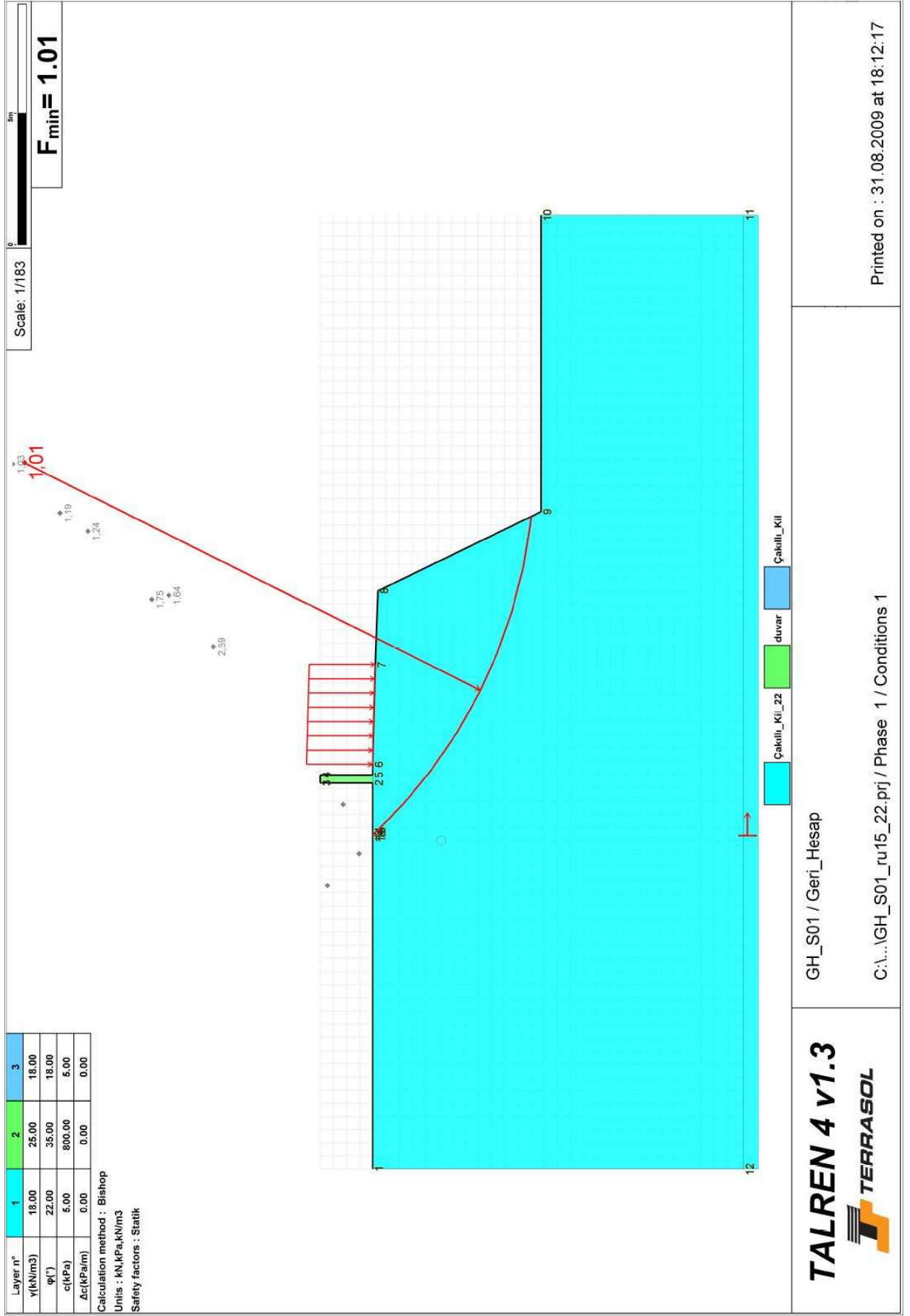


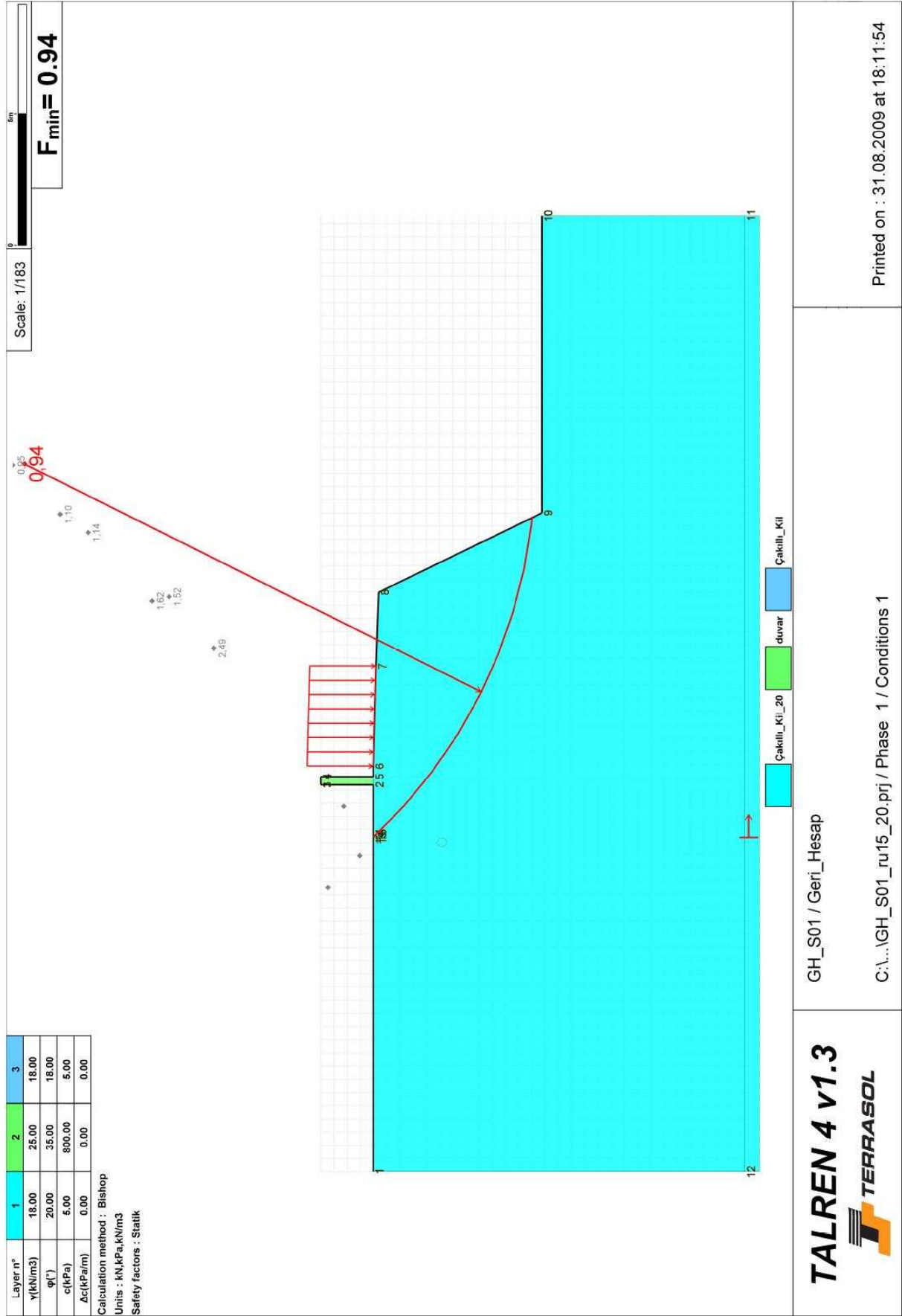


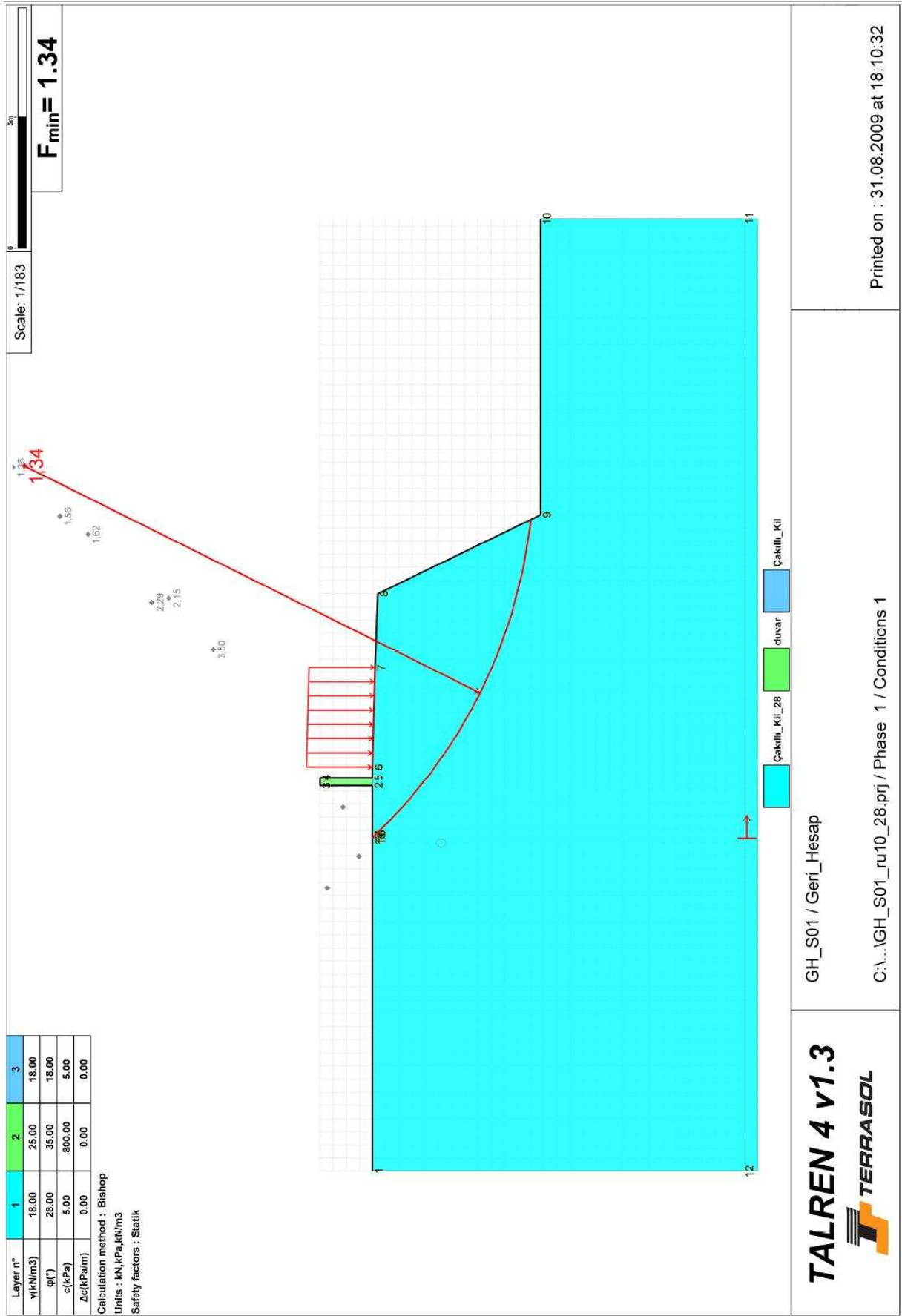


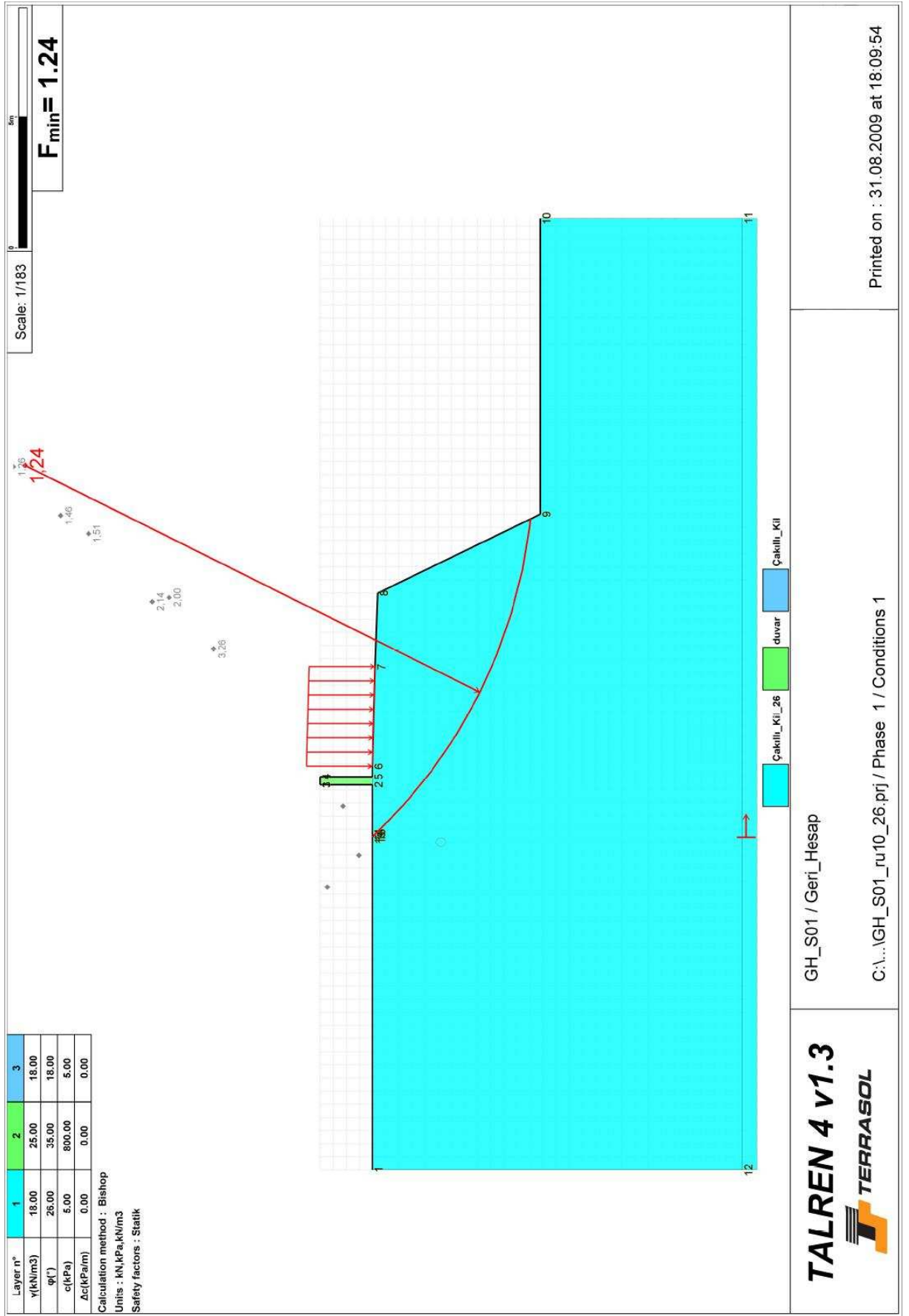


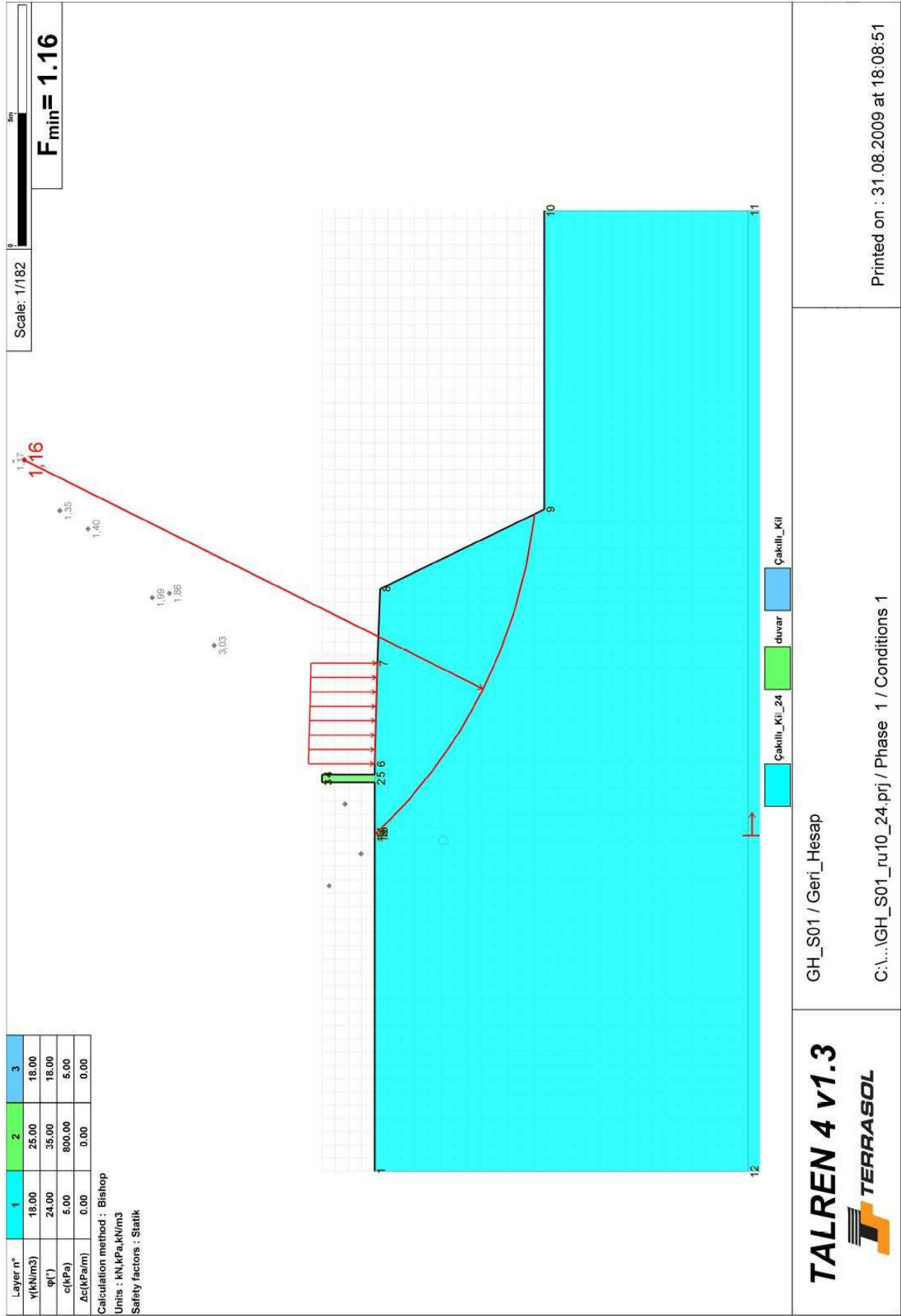


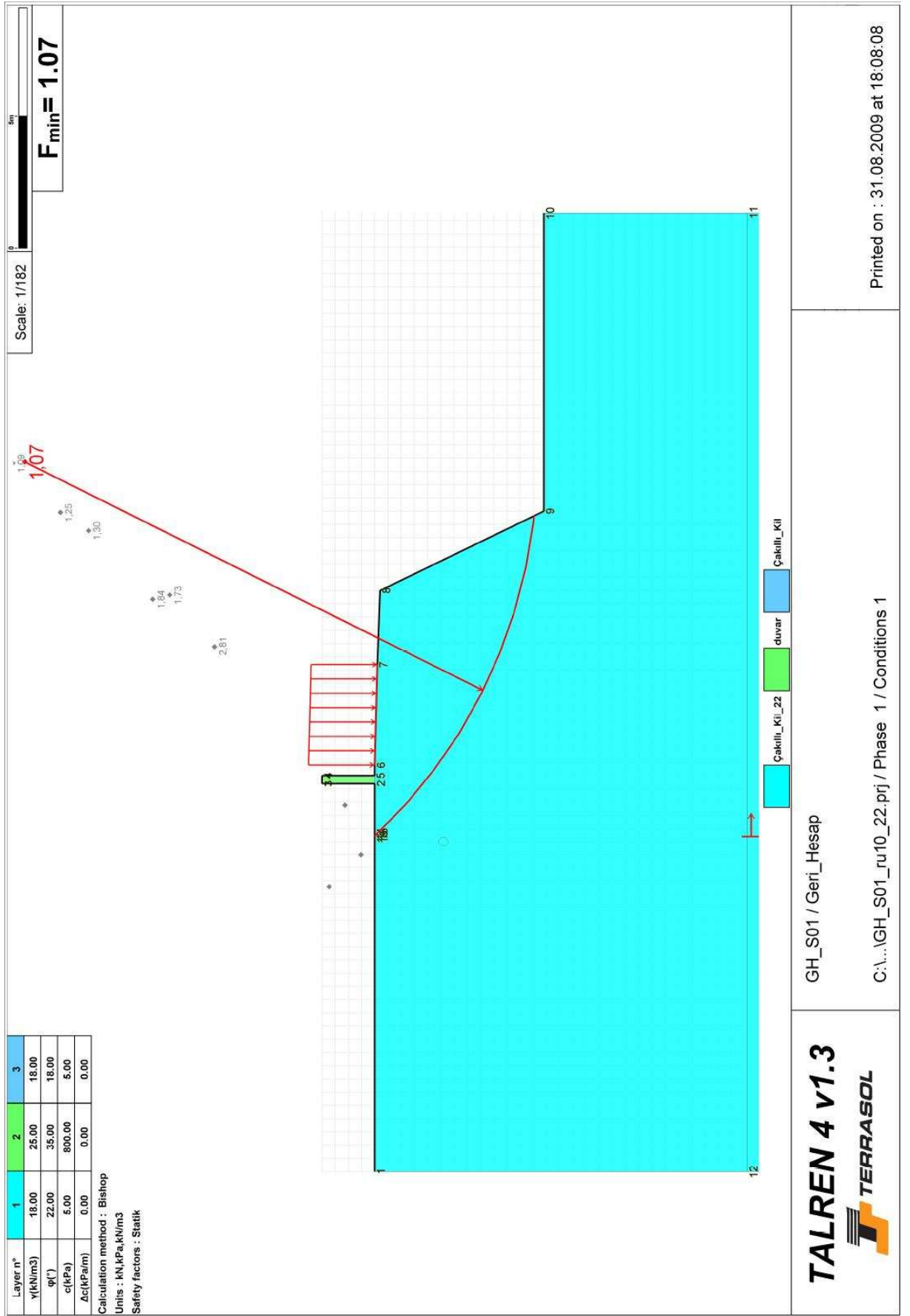


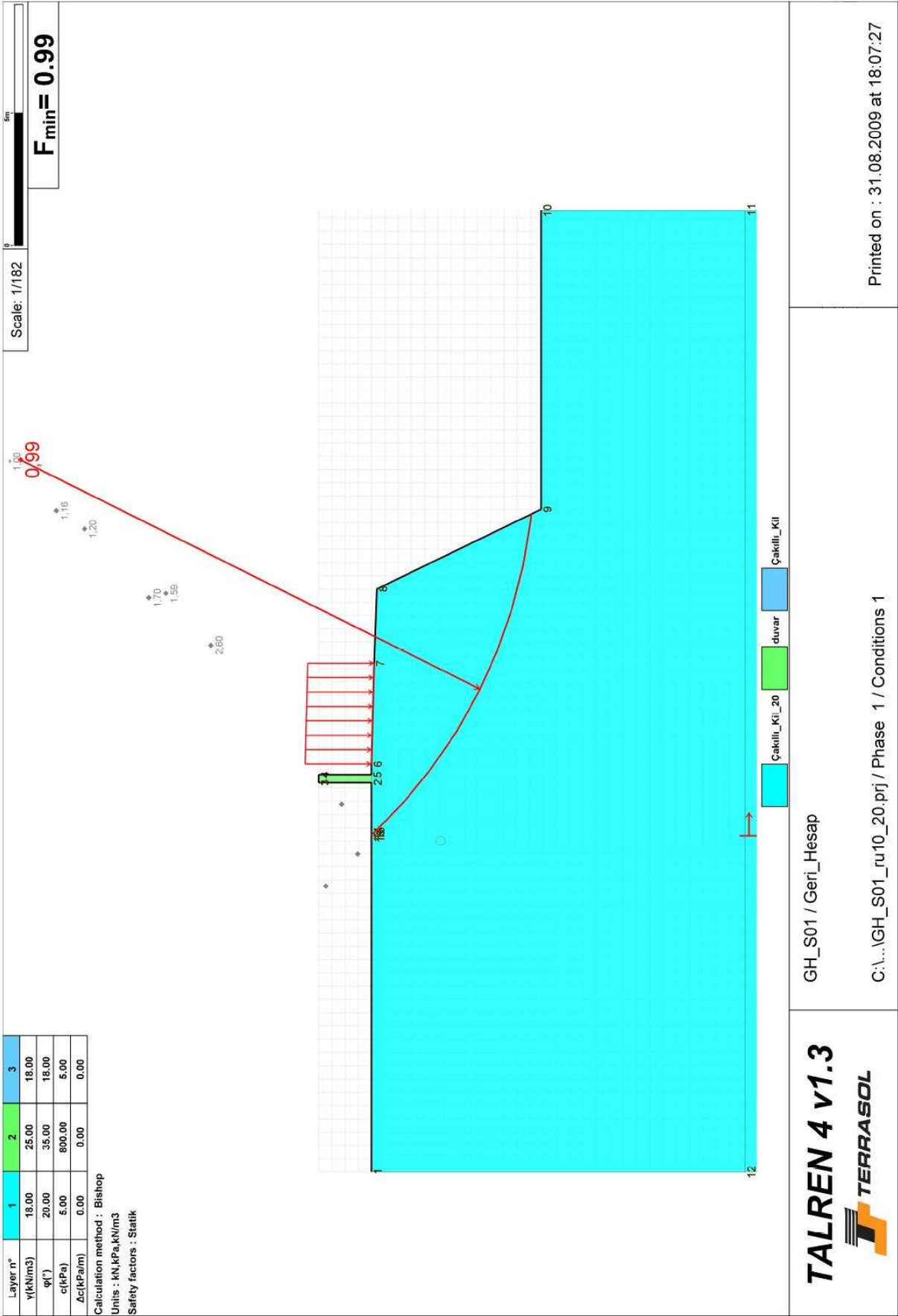










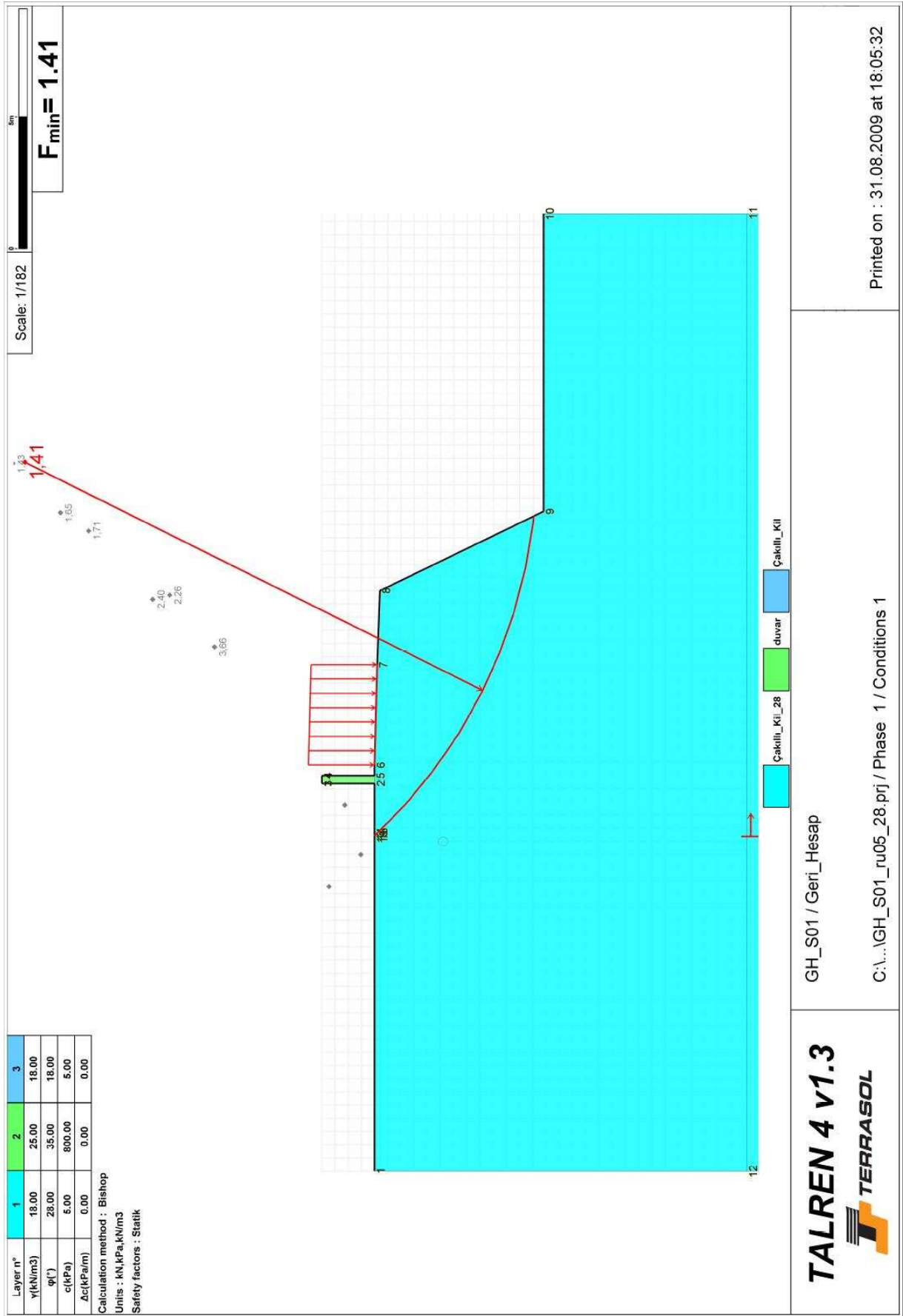


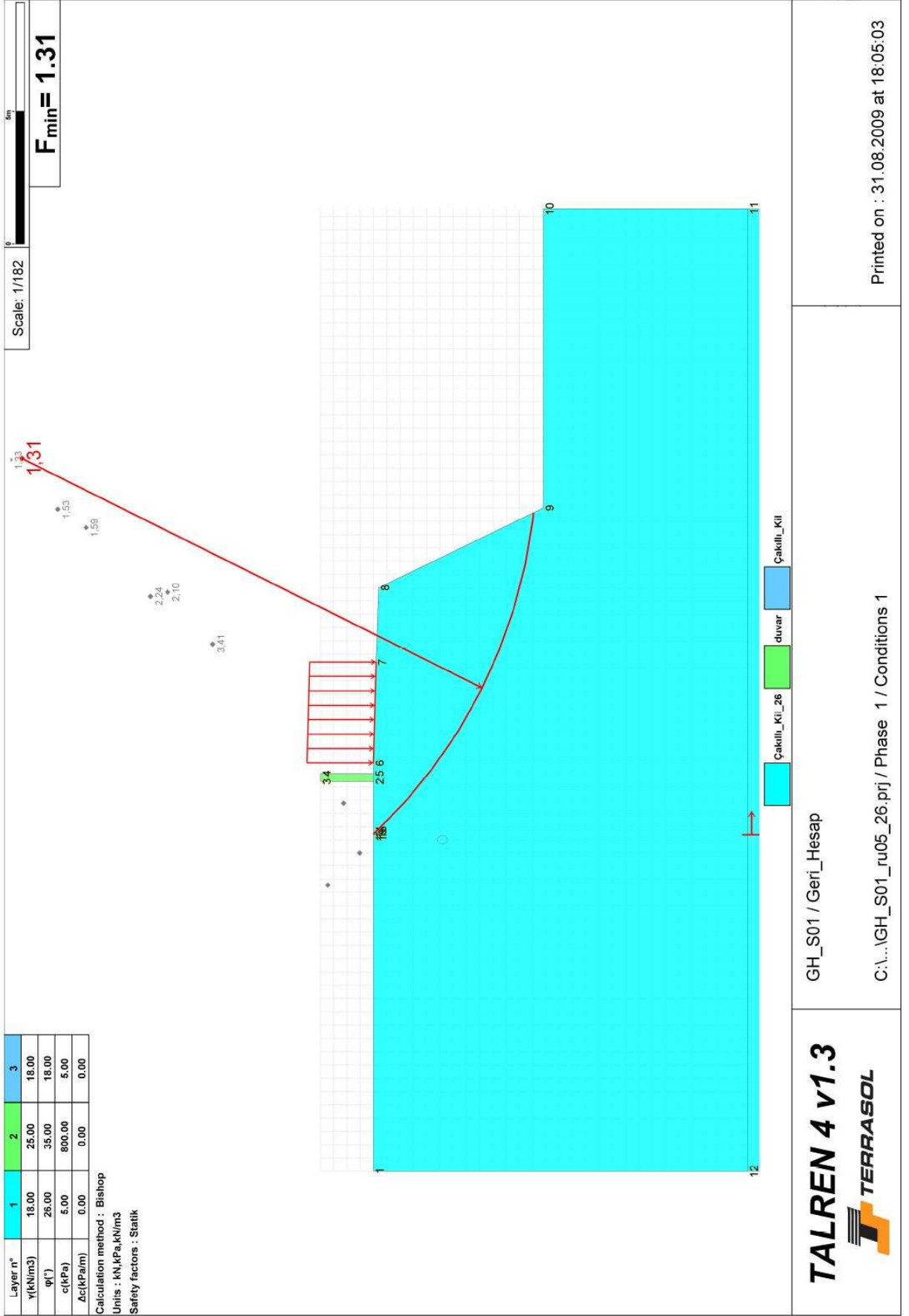
TALREN 4 v1.3

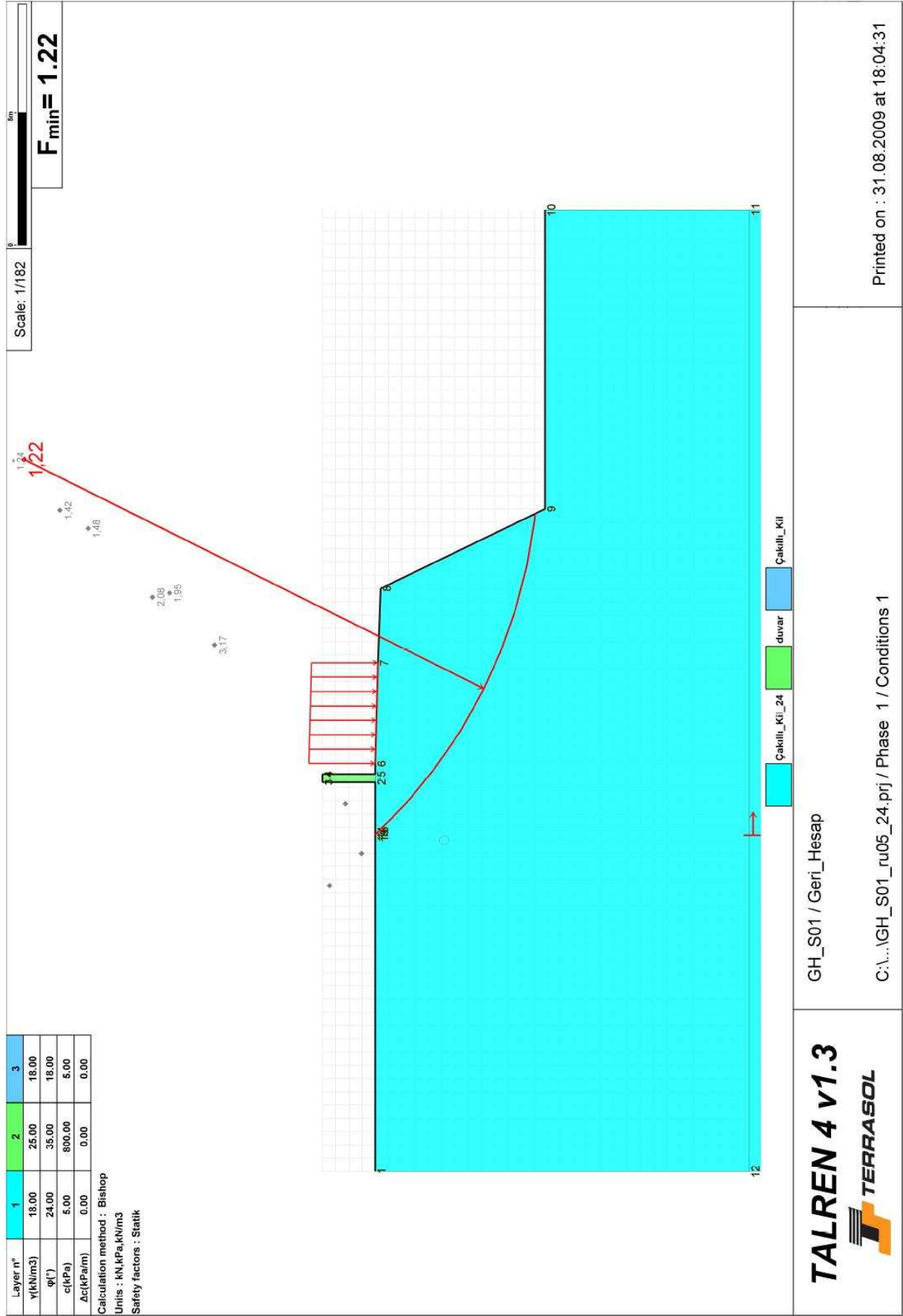
GH_S01 / Geri_Hesap

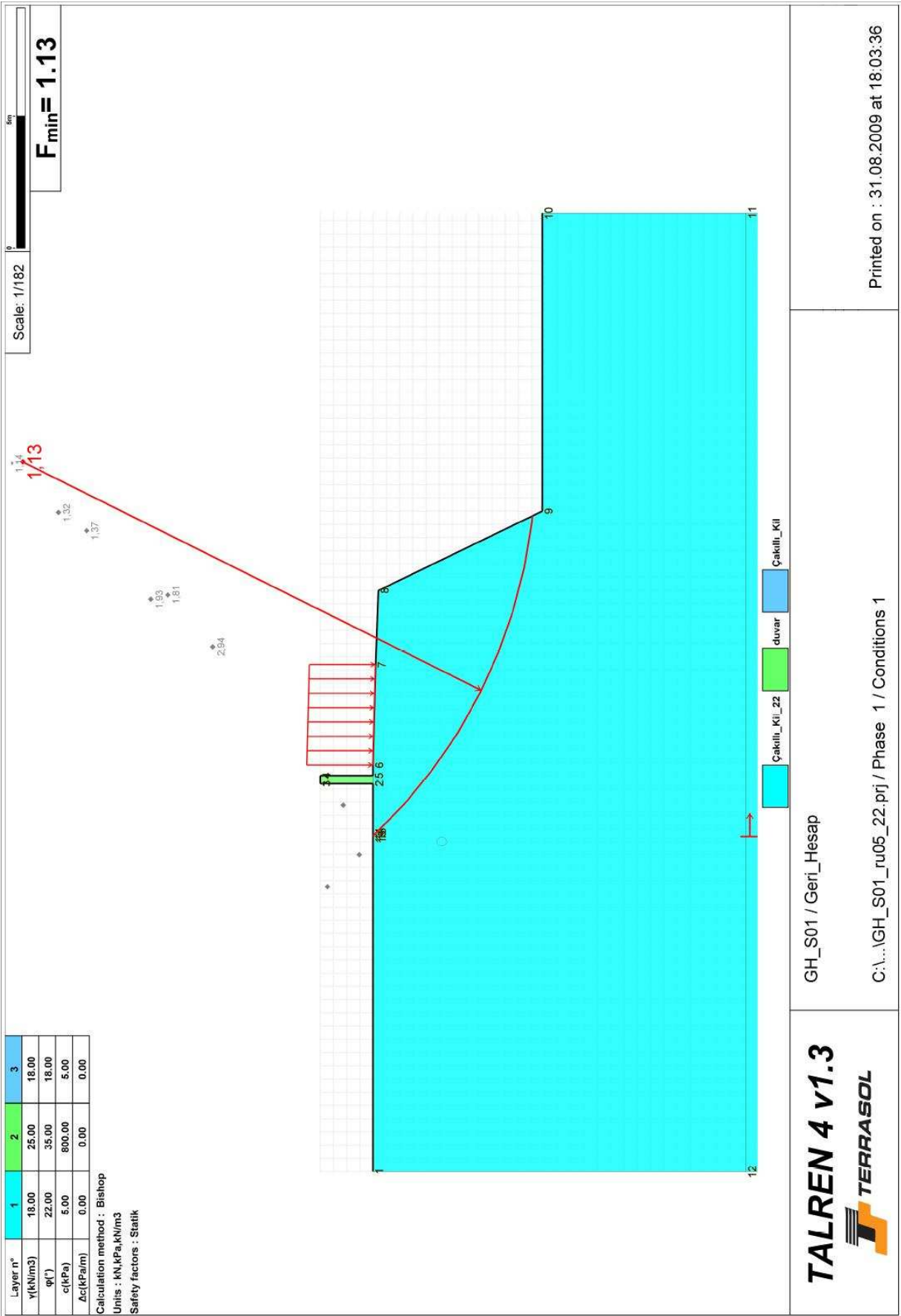
C:\...\GH_S01_ru10_20.prj / Phase 1 / Conditions 1

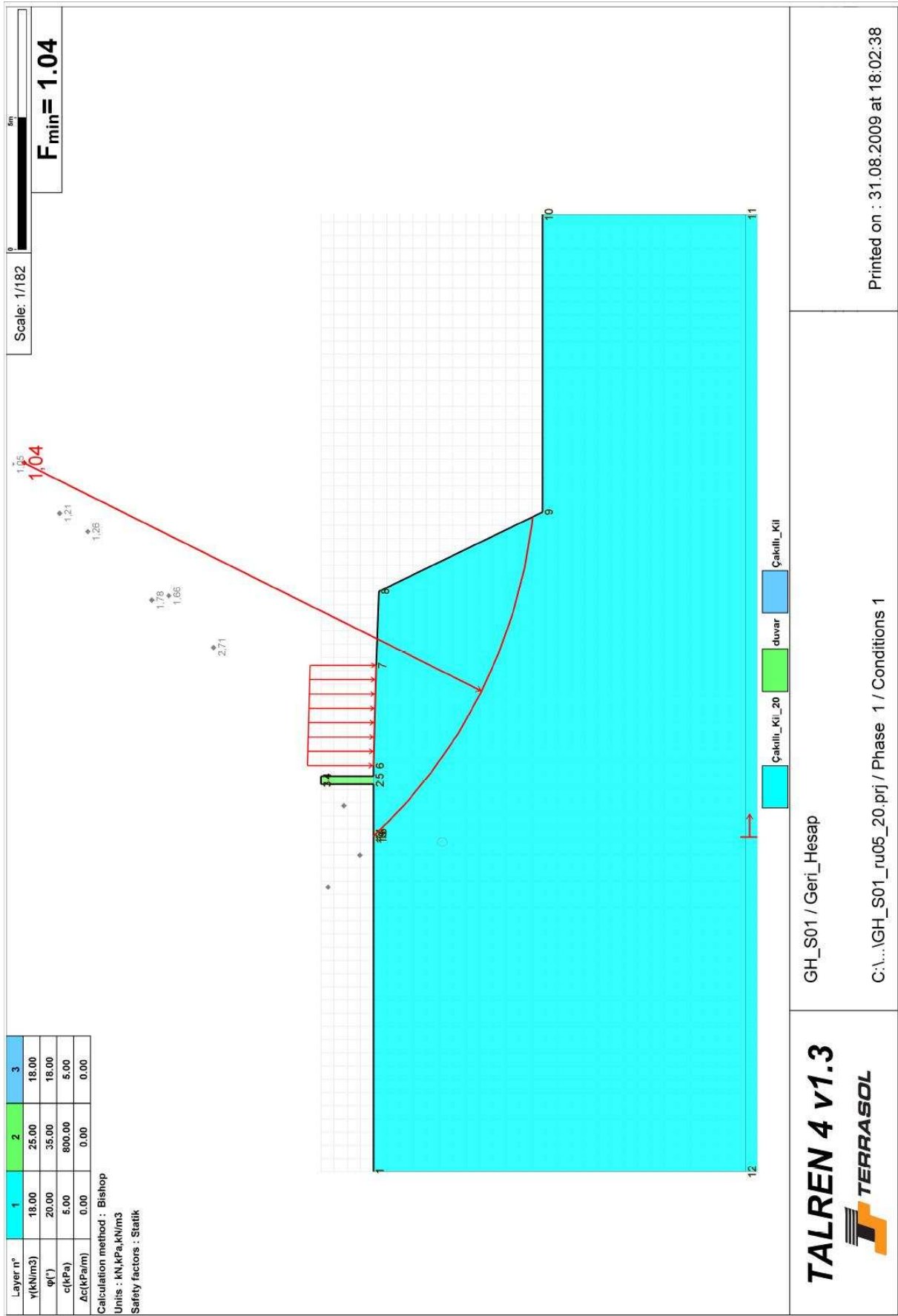
Printed on : 31.08.2009 at 18:07:27

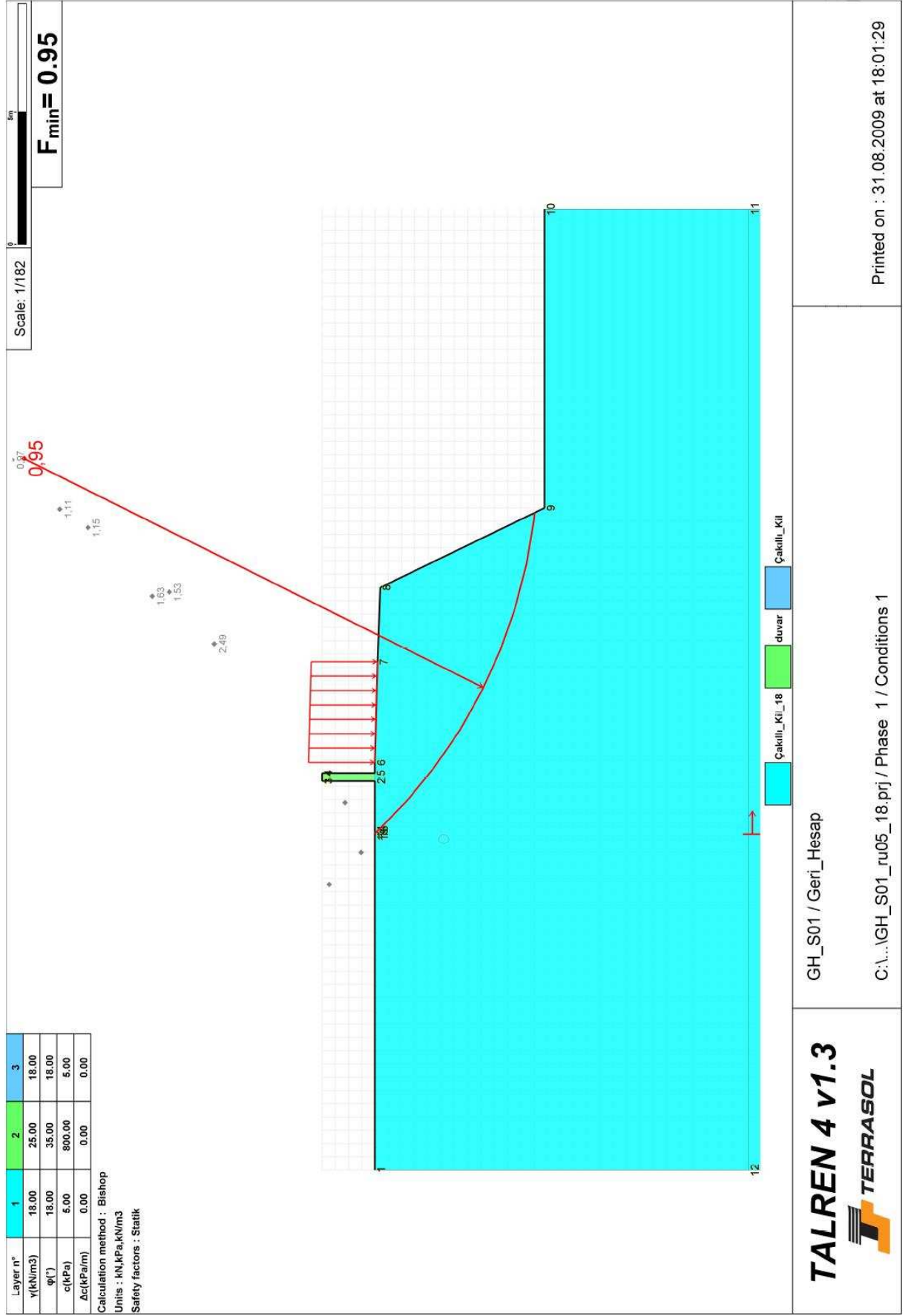


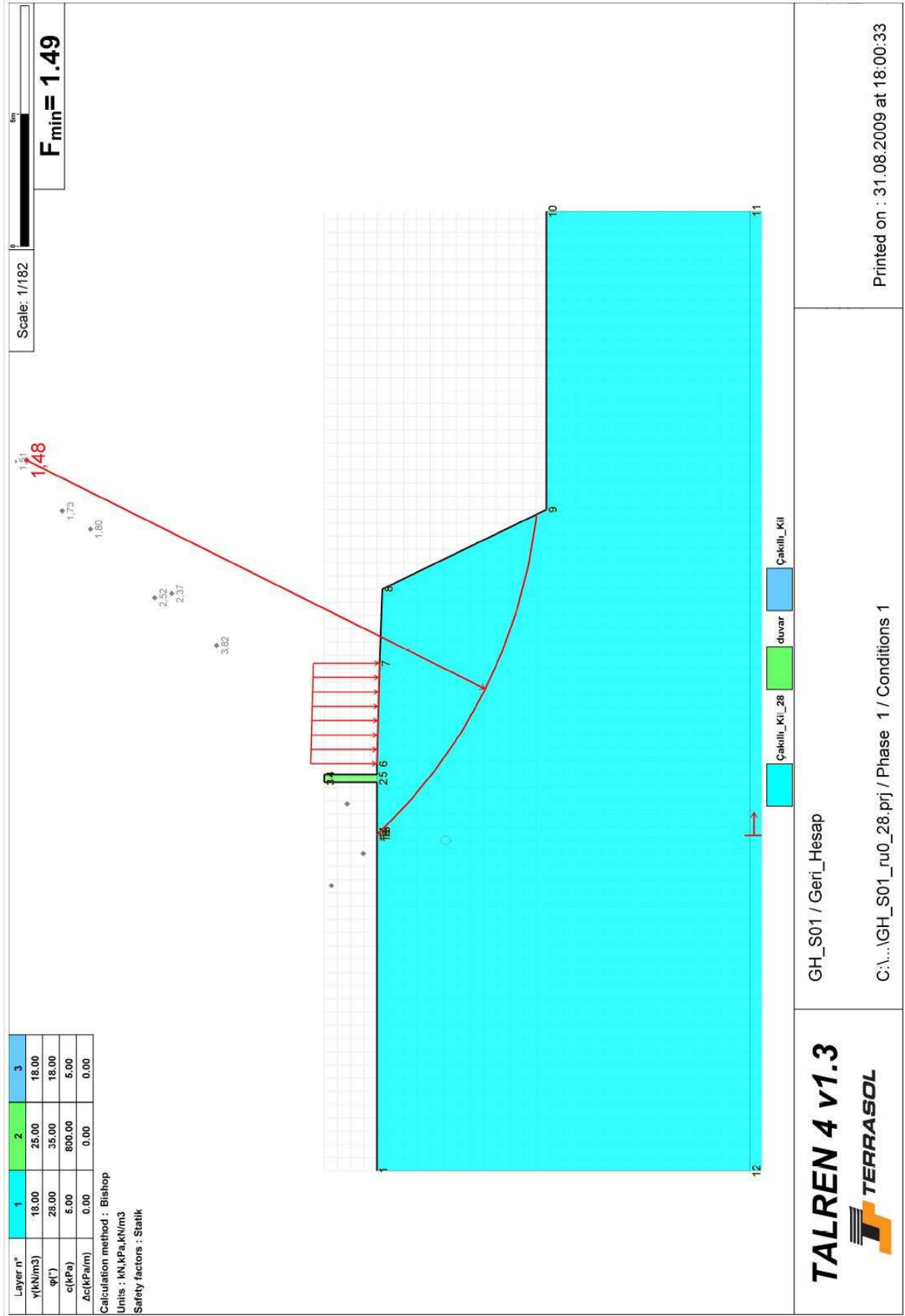


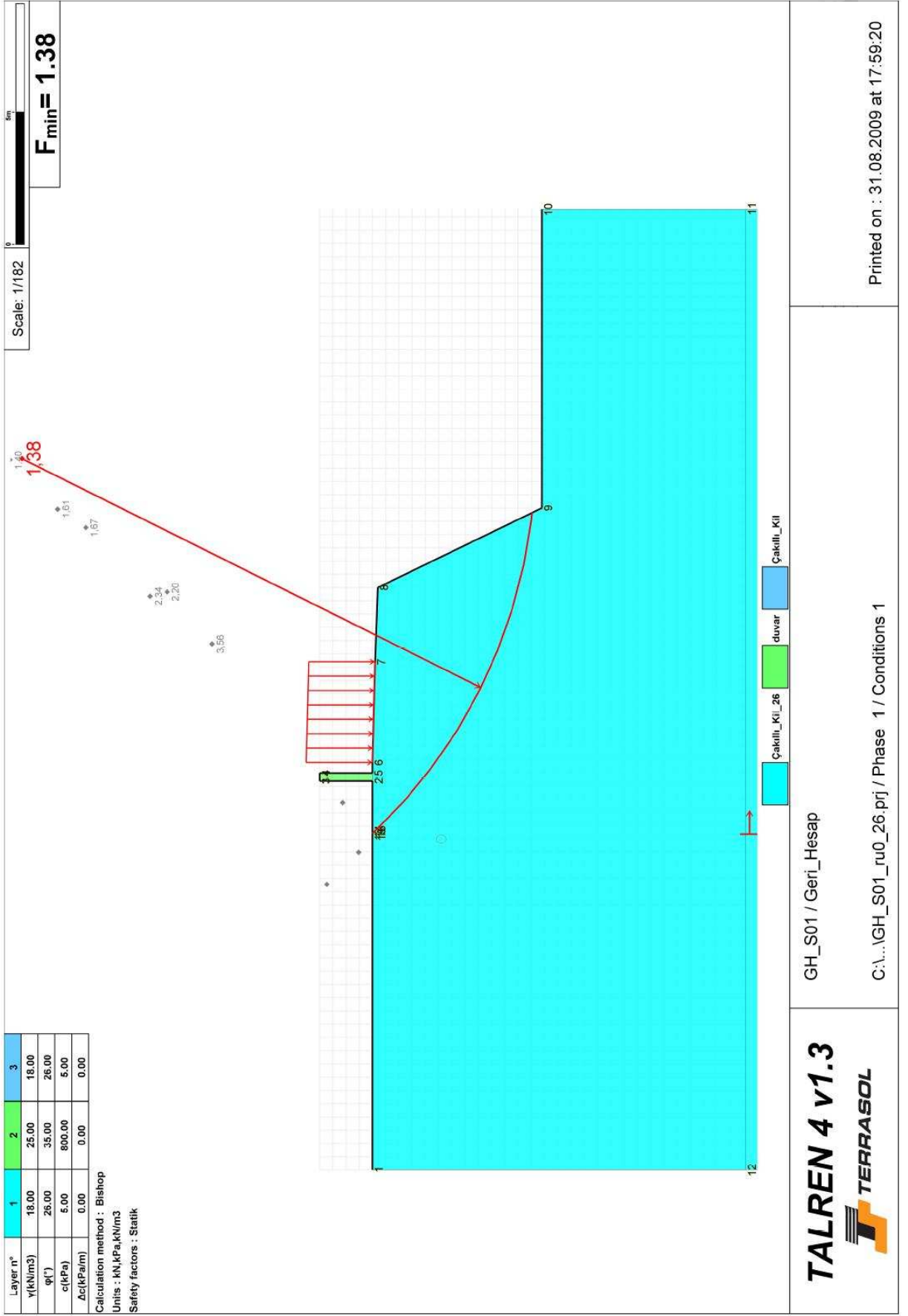


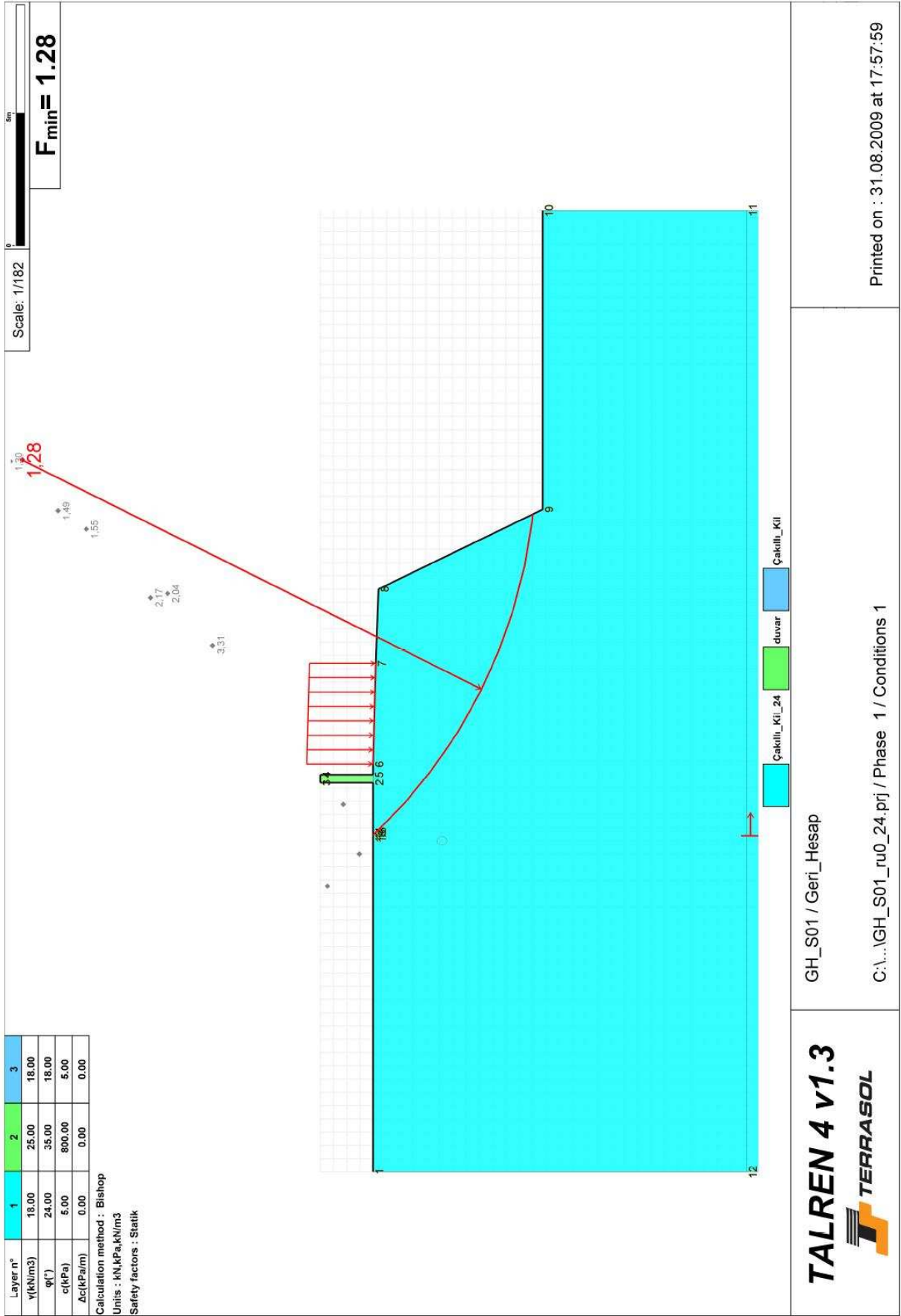










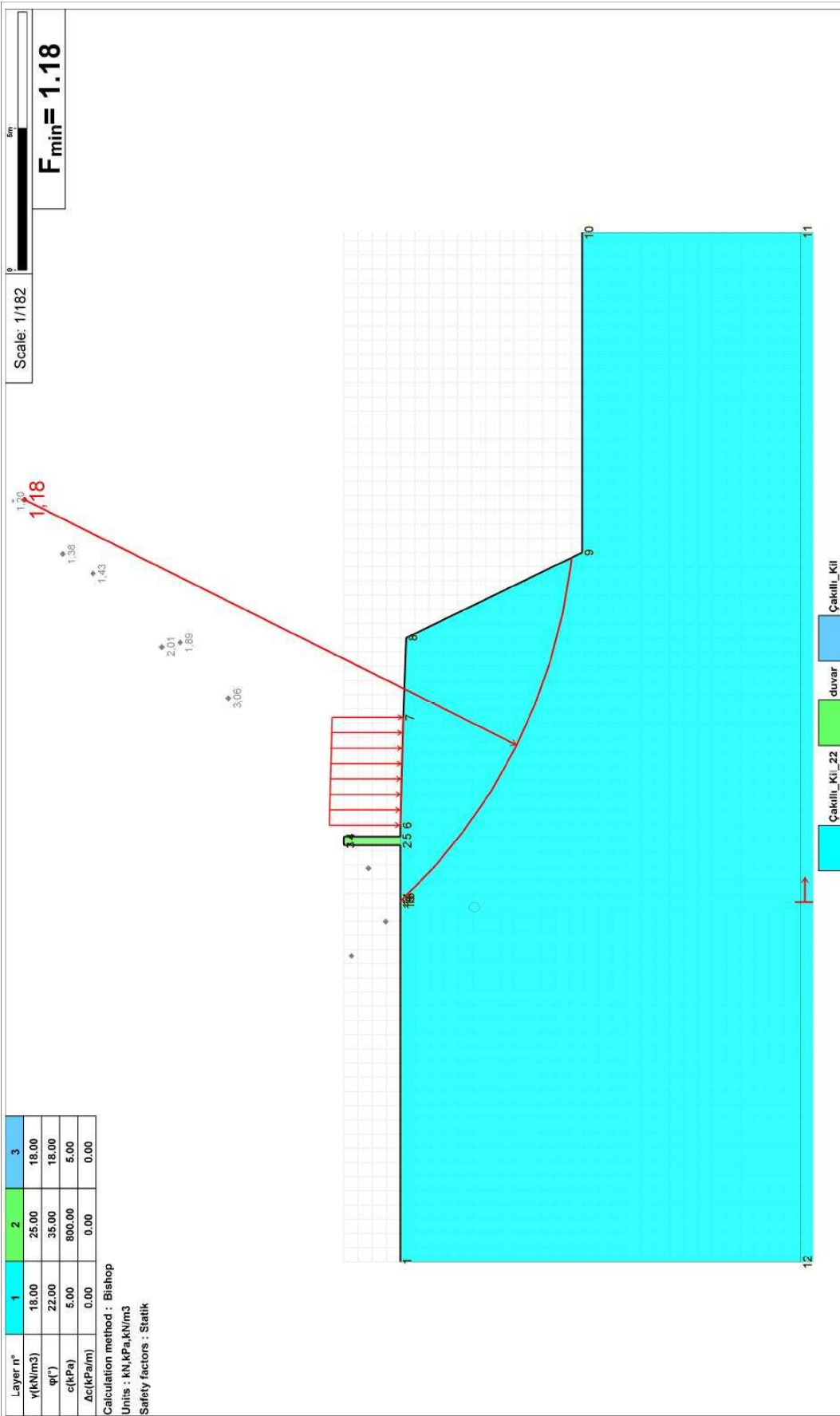


Layer n°	1	2	3
ν (kN/m ³)	18.00	25.00	18.00
ϕ (°)	22.00	35.00	18.00
c (kPa)	5.00	800.00	5.00
Δc (kPa/m)	0.00	0.00	0.00

Calculation method : Bishop

Units : kN,kPa,kN/m3

Safety factors : Statik



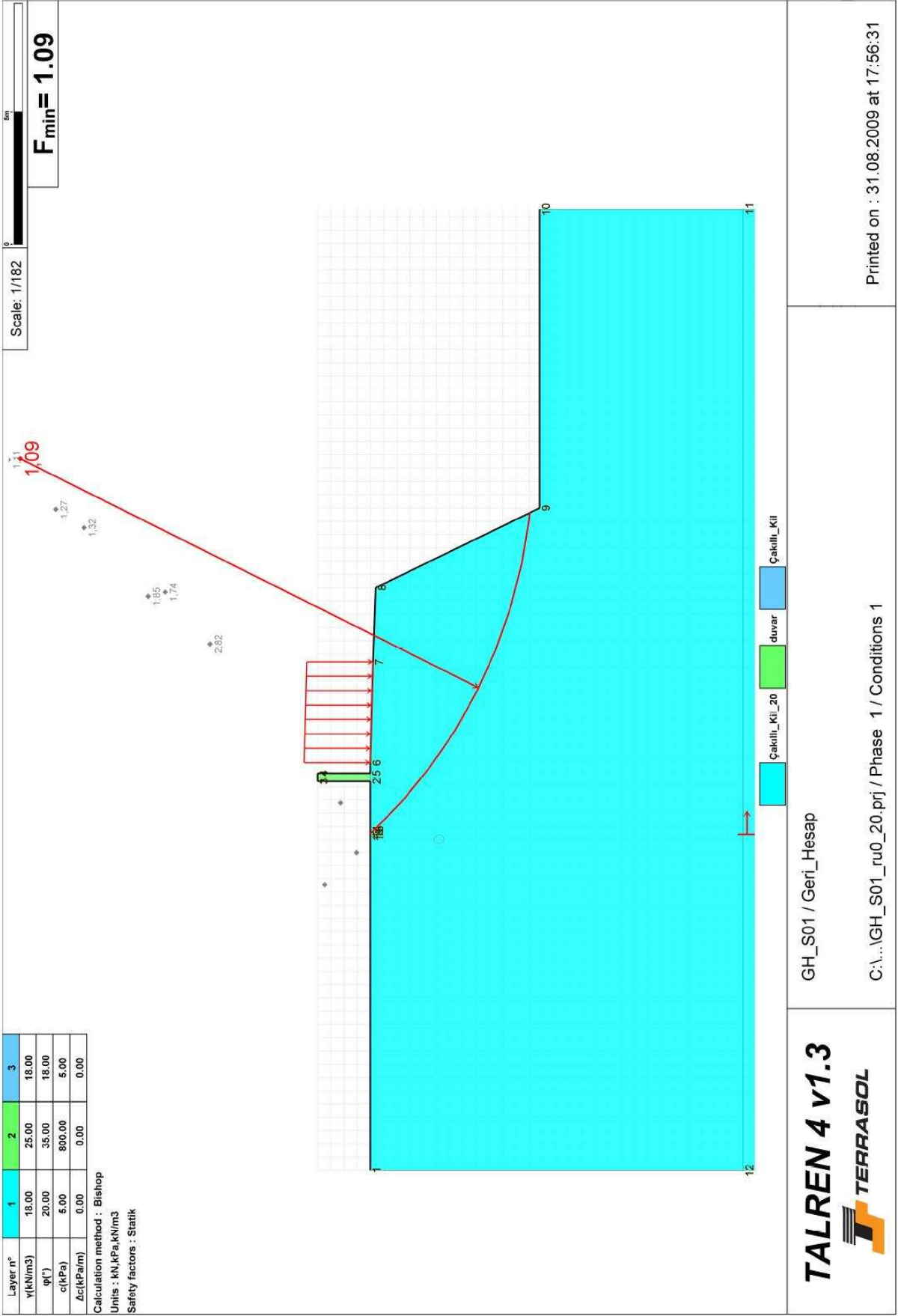
TALREN 4 v1.3

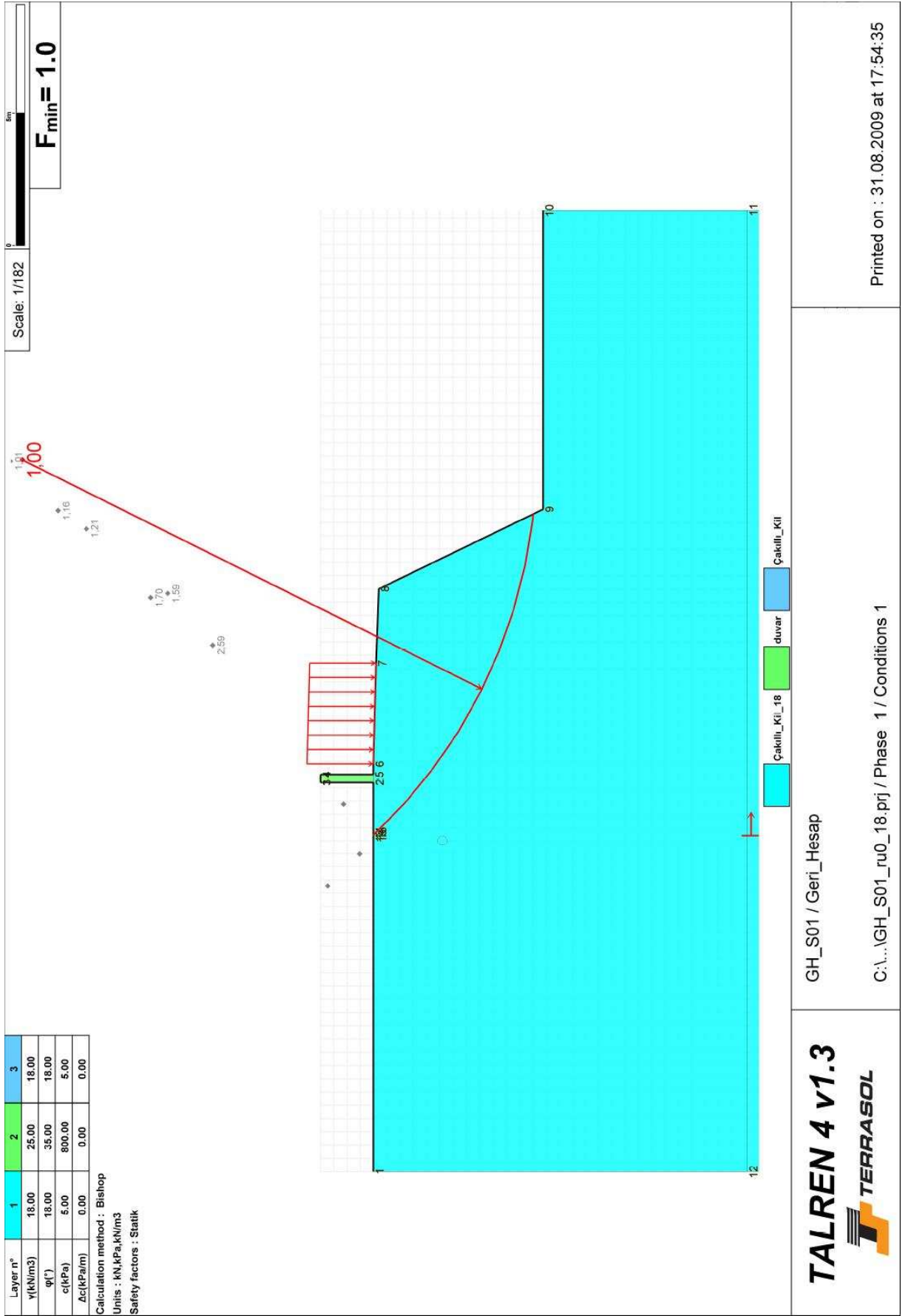


GH_S01 / Geri_Hesap

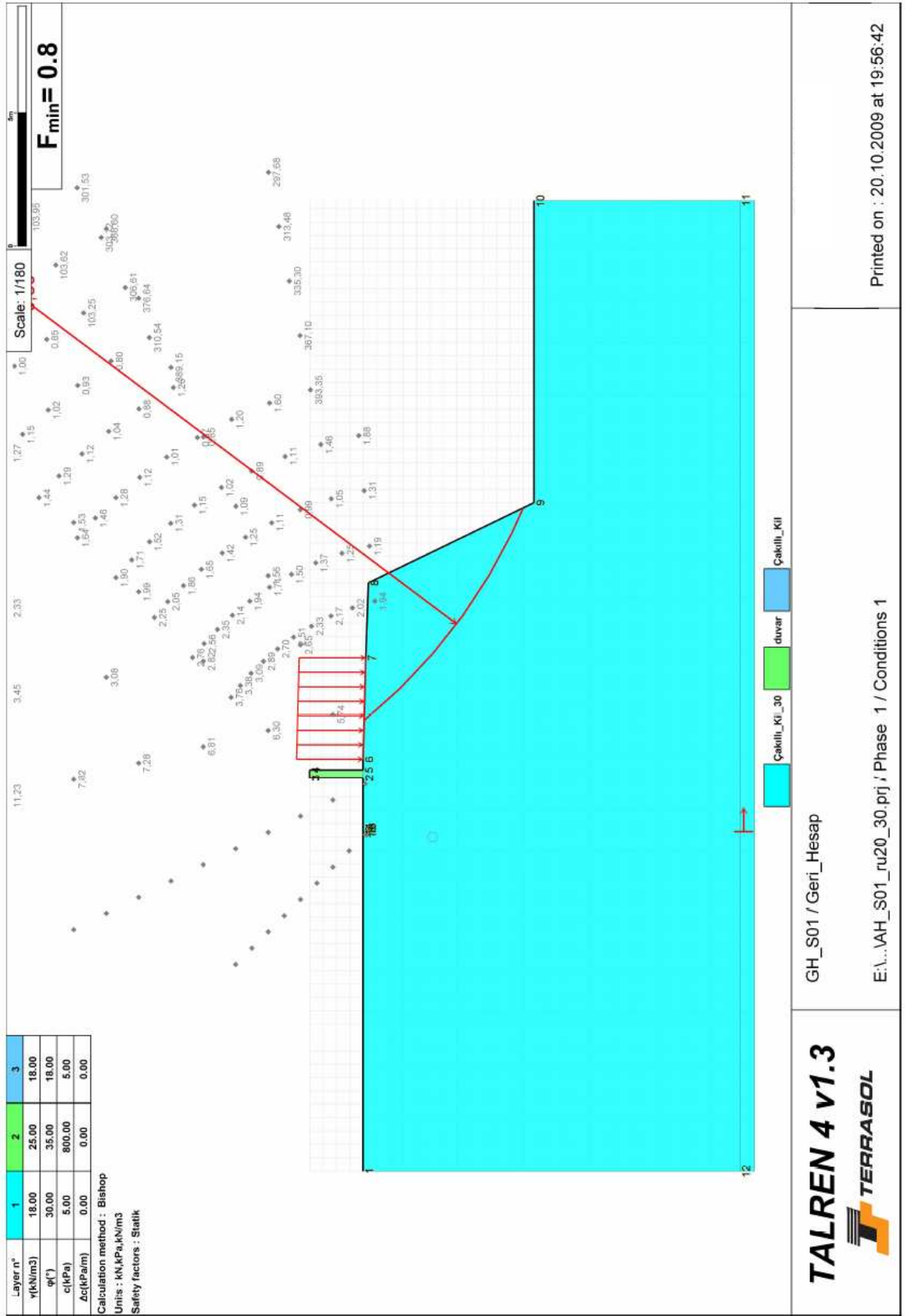
C:\...IGH_S01_ru0_22.prj / Phase 1 / Conditions 1

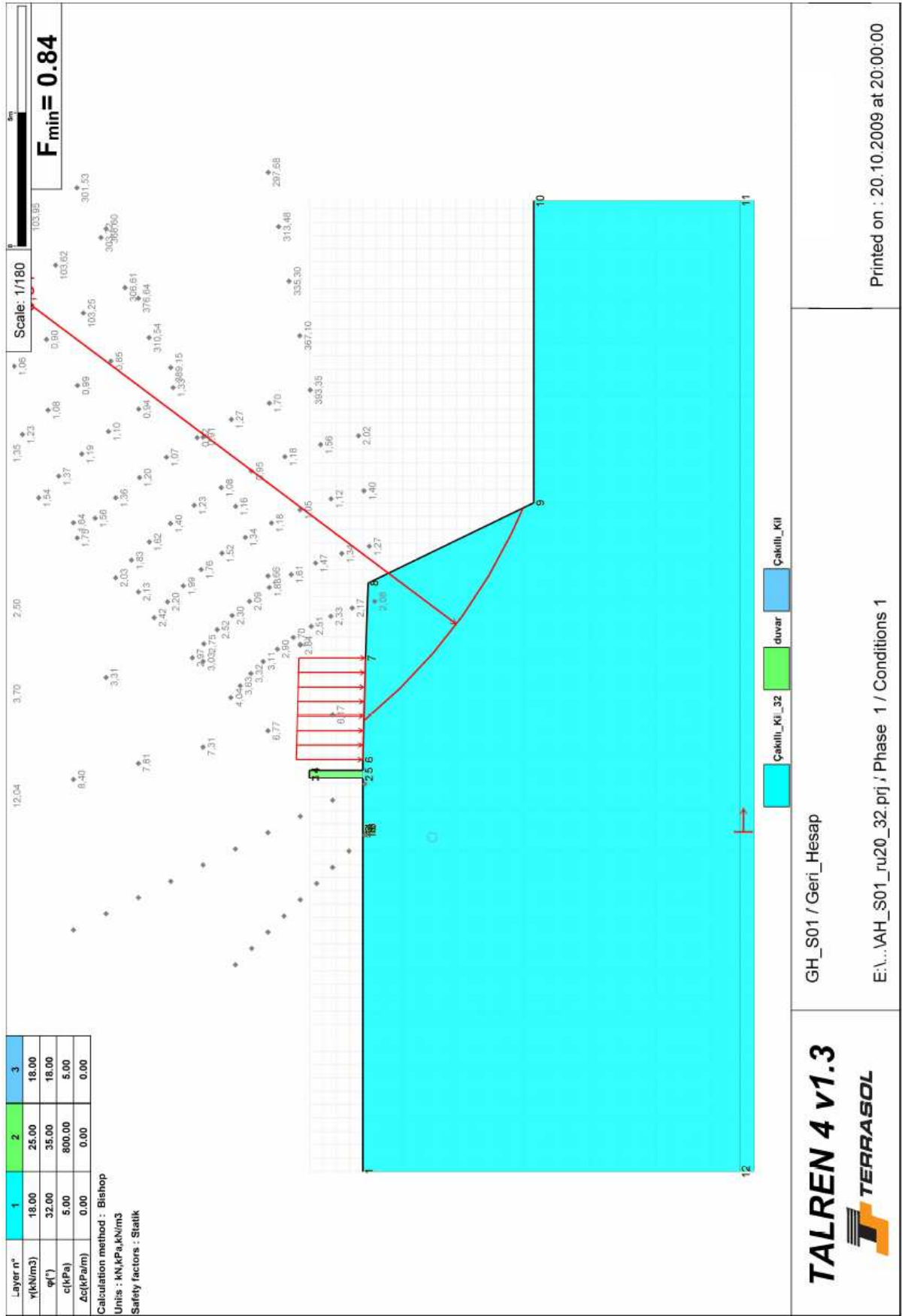
Printed on : 31.08.2009 at 17:57:18





EK A.2 : 2A-T Analizi Talren Çıktıları





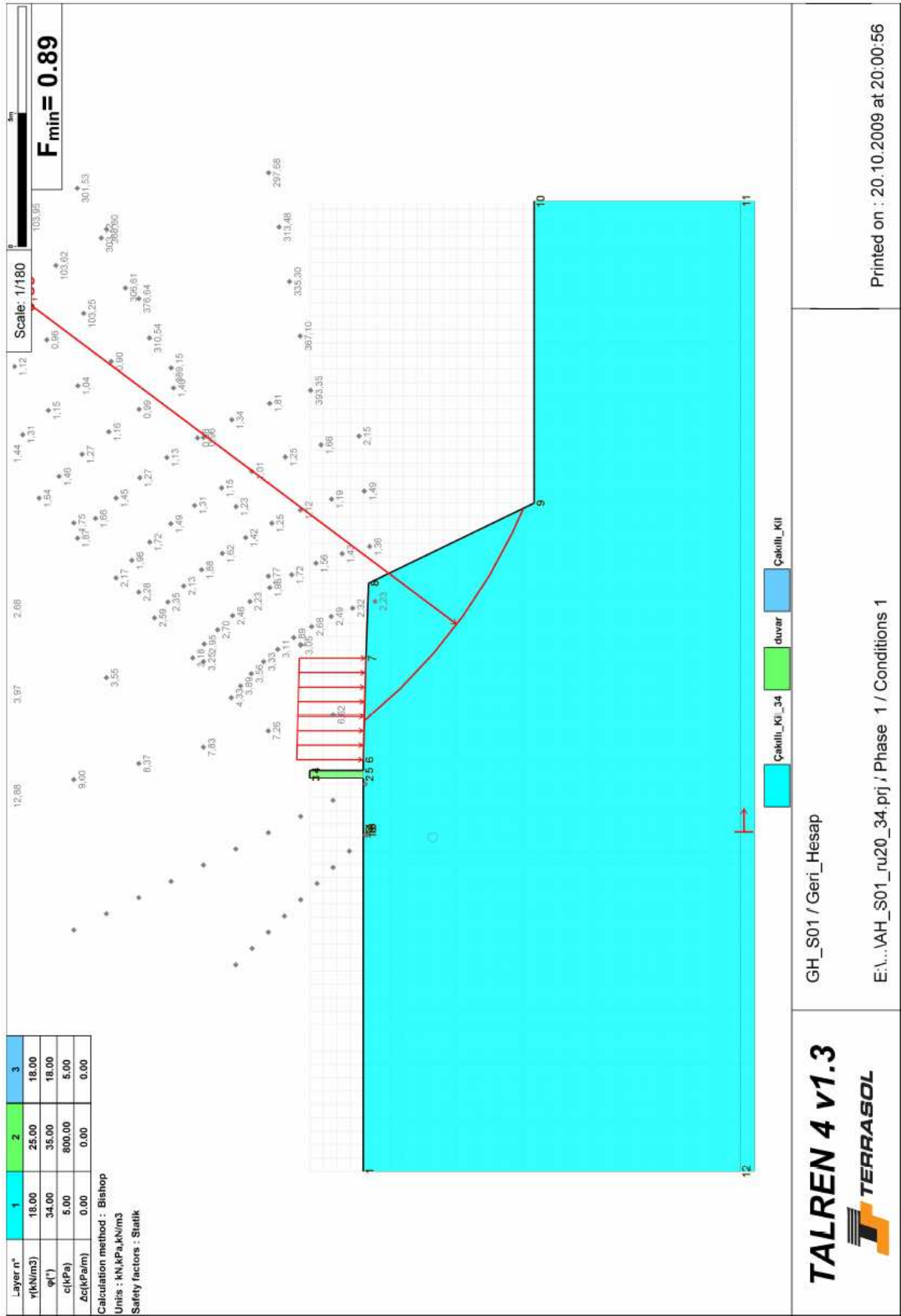
TALREN 4 v1.3

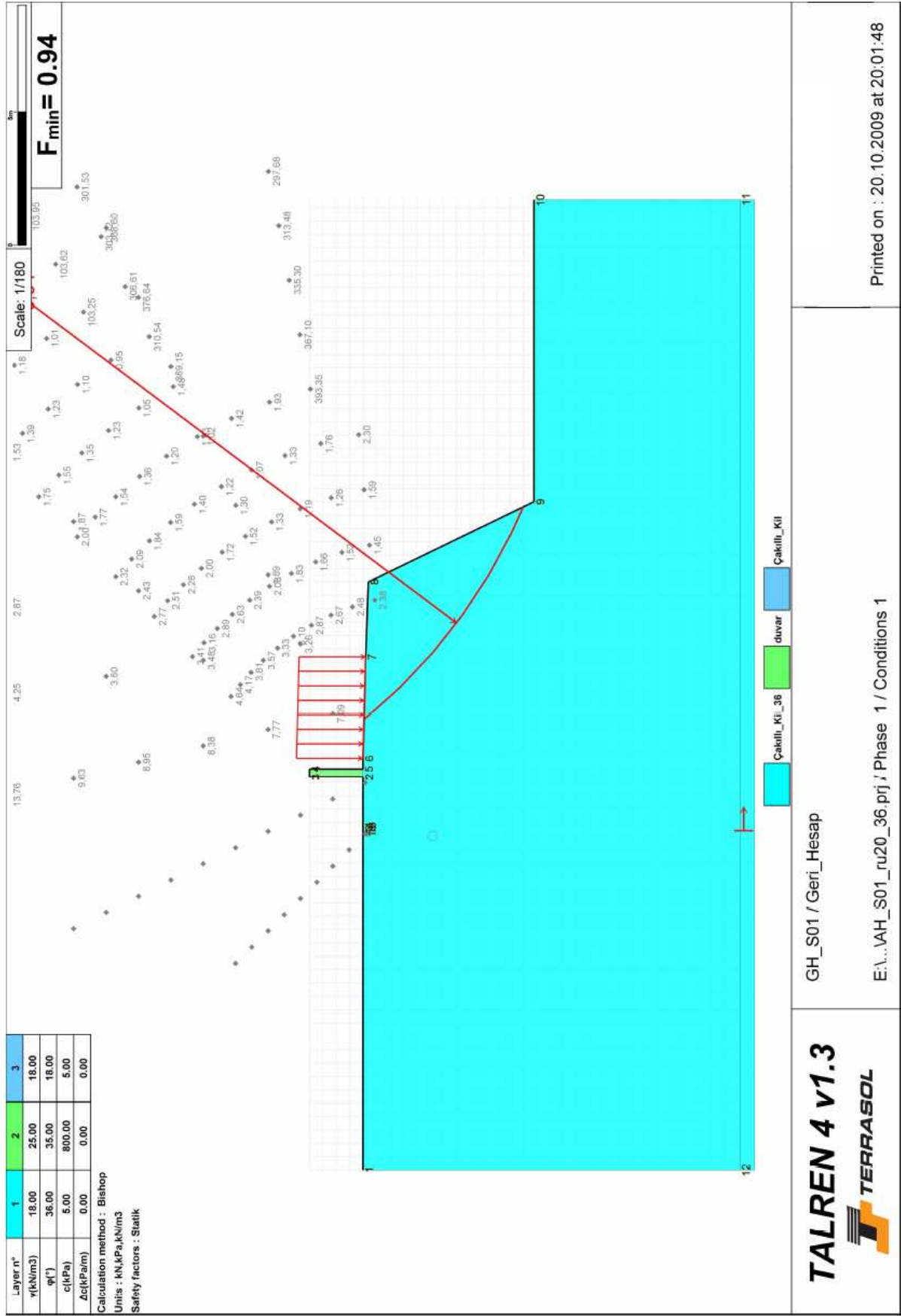


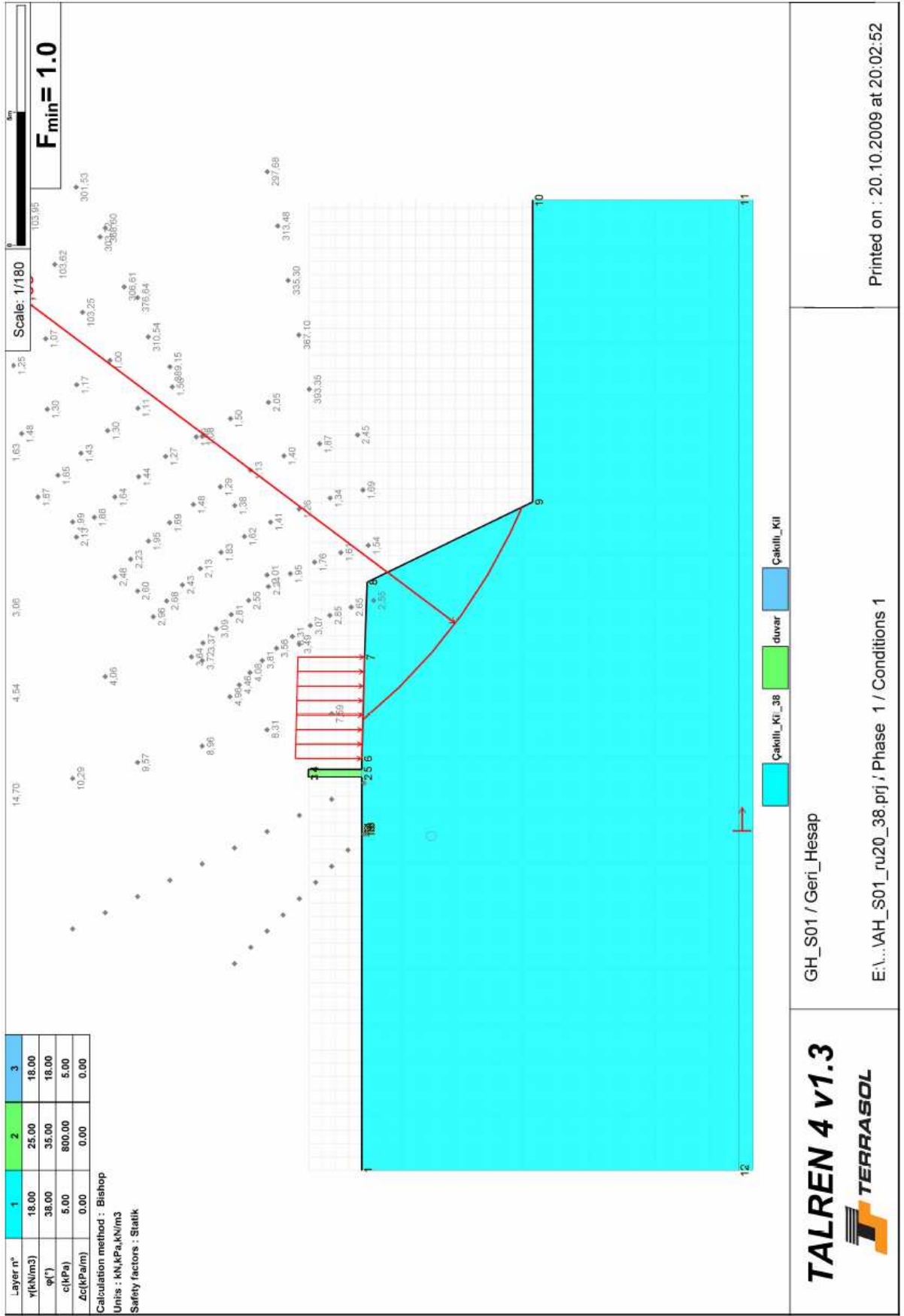
GH_S01 / Geri_Hesap

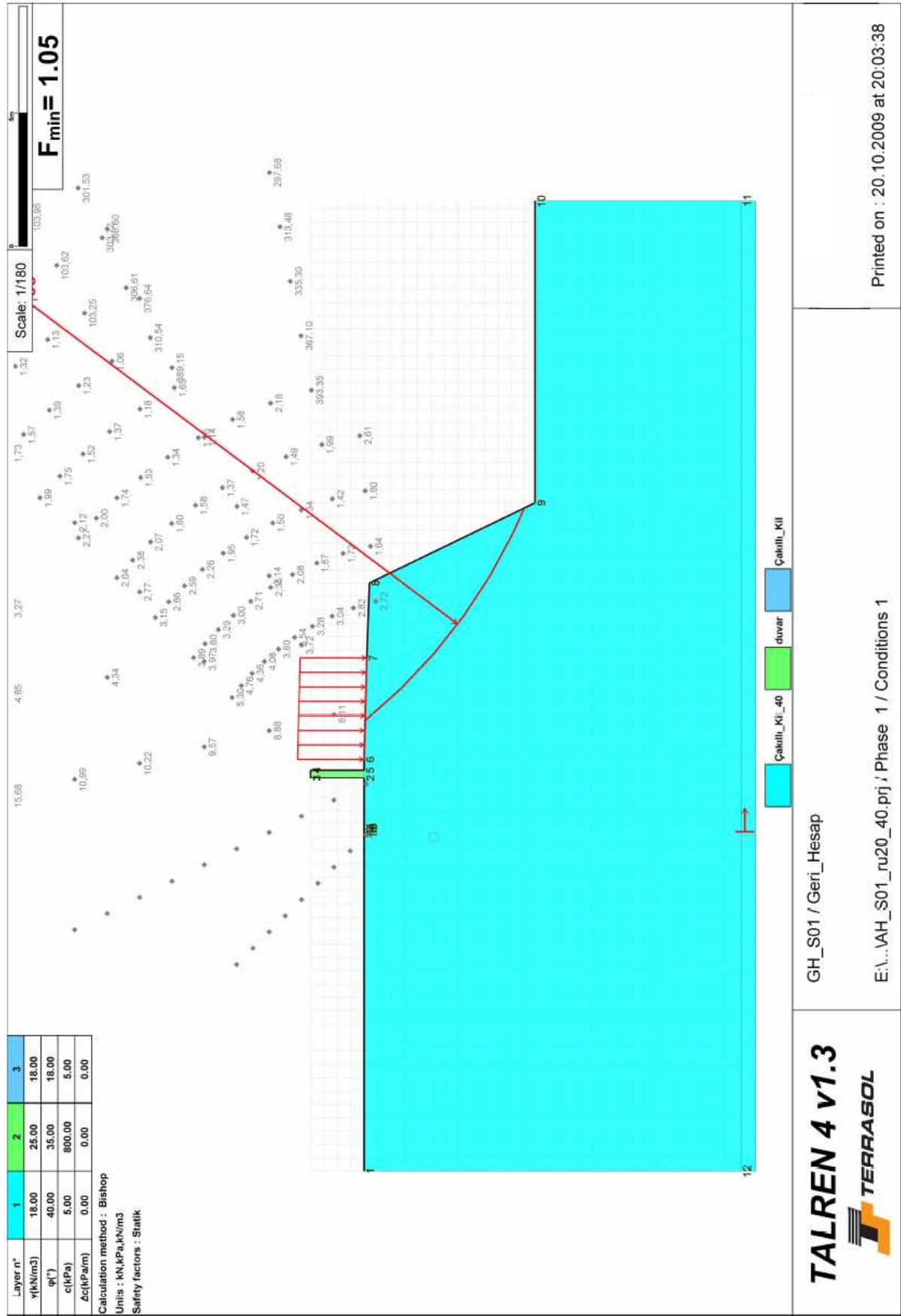
E:\...VAH_S01_ru20_32.prj / Phase 1 / Conditions 1

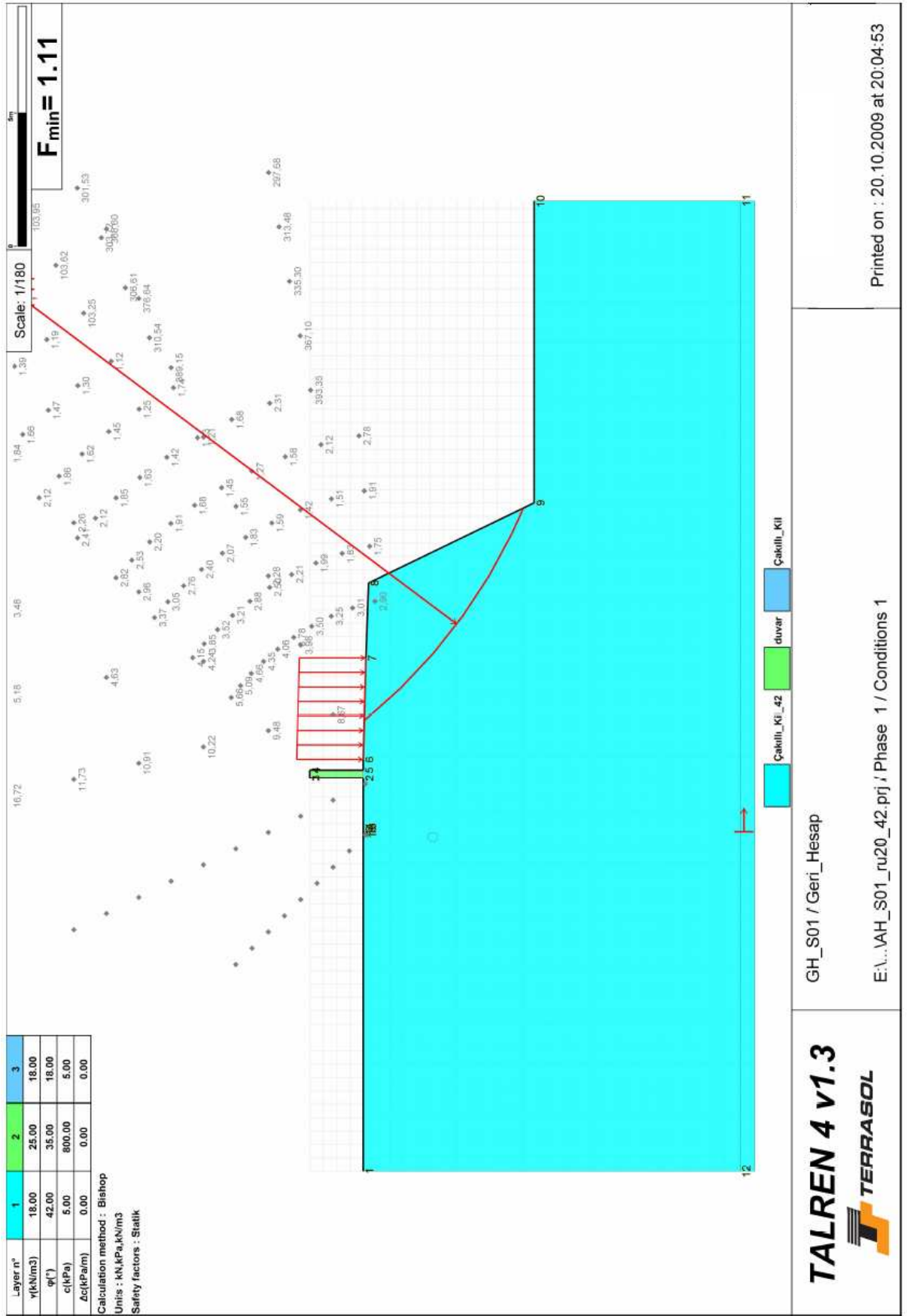
Printed on : 20.10.2009 at 20:00:00

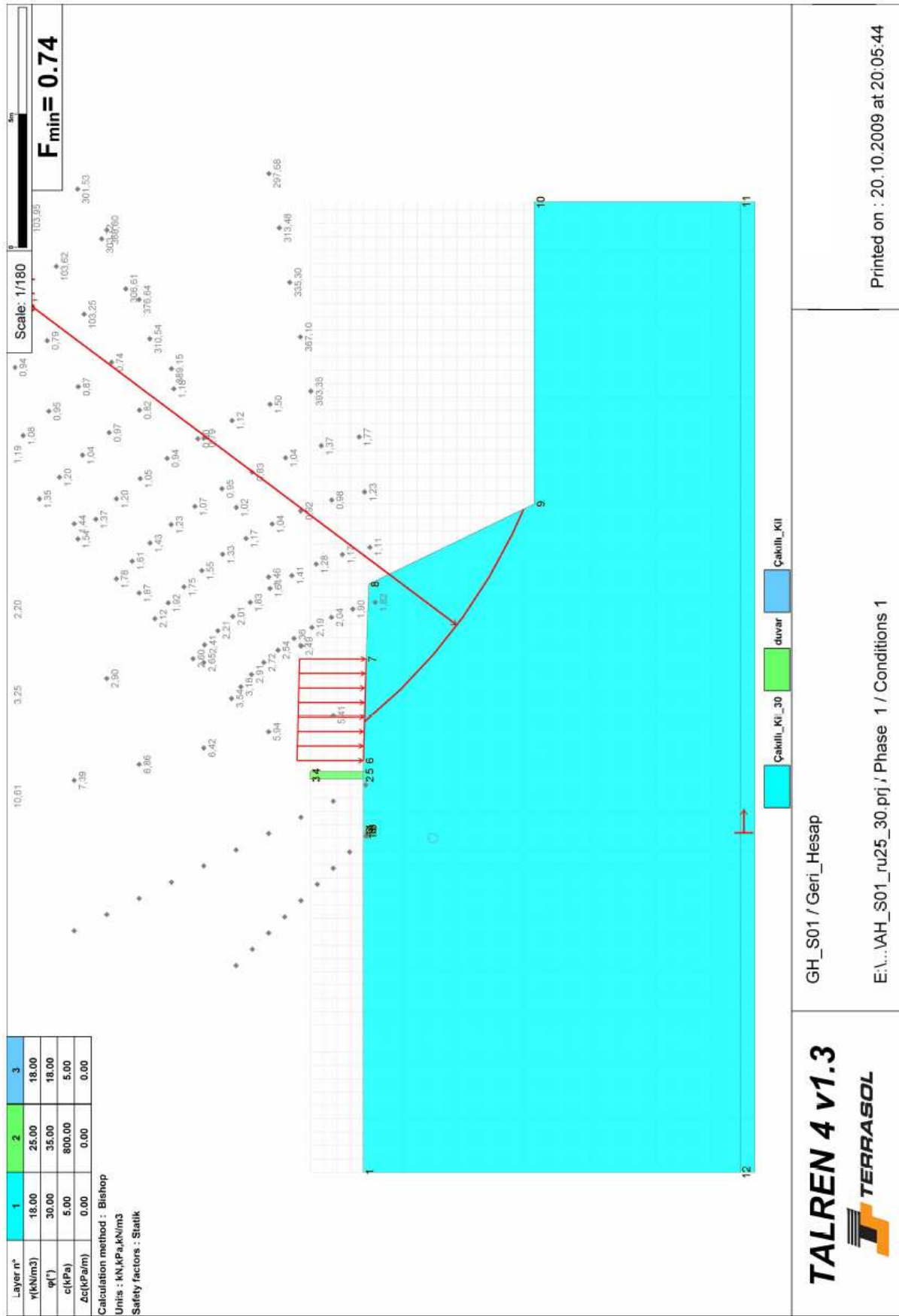


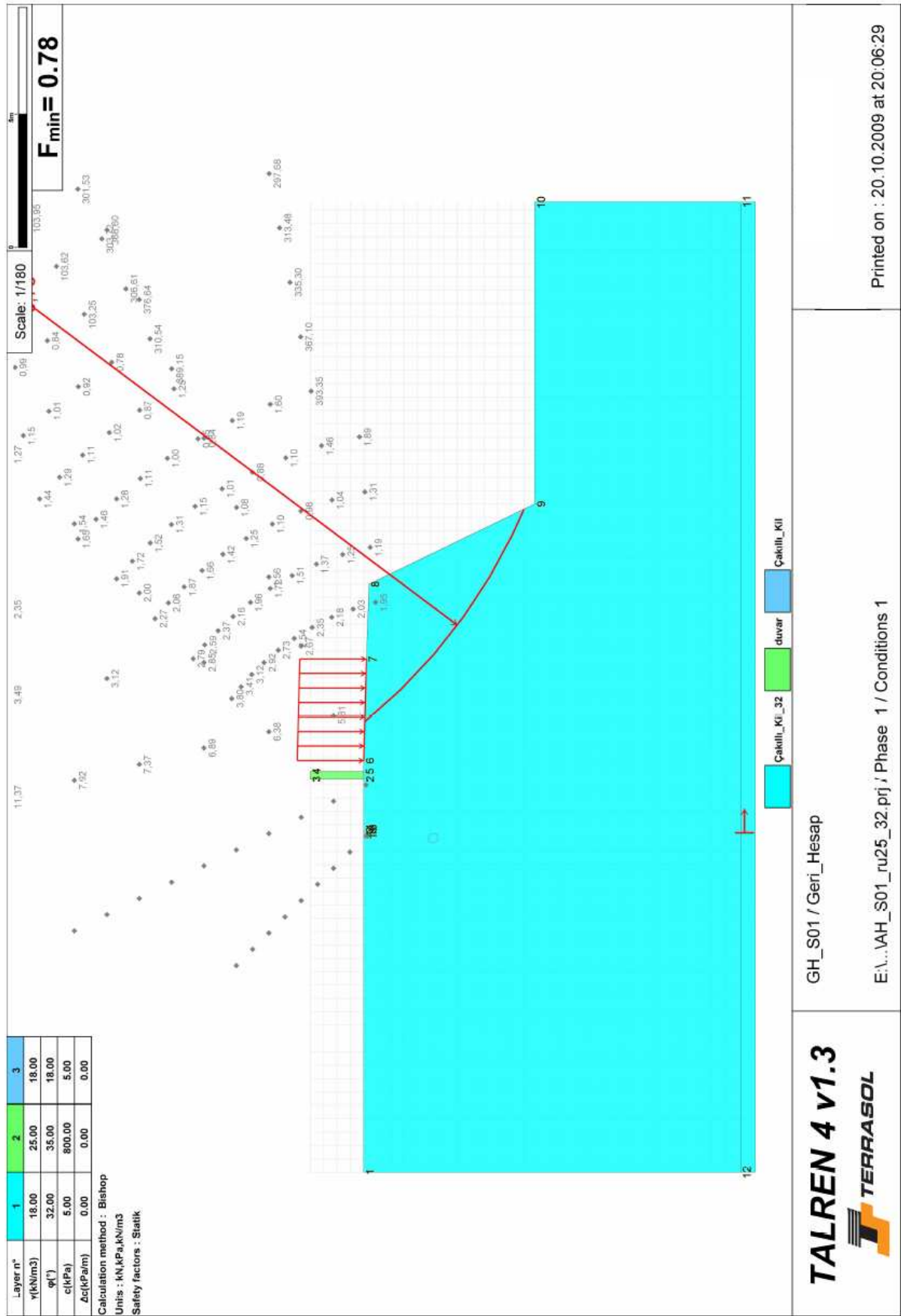


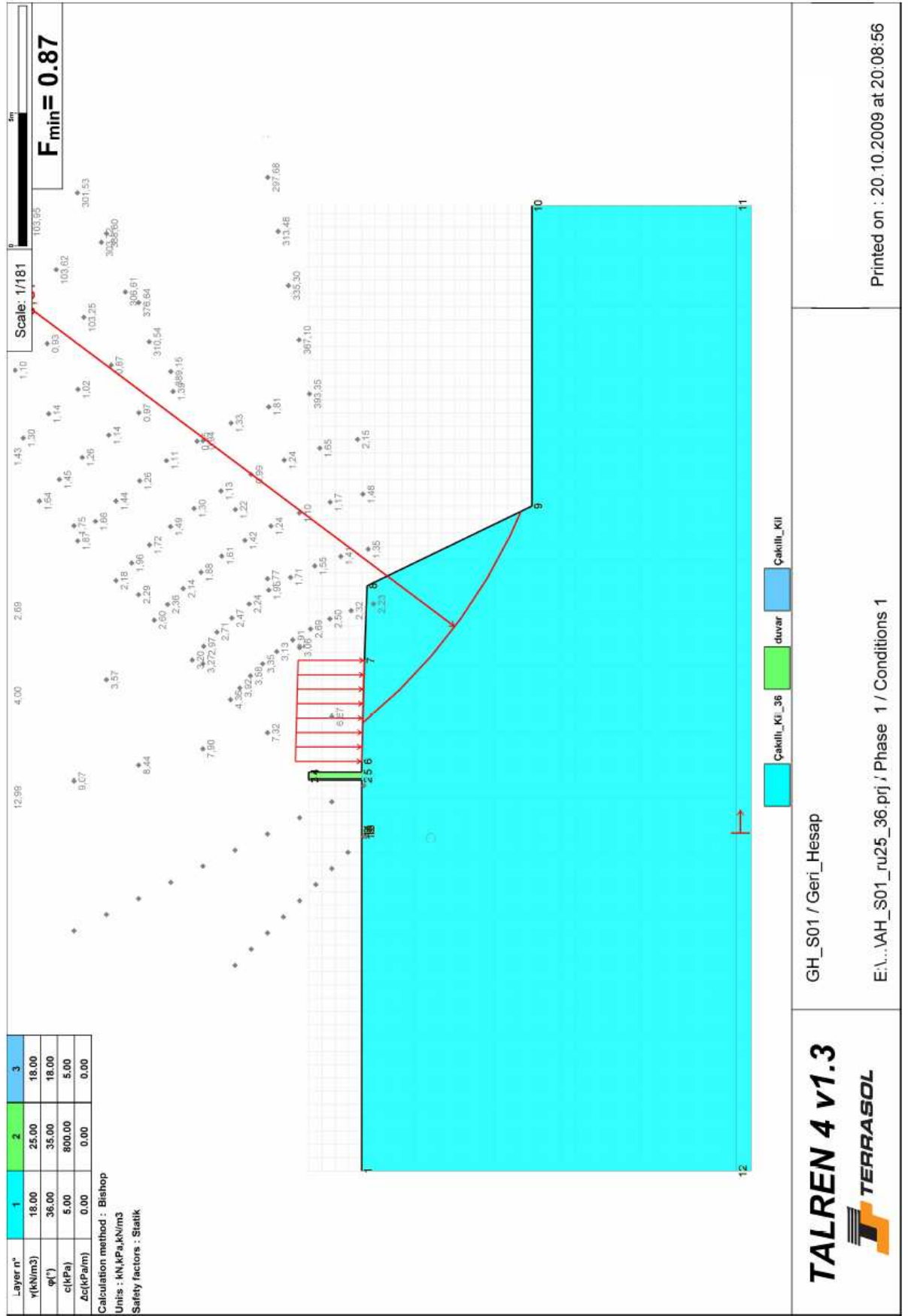


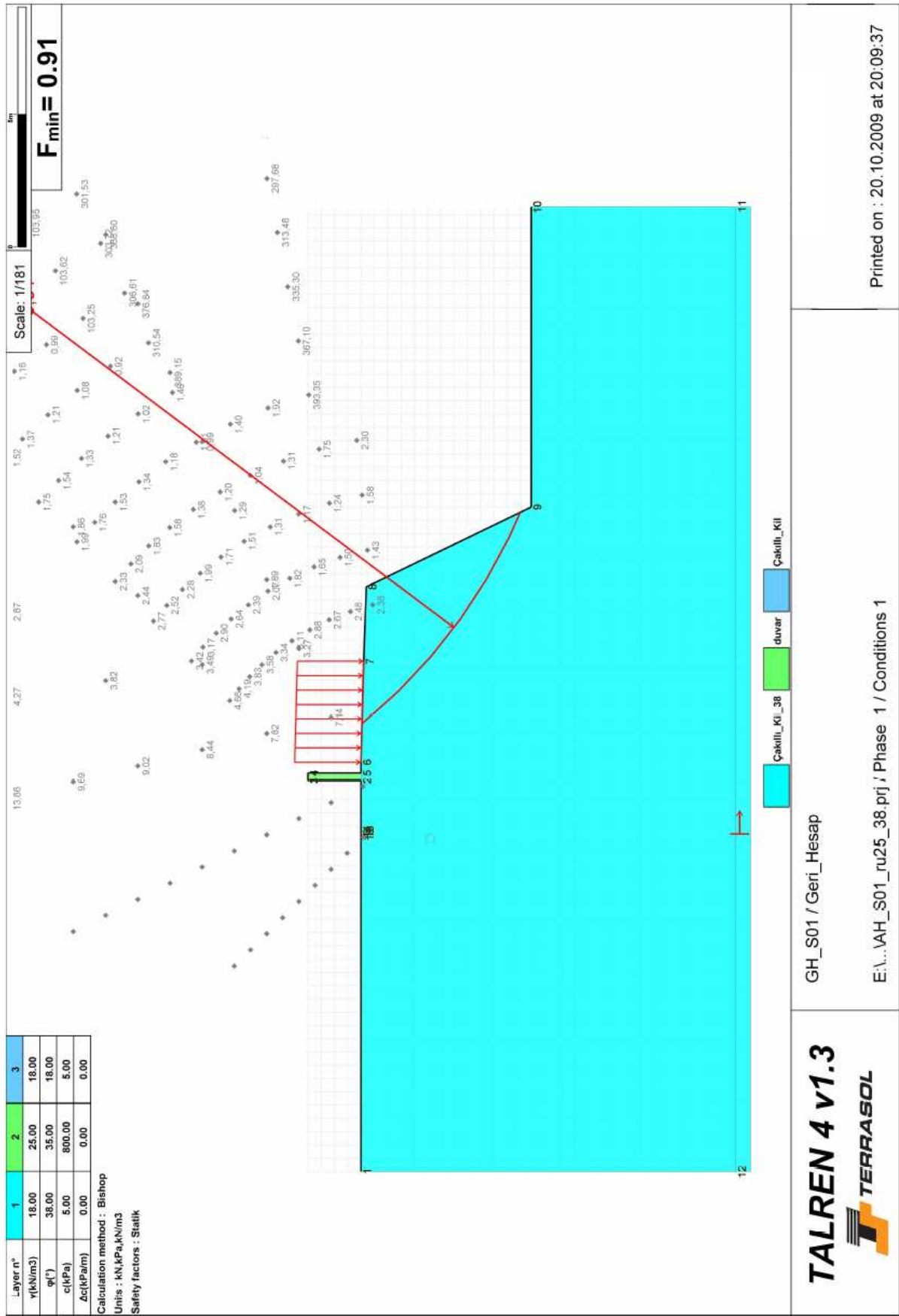


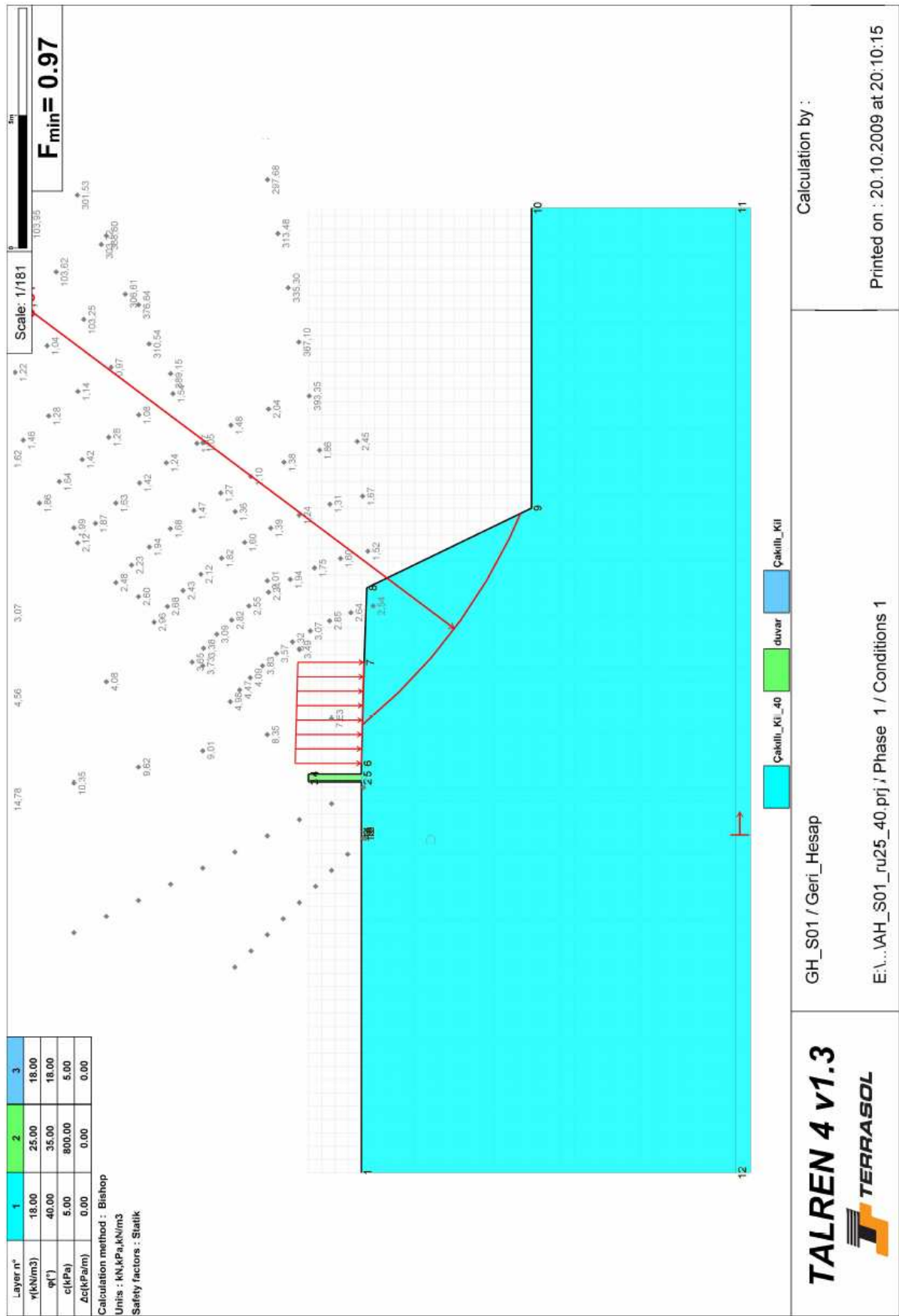


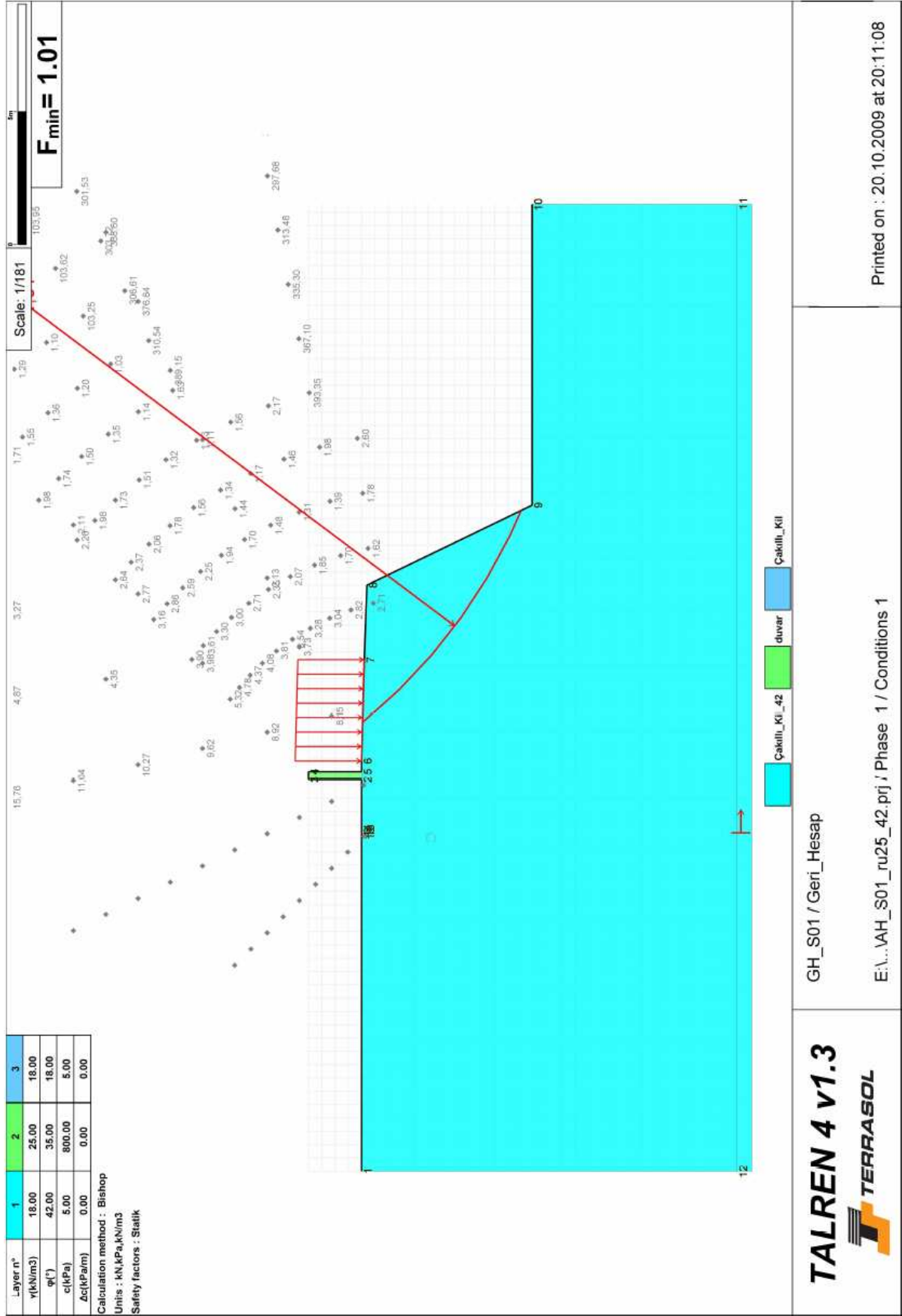


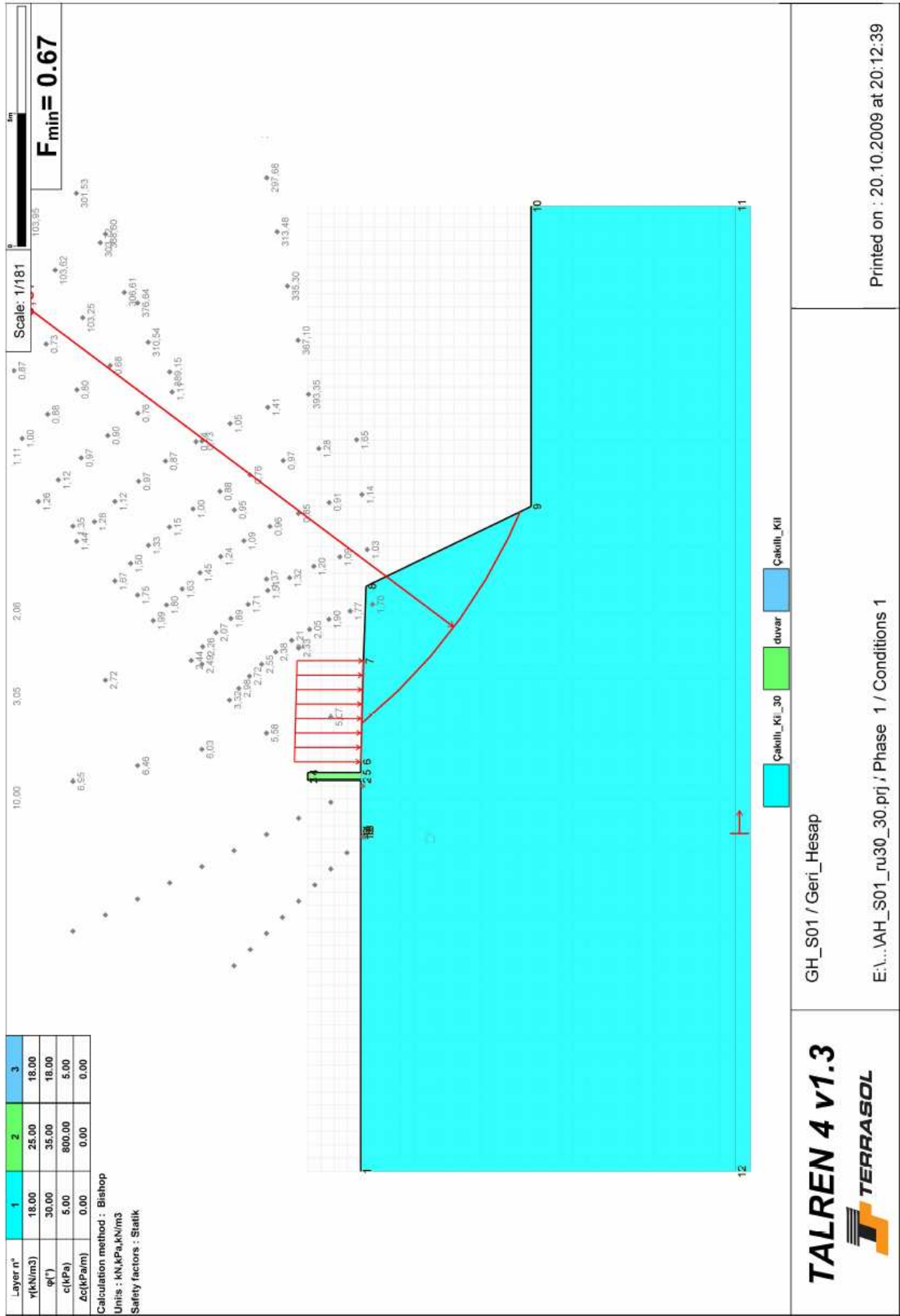


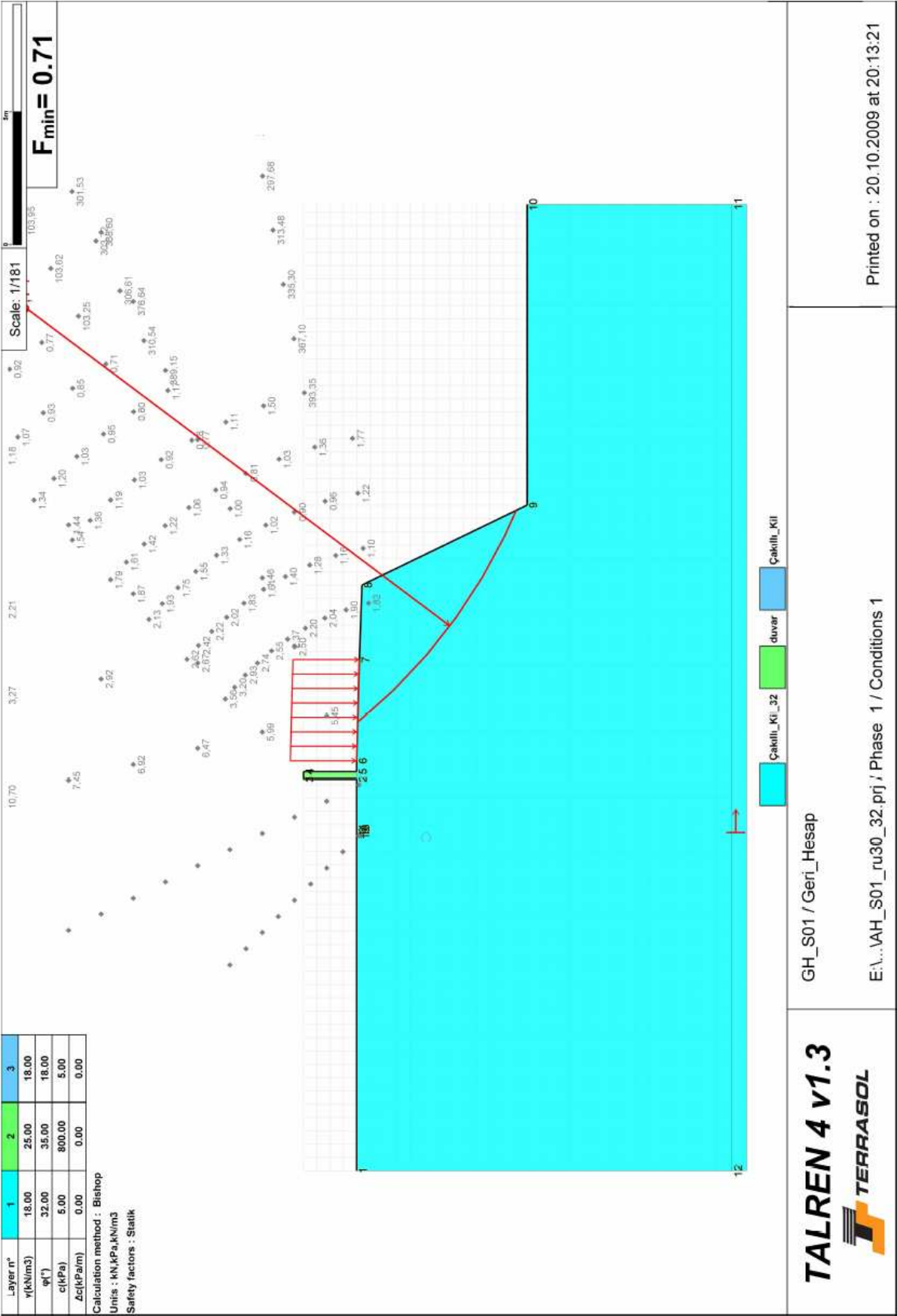


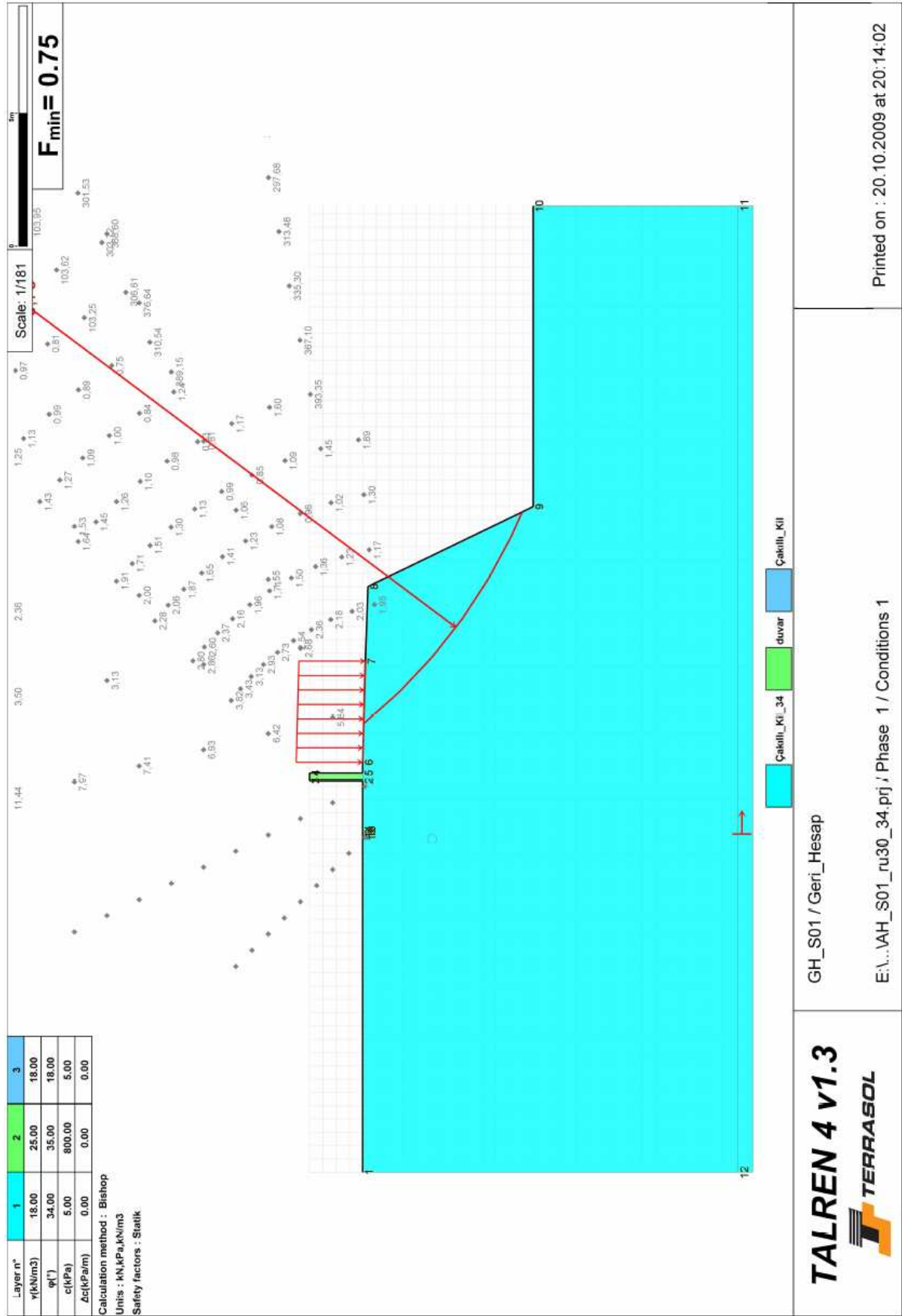


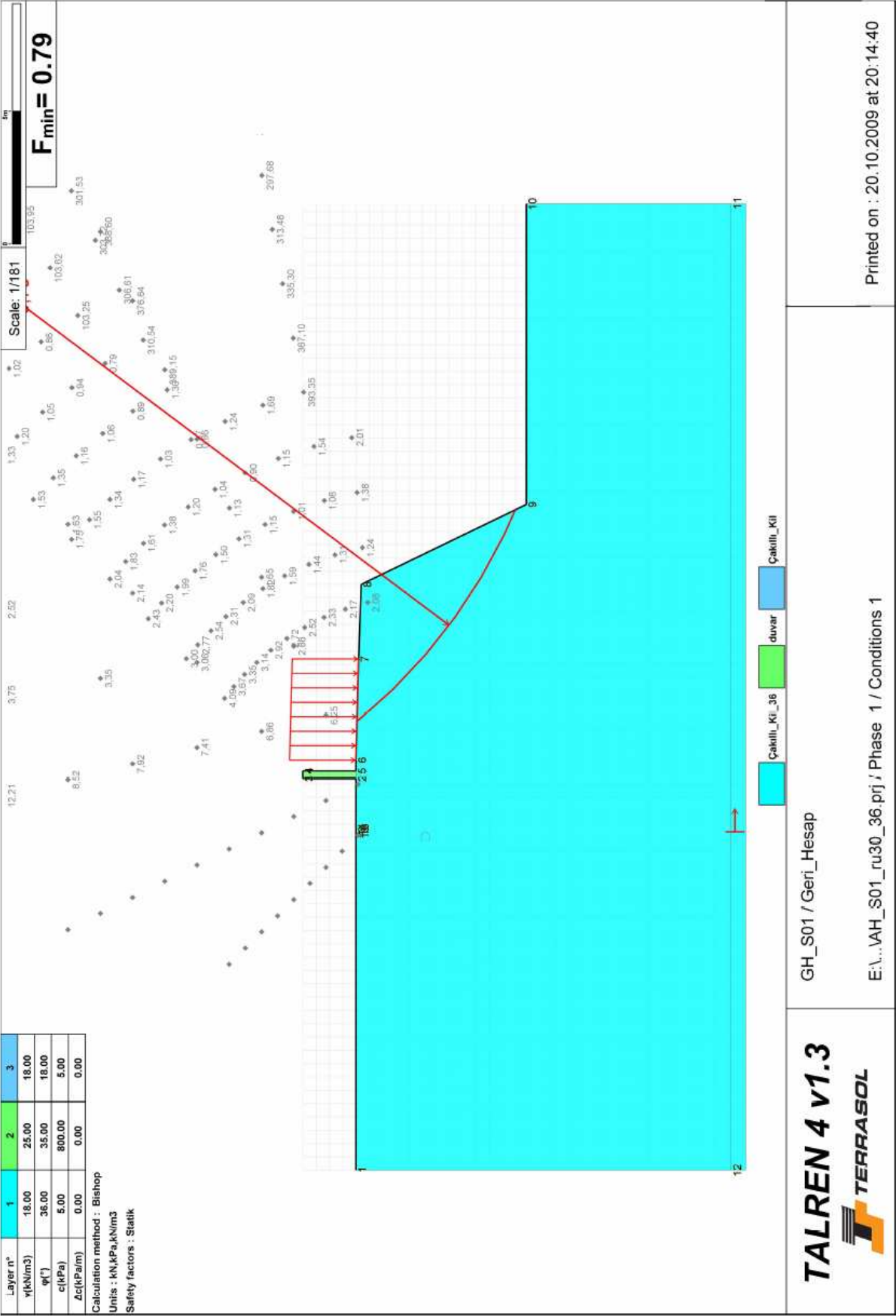


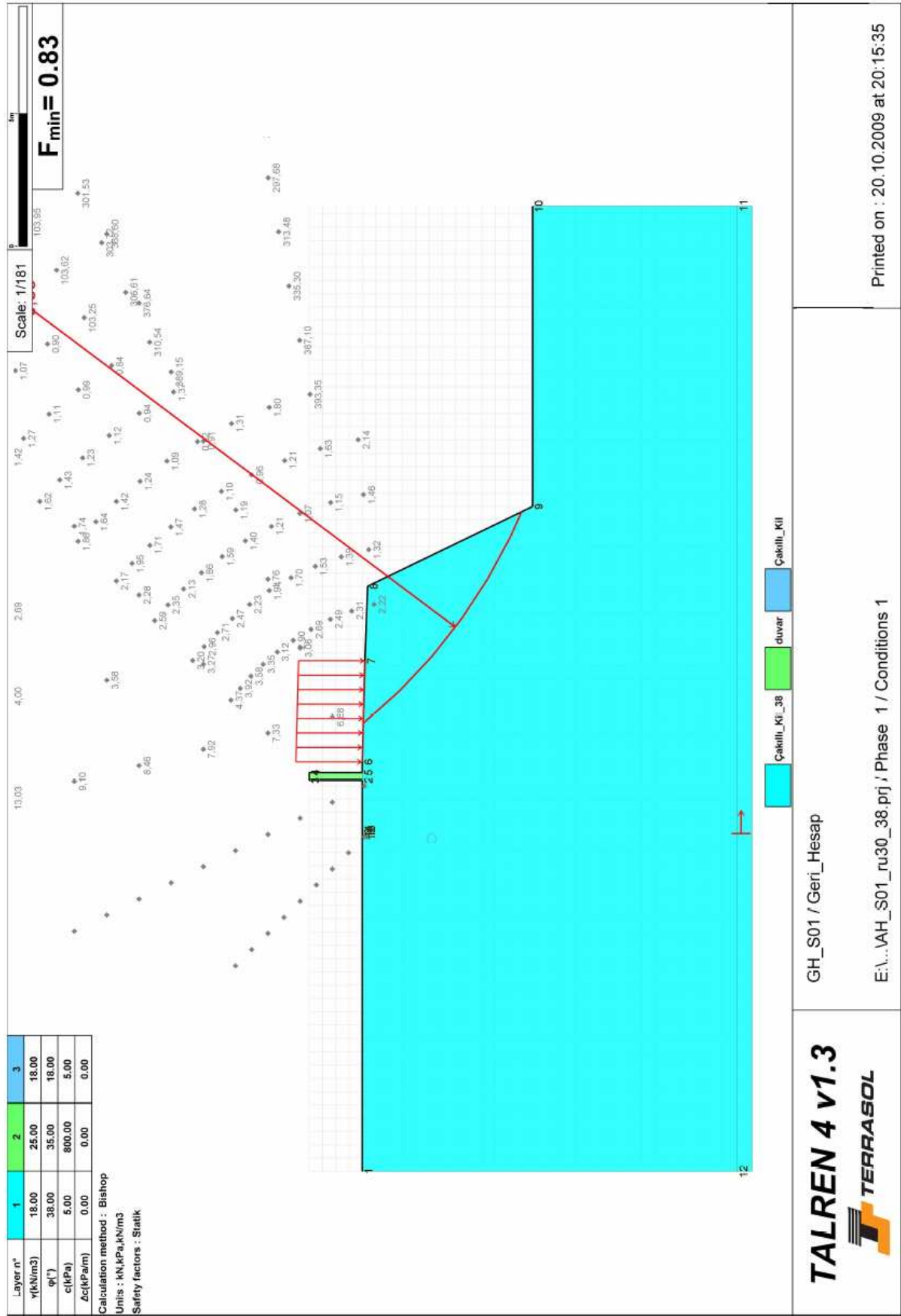


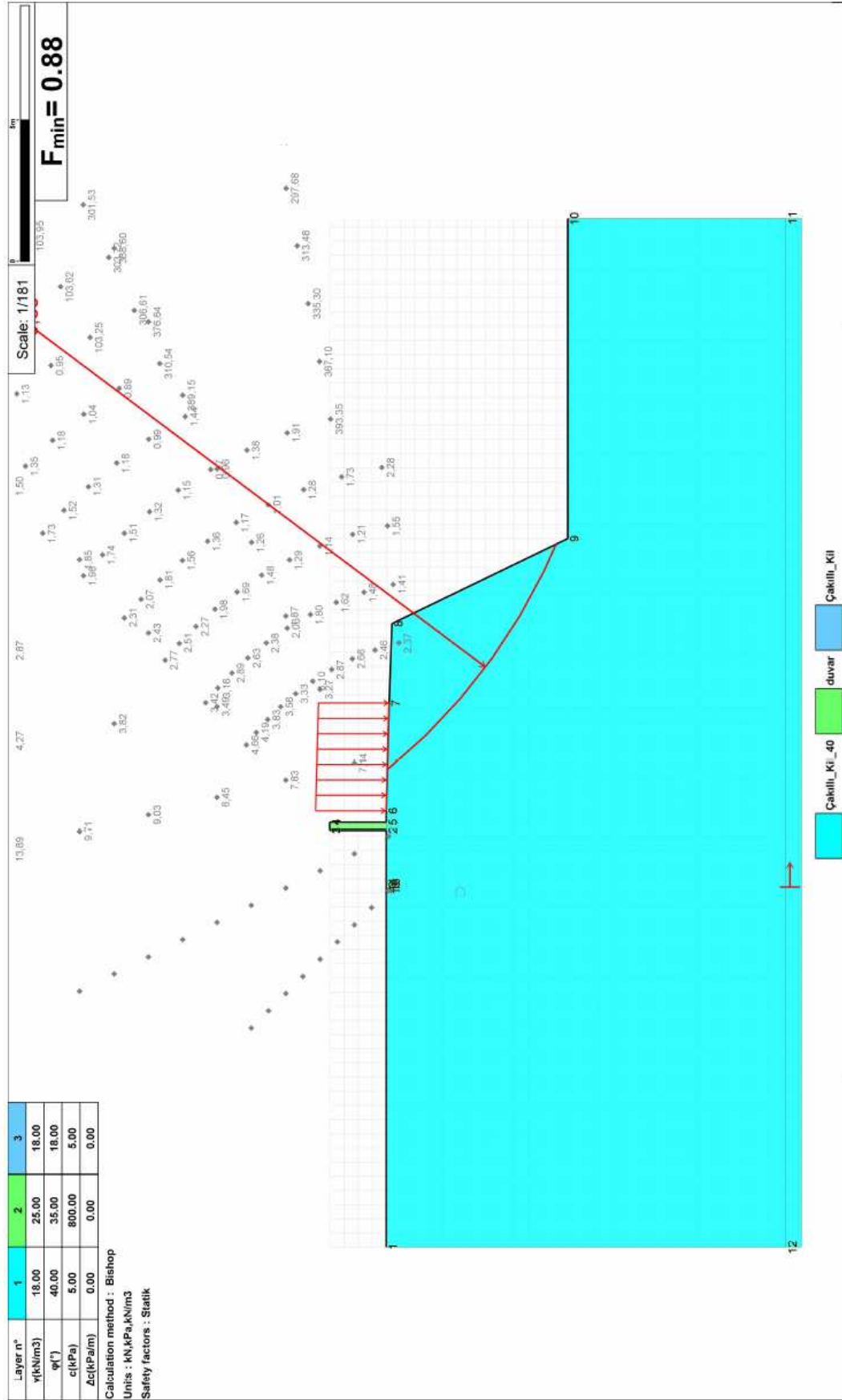


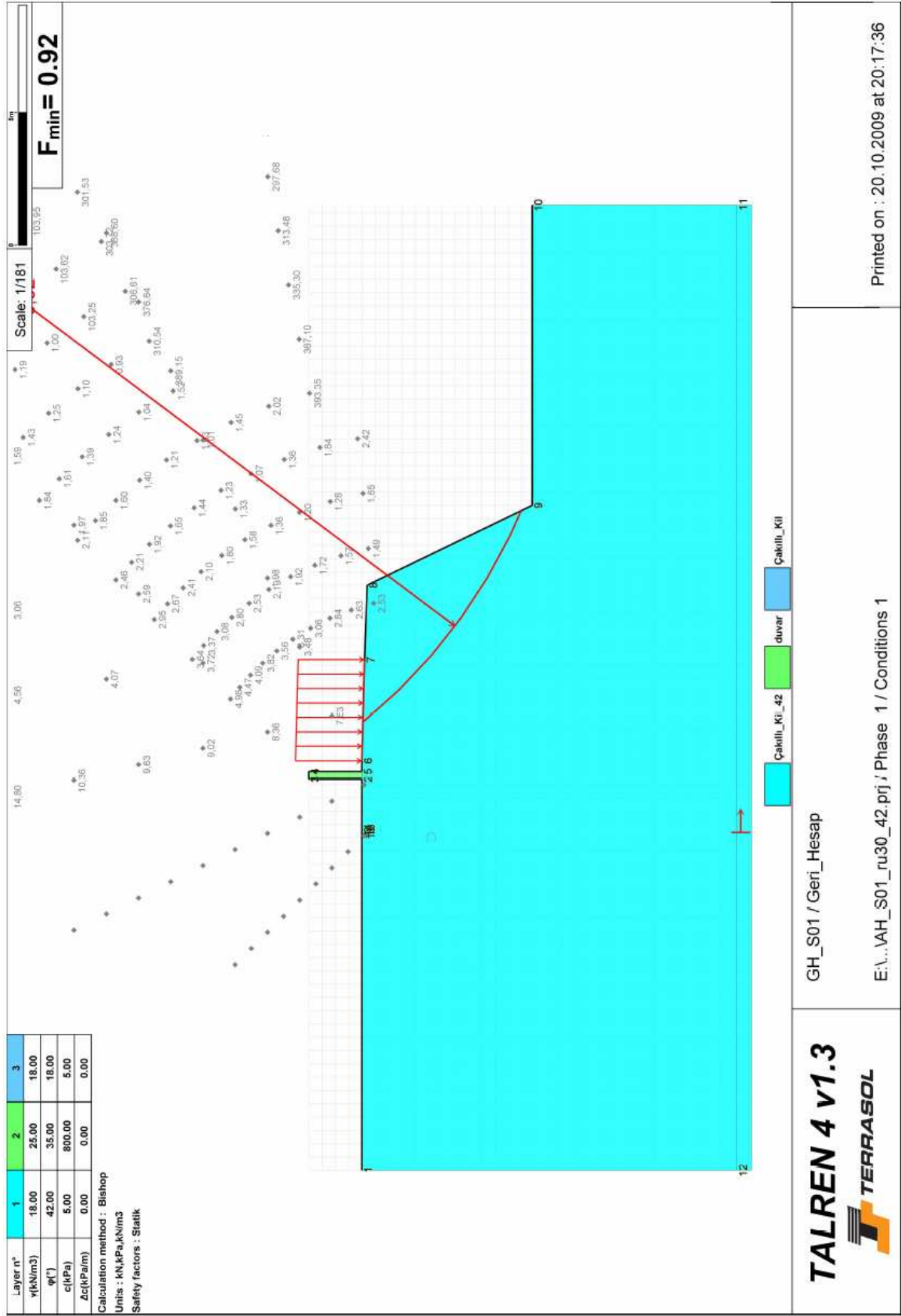


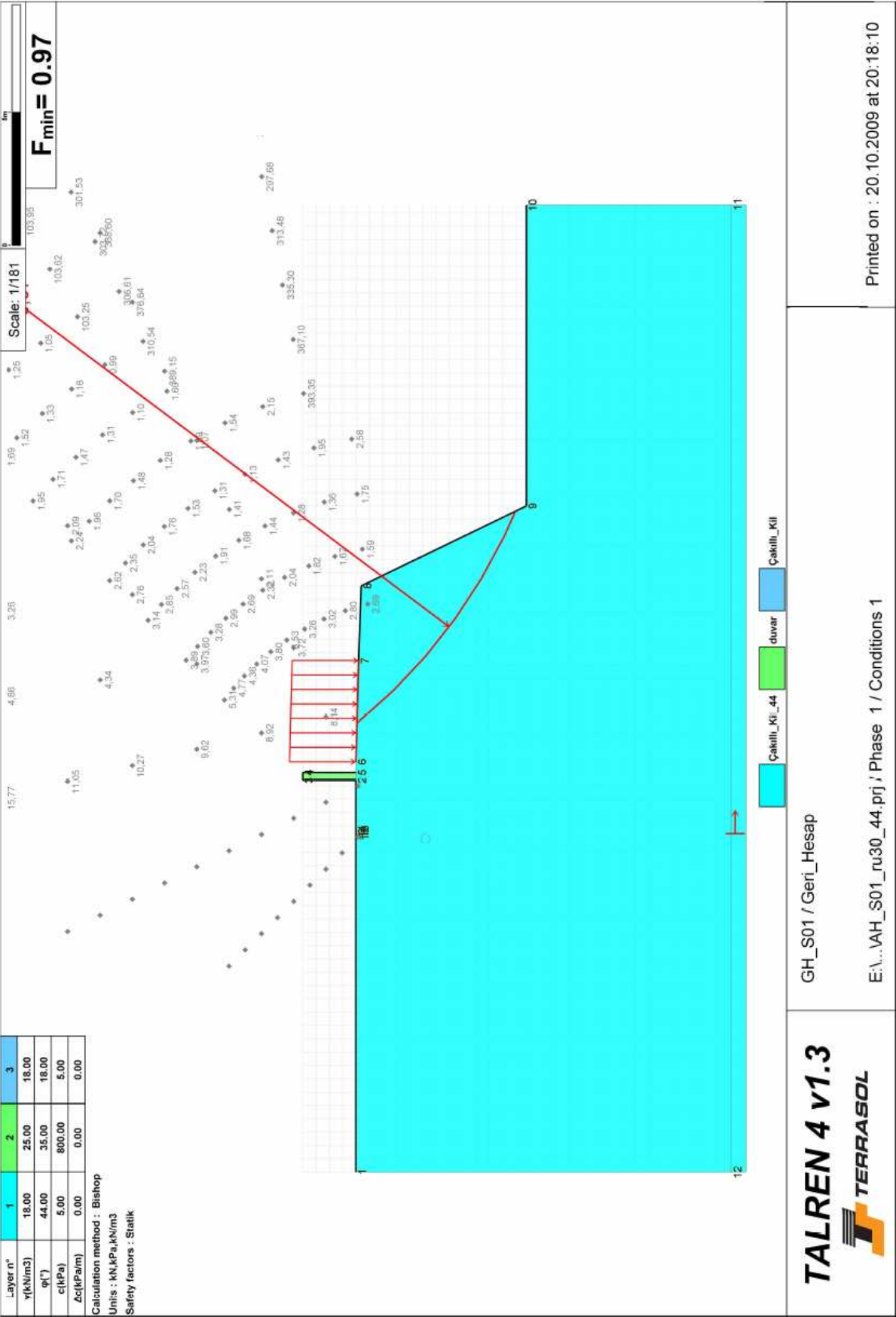






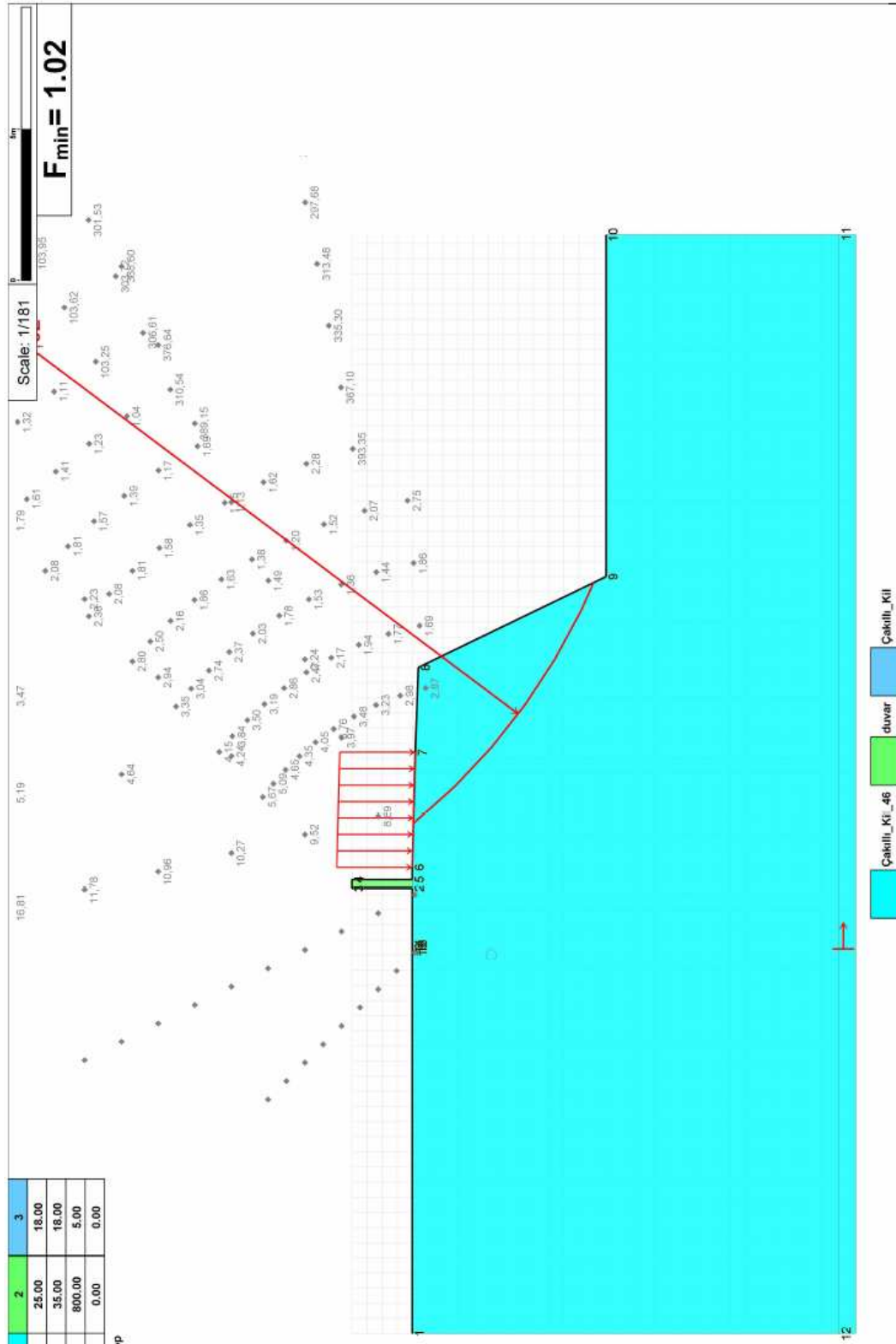






Layer n°	1	2	3
η (kN/m ³)	18.00	25.00	18.00
ϕ (%)	46.00	35.00	18.00
c (kPa)	5.00	800.00	5.00
z_c (kPa/m)	0.00	0.00	0.00

Calculation method : Bishop
Units : kN,kPa,kN/m3
Safety factors : Statik



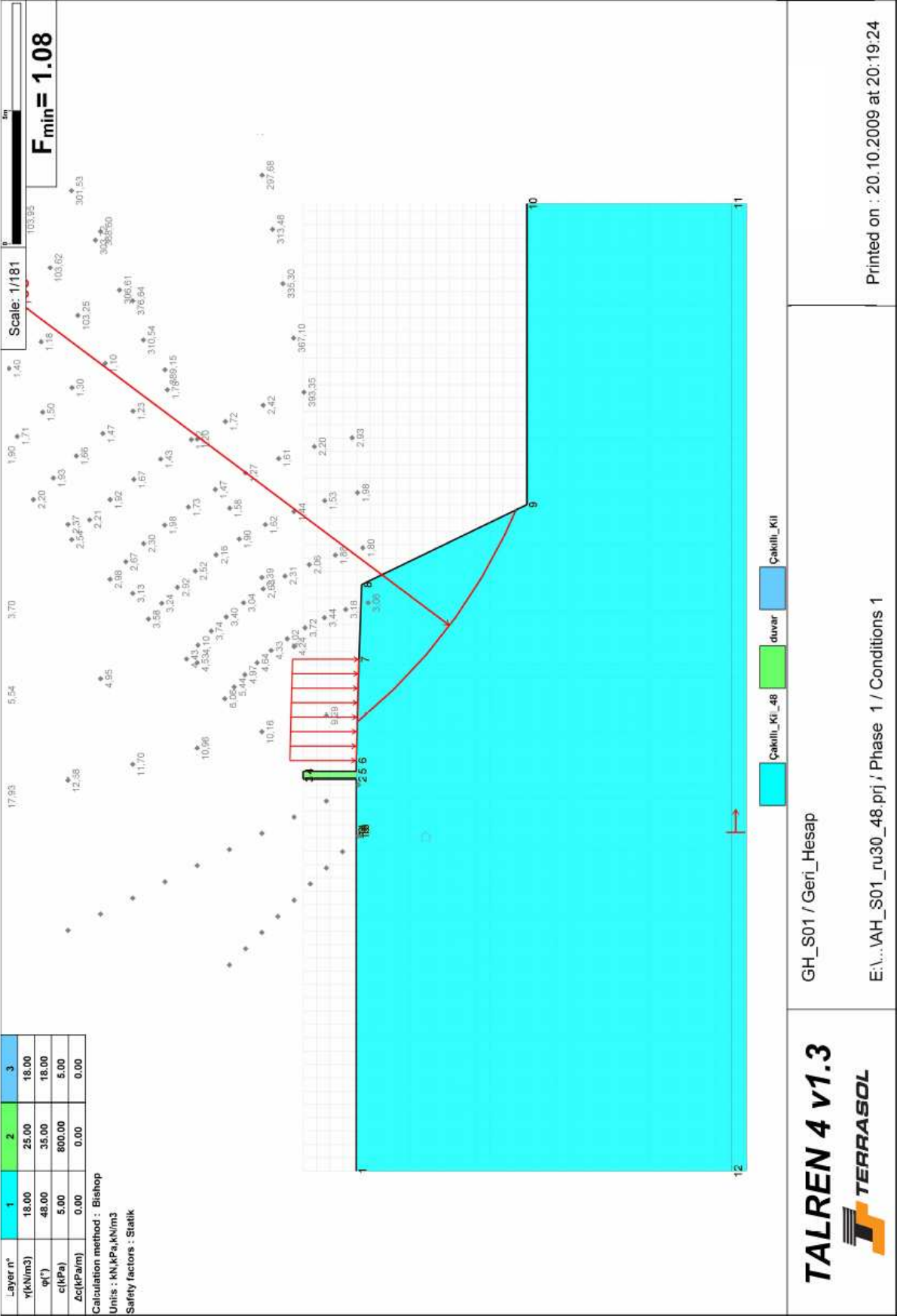
TALREN 4 v1.3



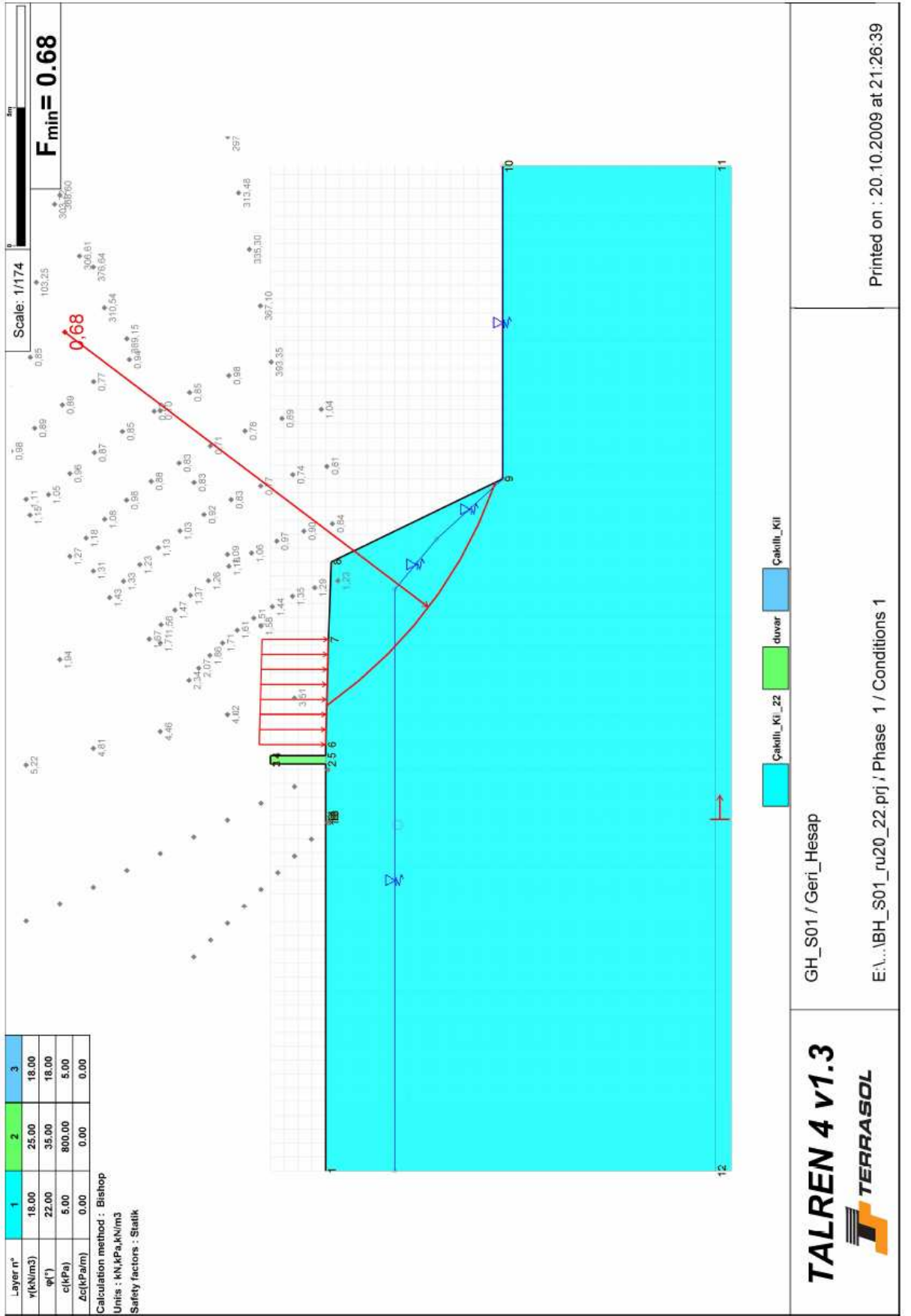
GH_S01 / Geri_Hesap

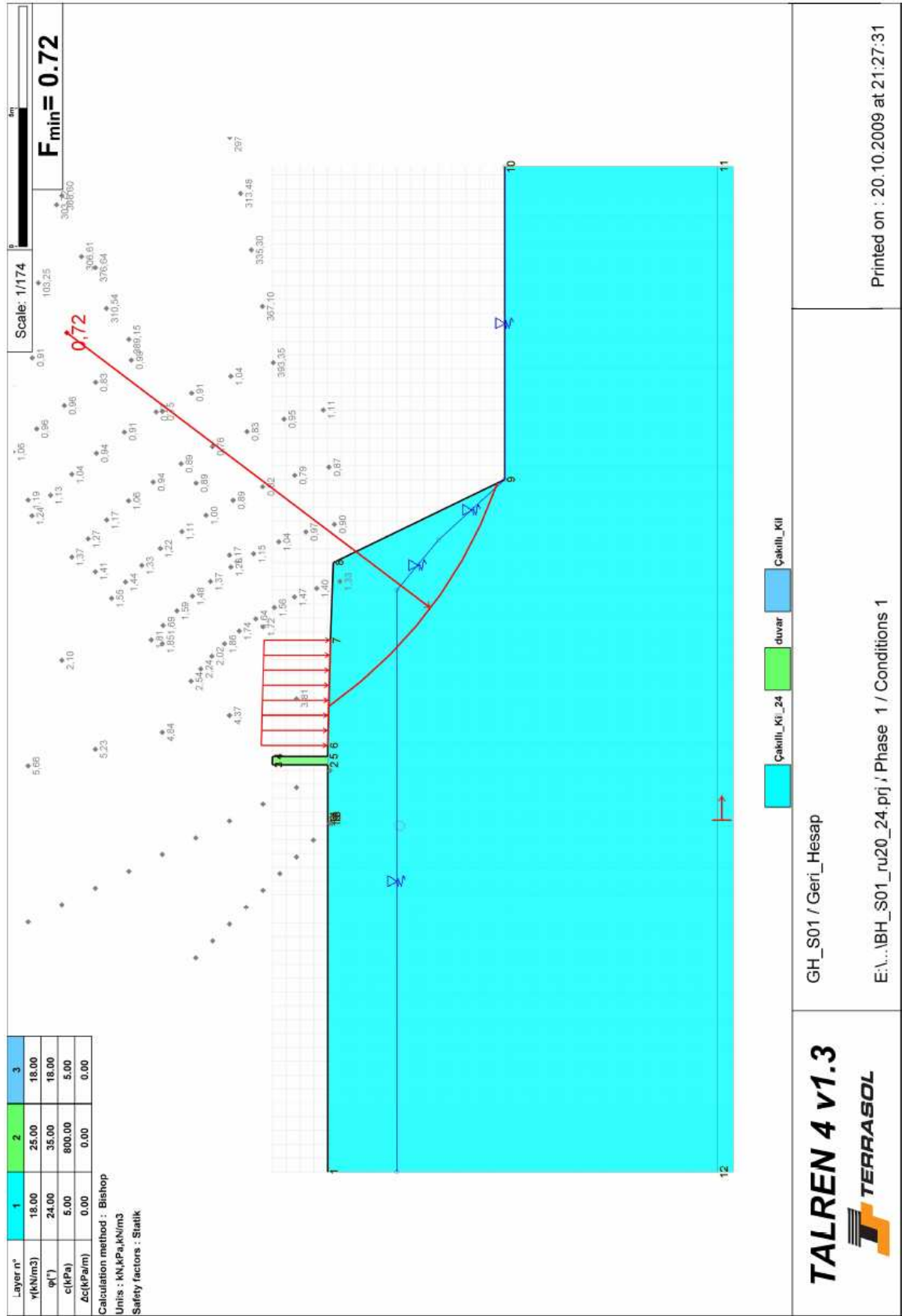
E:\...VAH_S01_ru30_46.prj / Phase 1 / Conditions 1

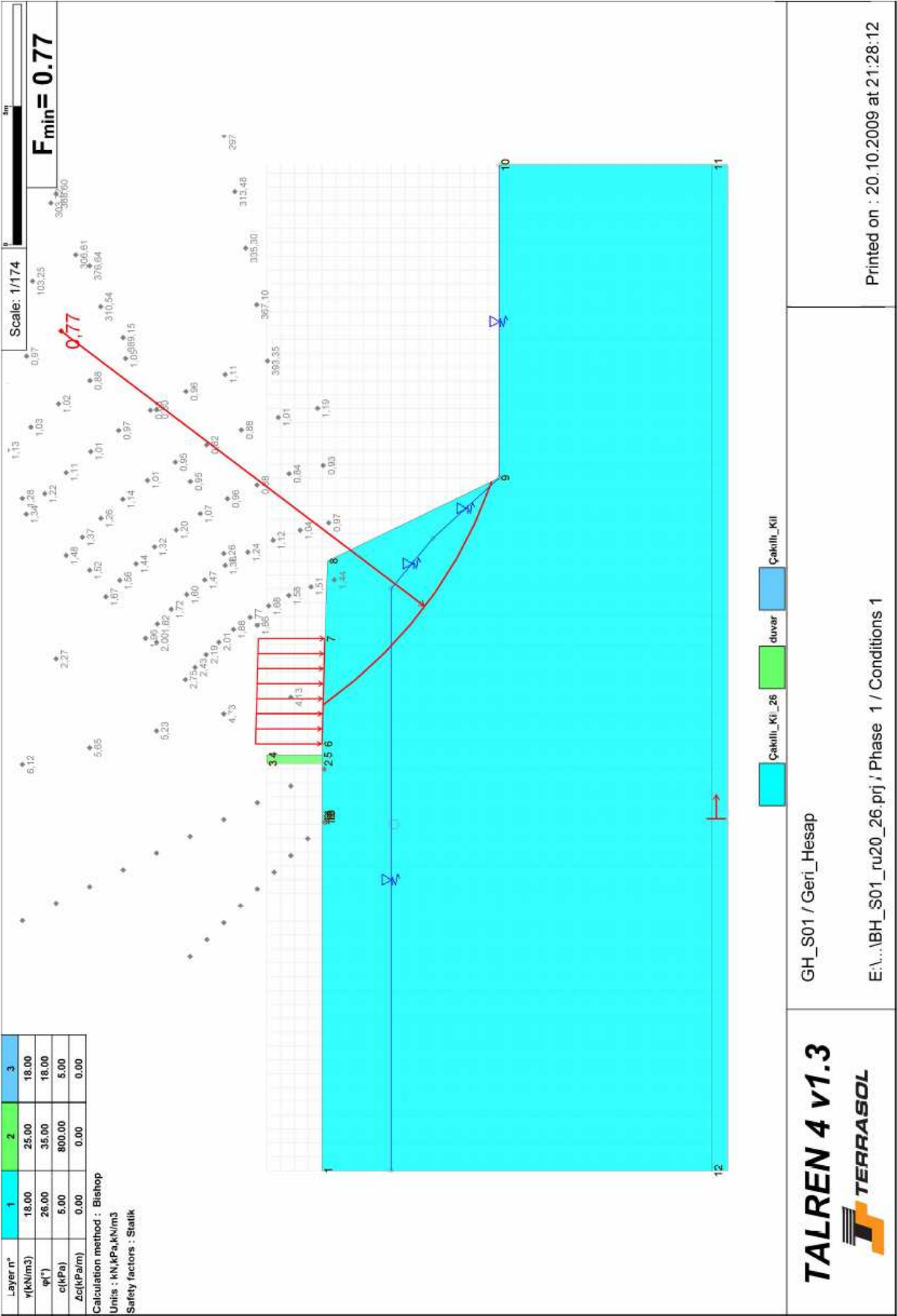
Printed on : 20.10.2009 at 20:18:43

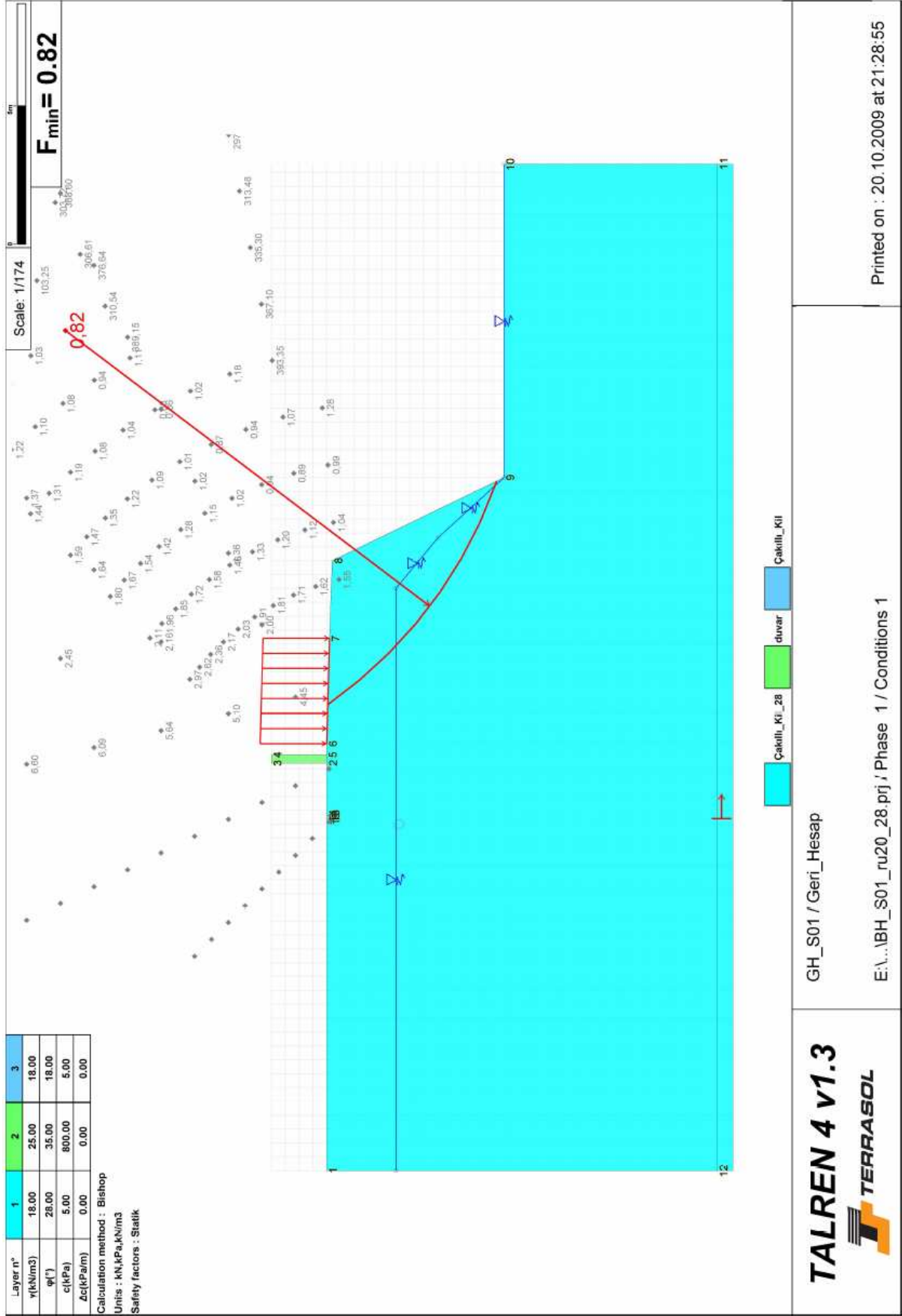


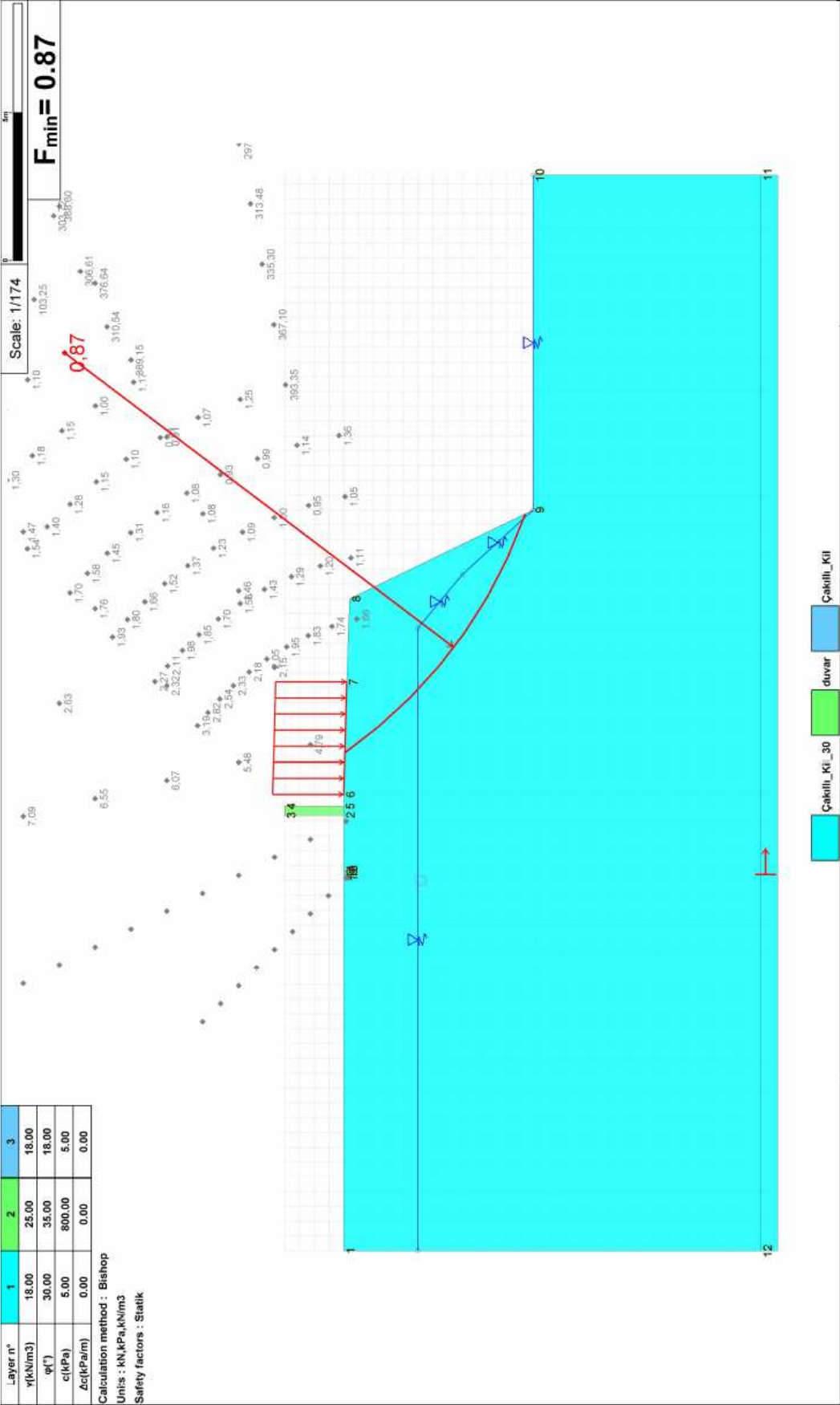
EK A.3 : 2B-T Analizi Talren Çıktıları

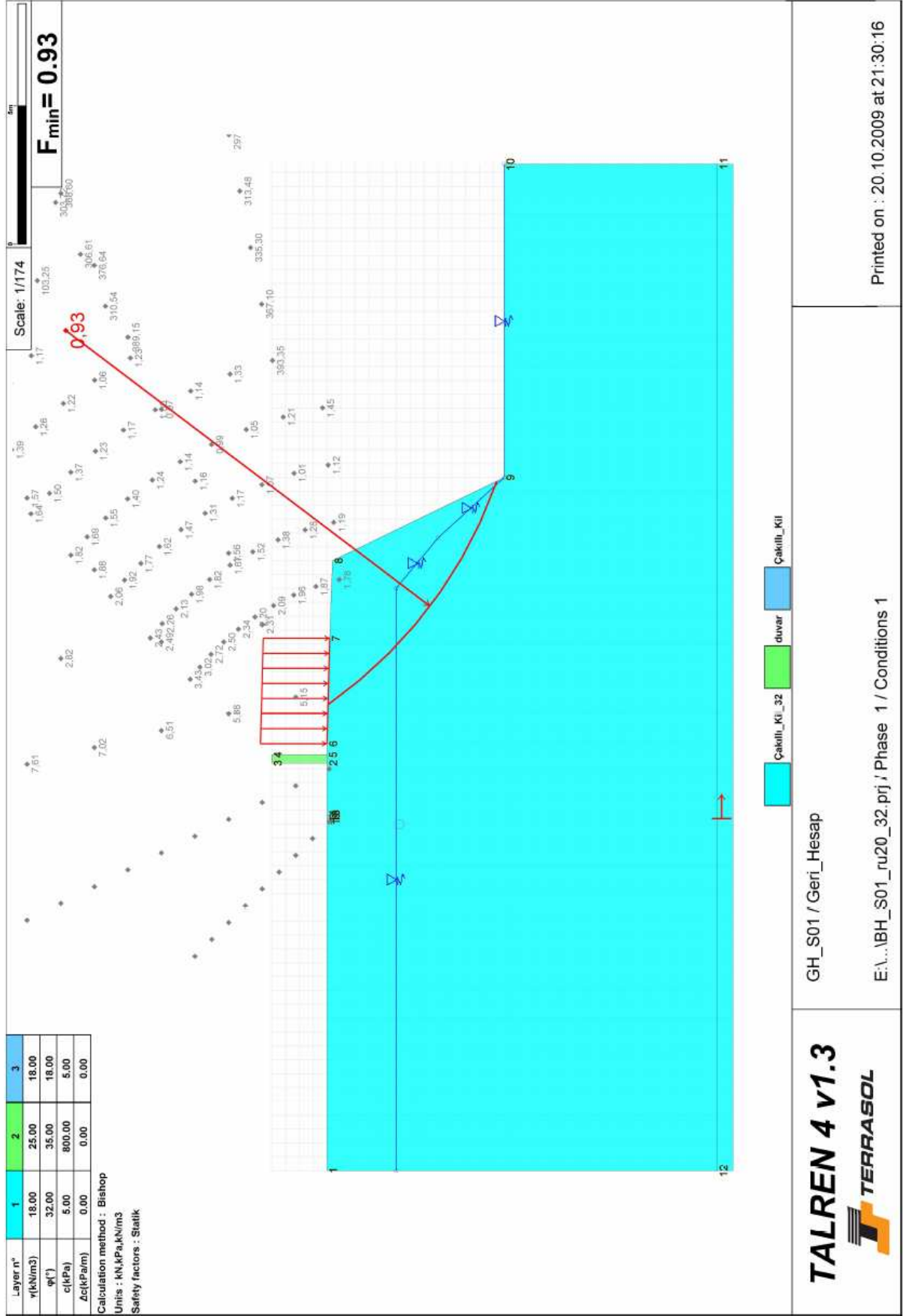


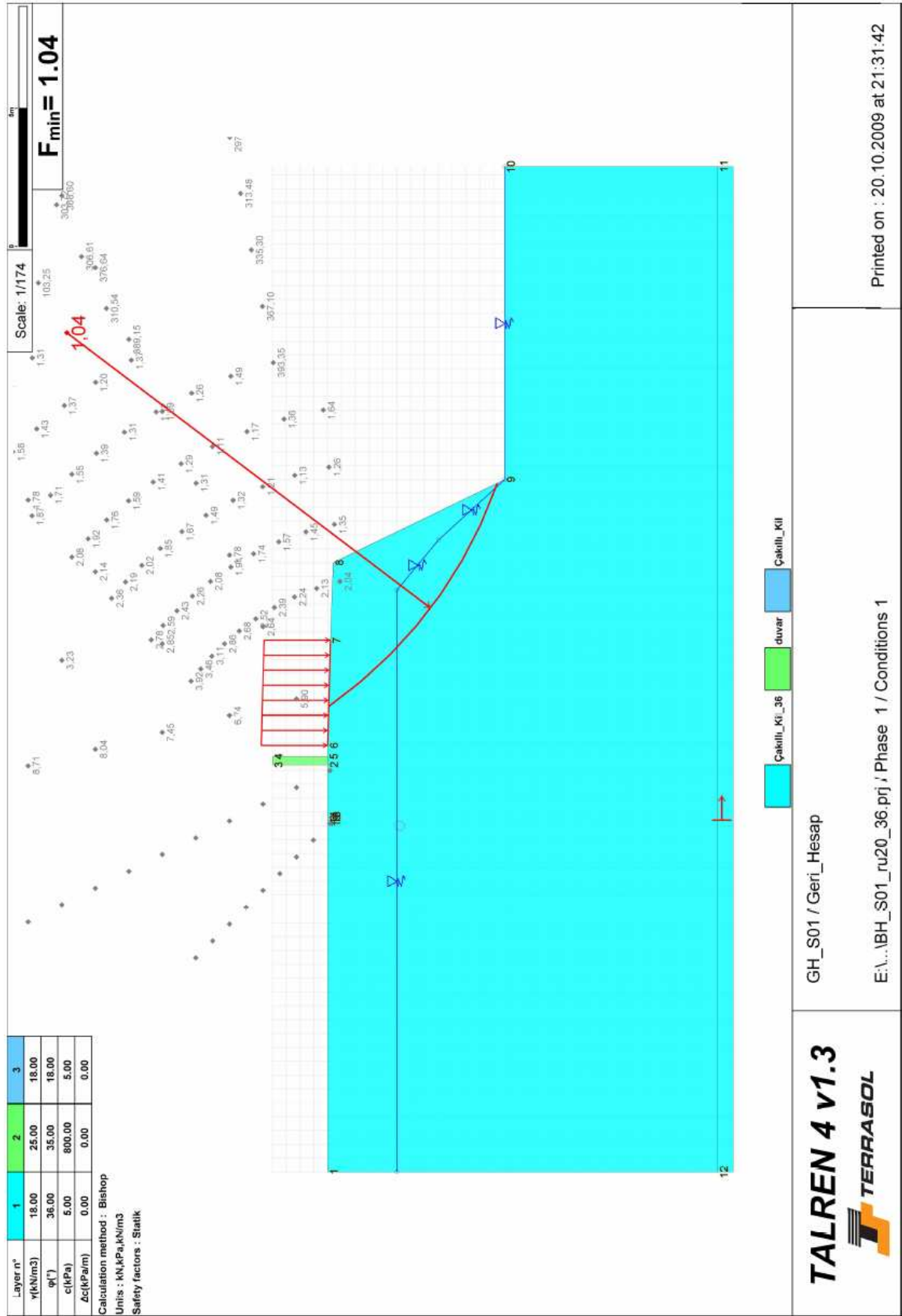


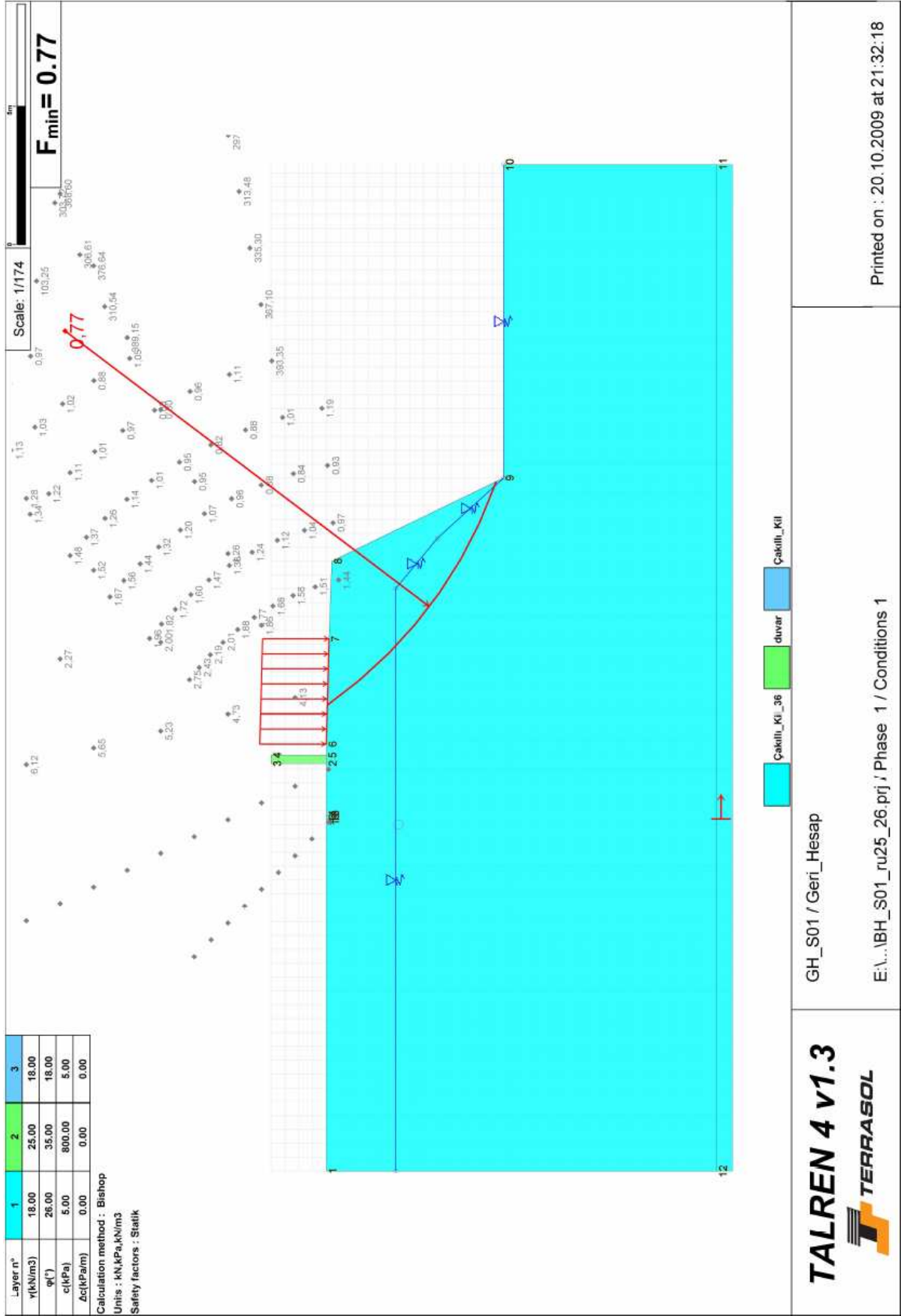


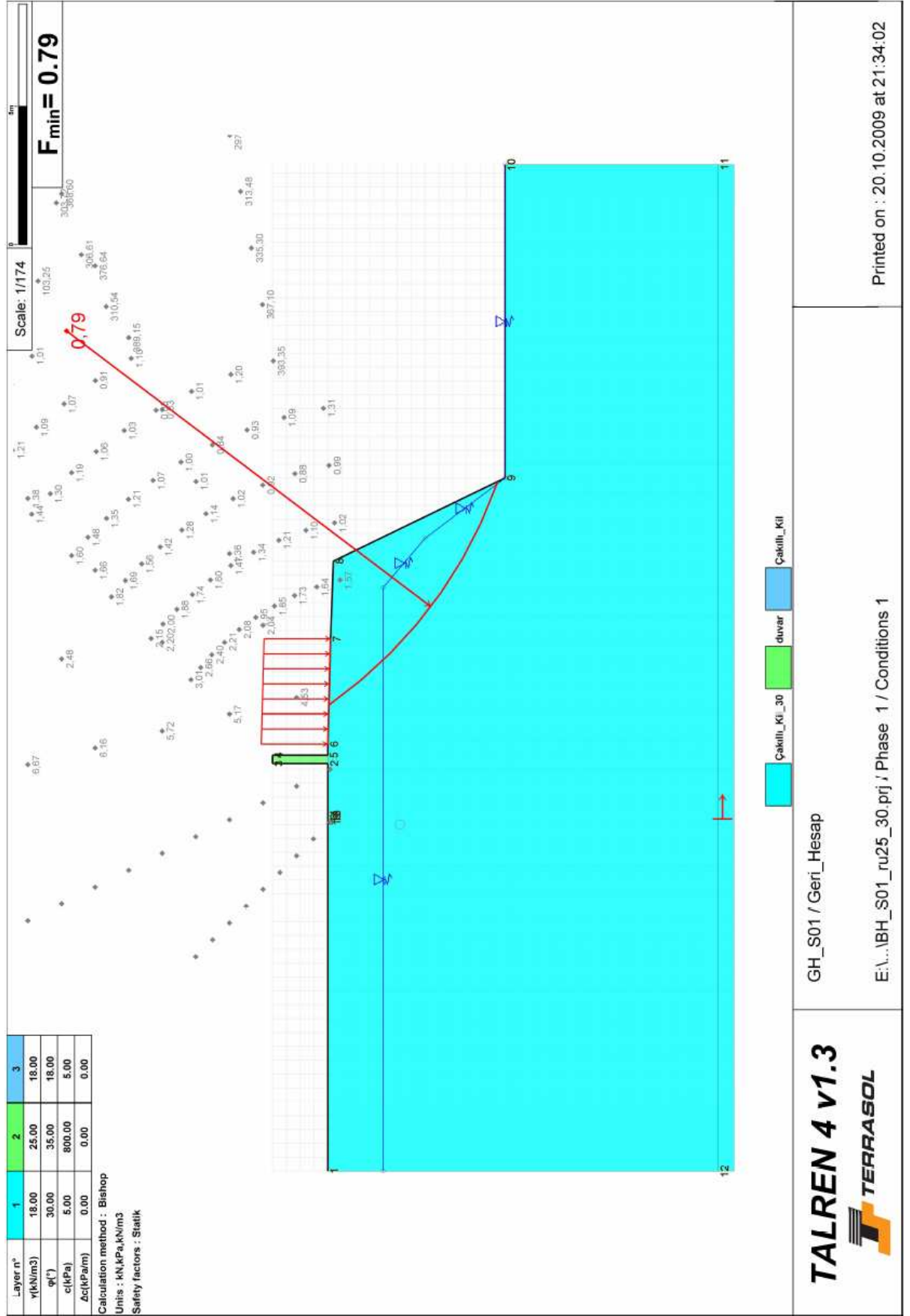


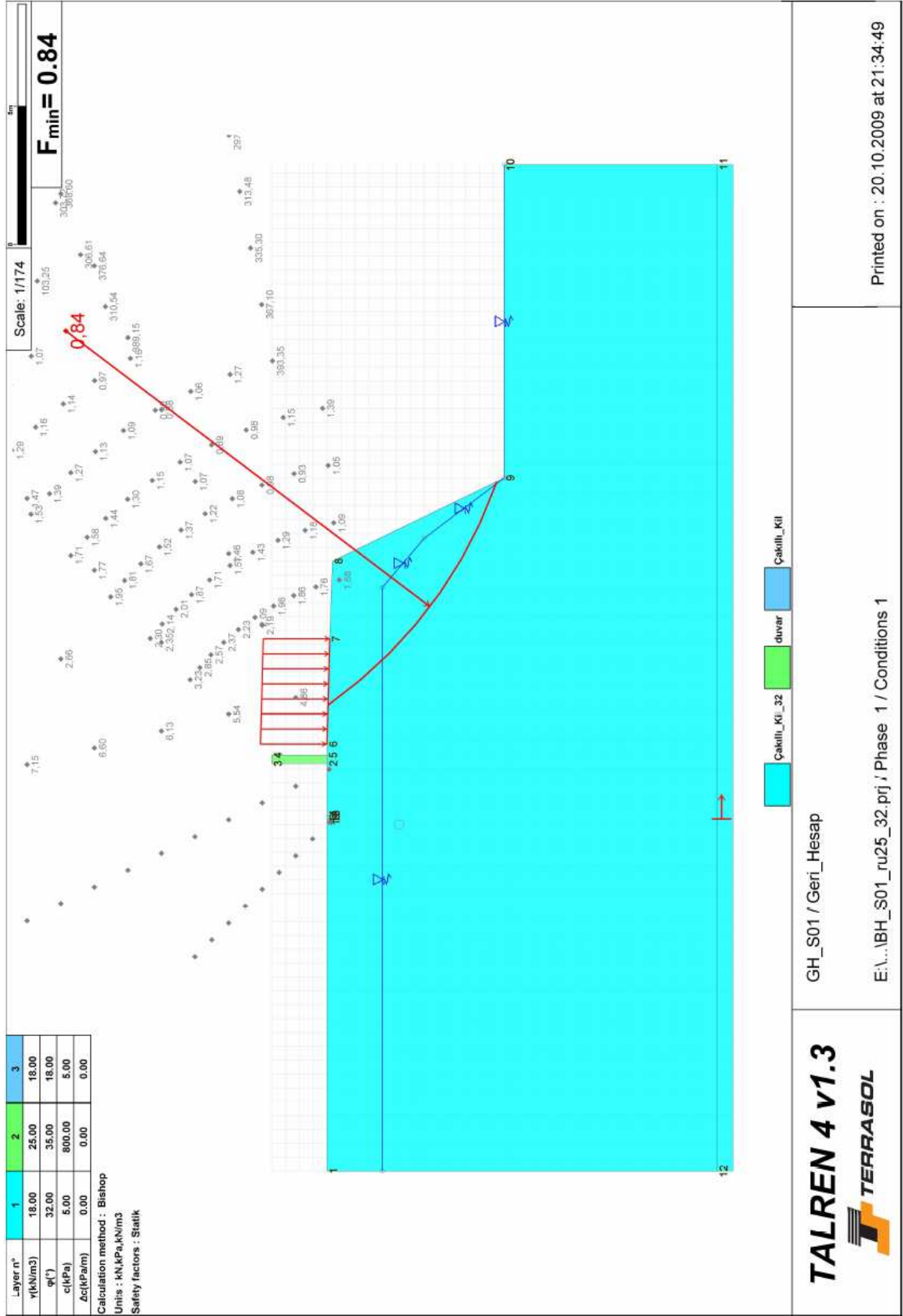


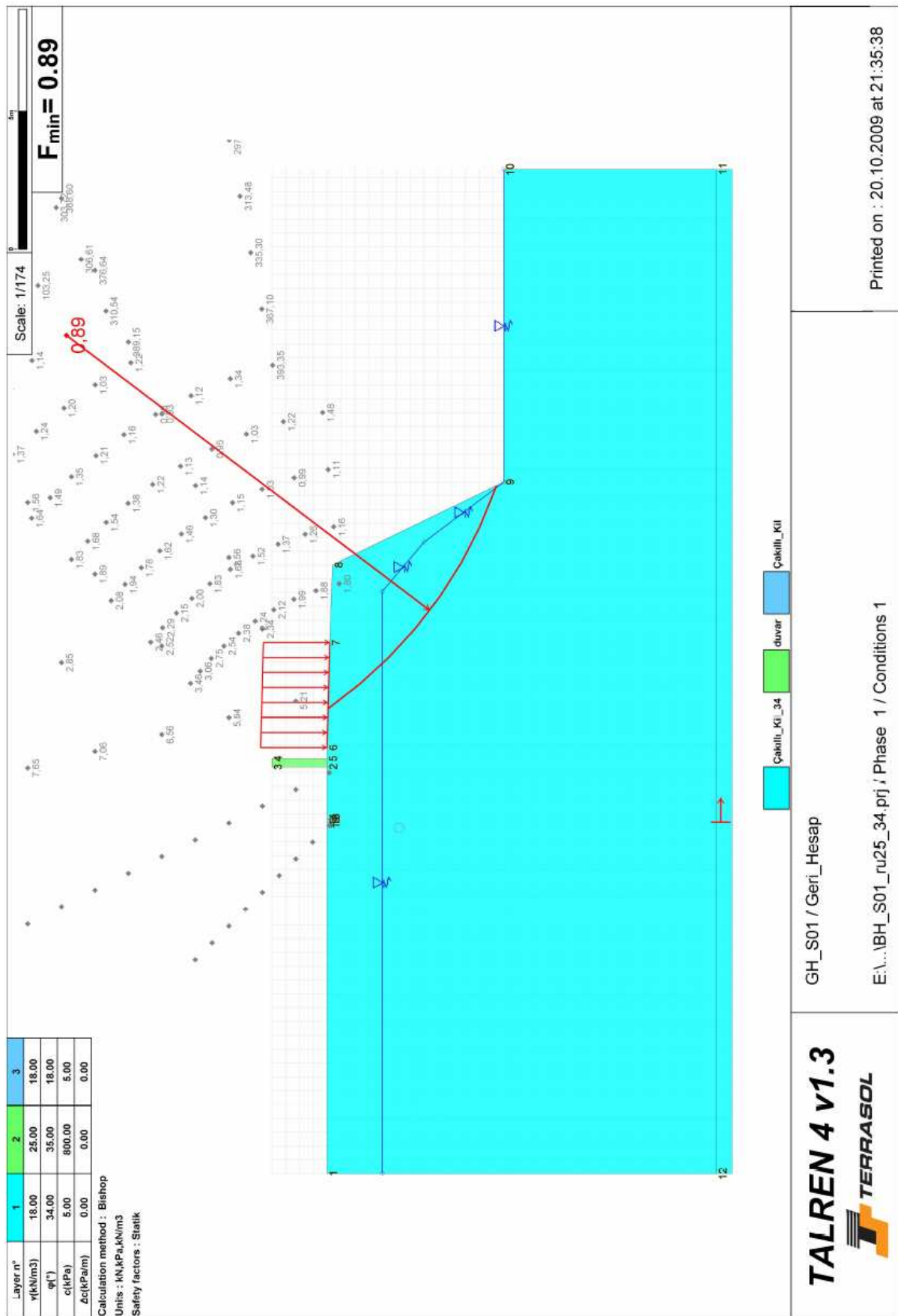


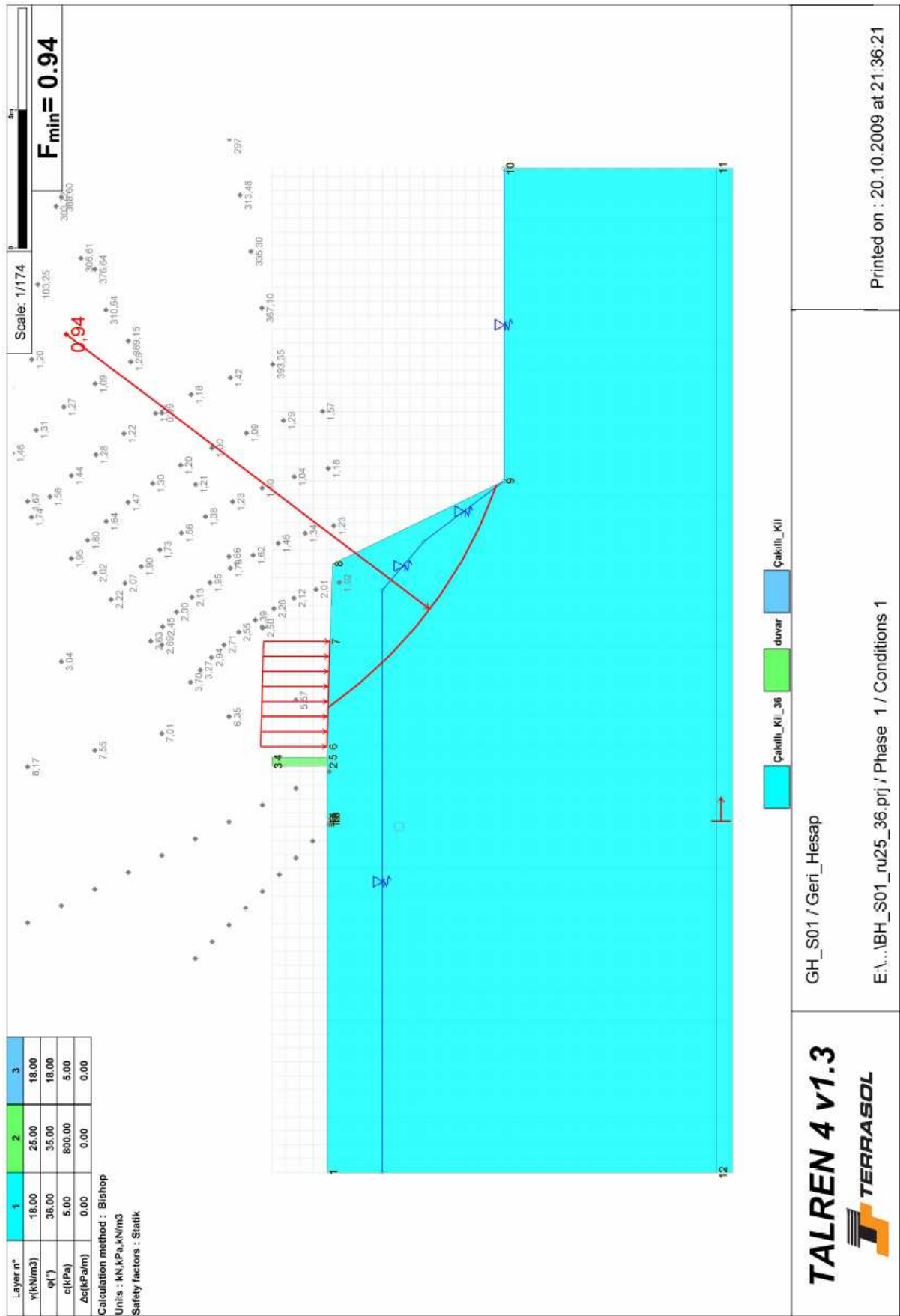


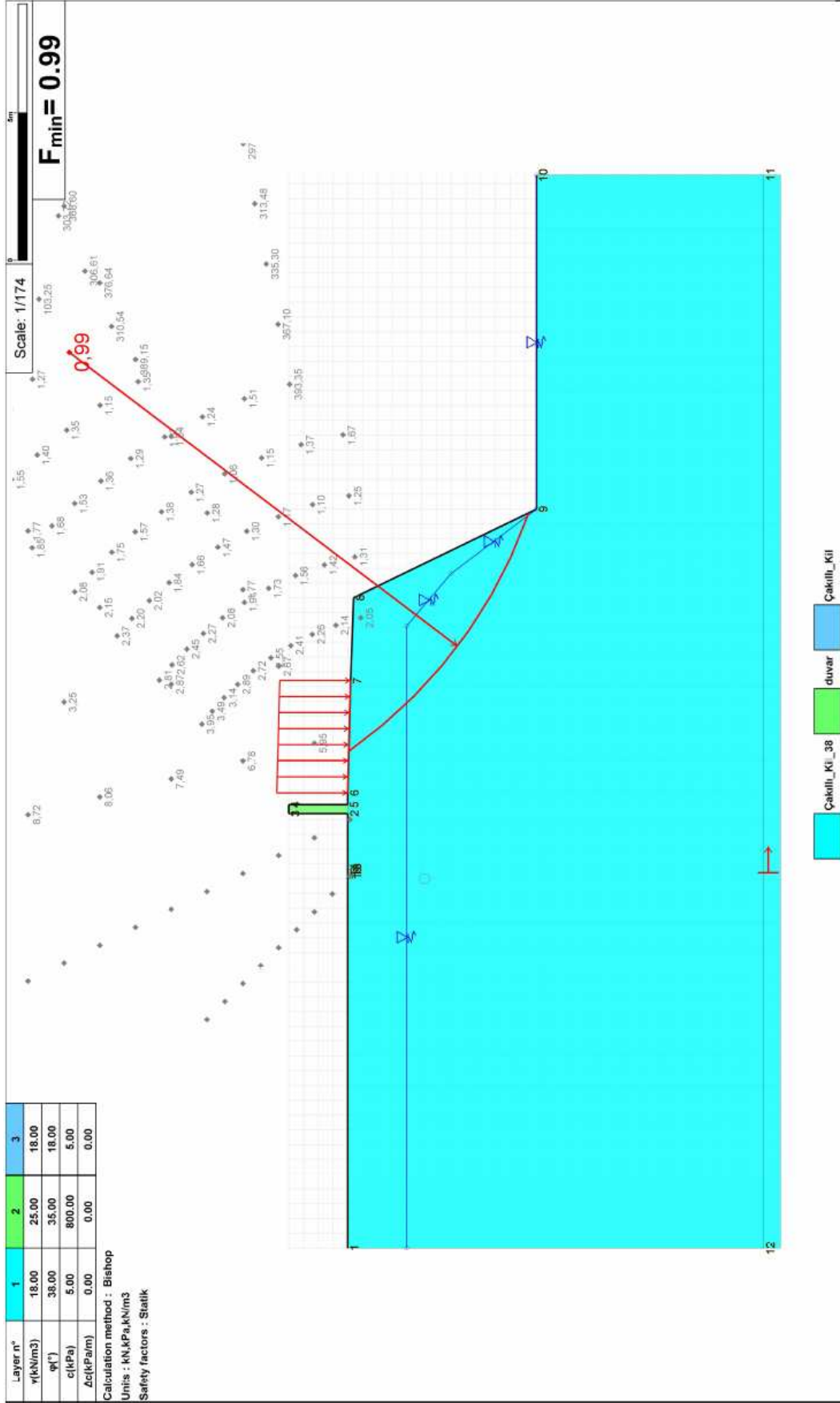


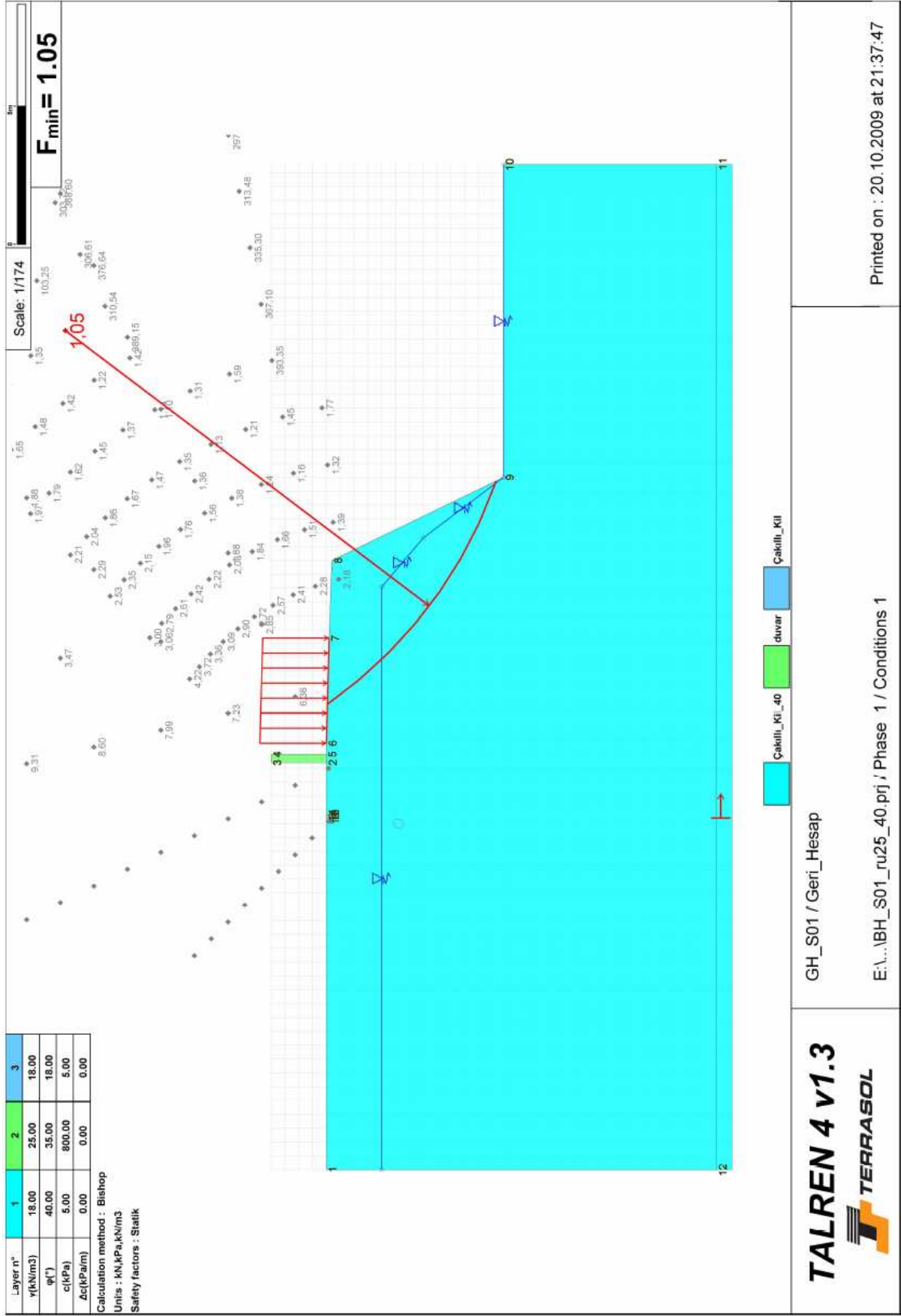


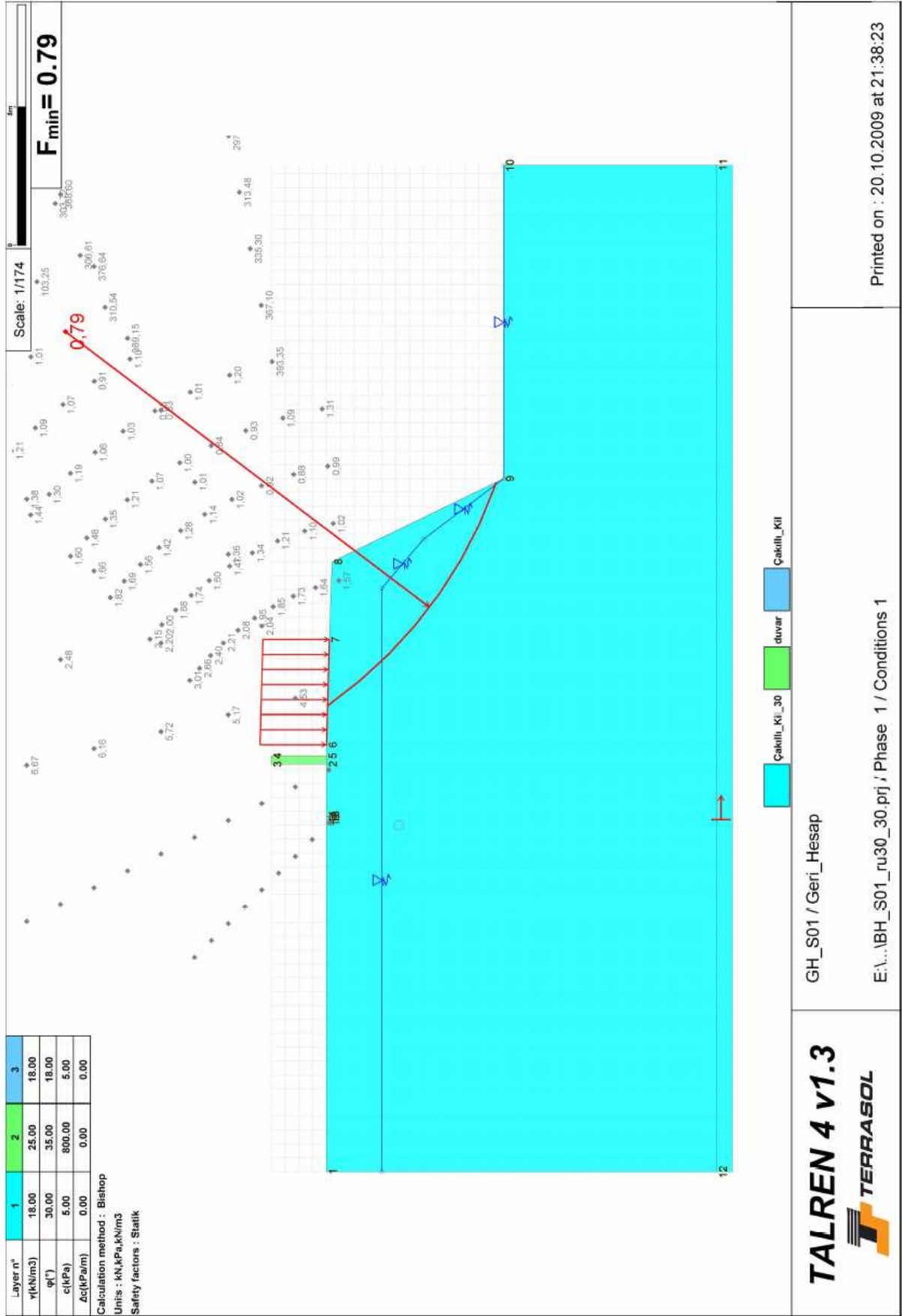


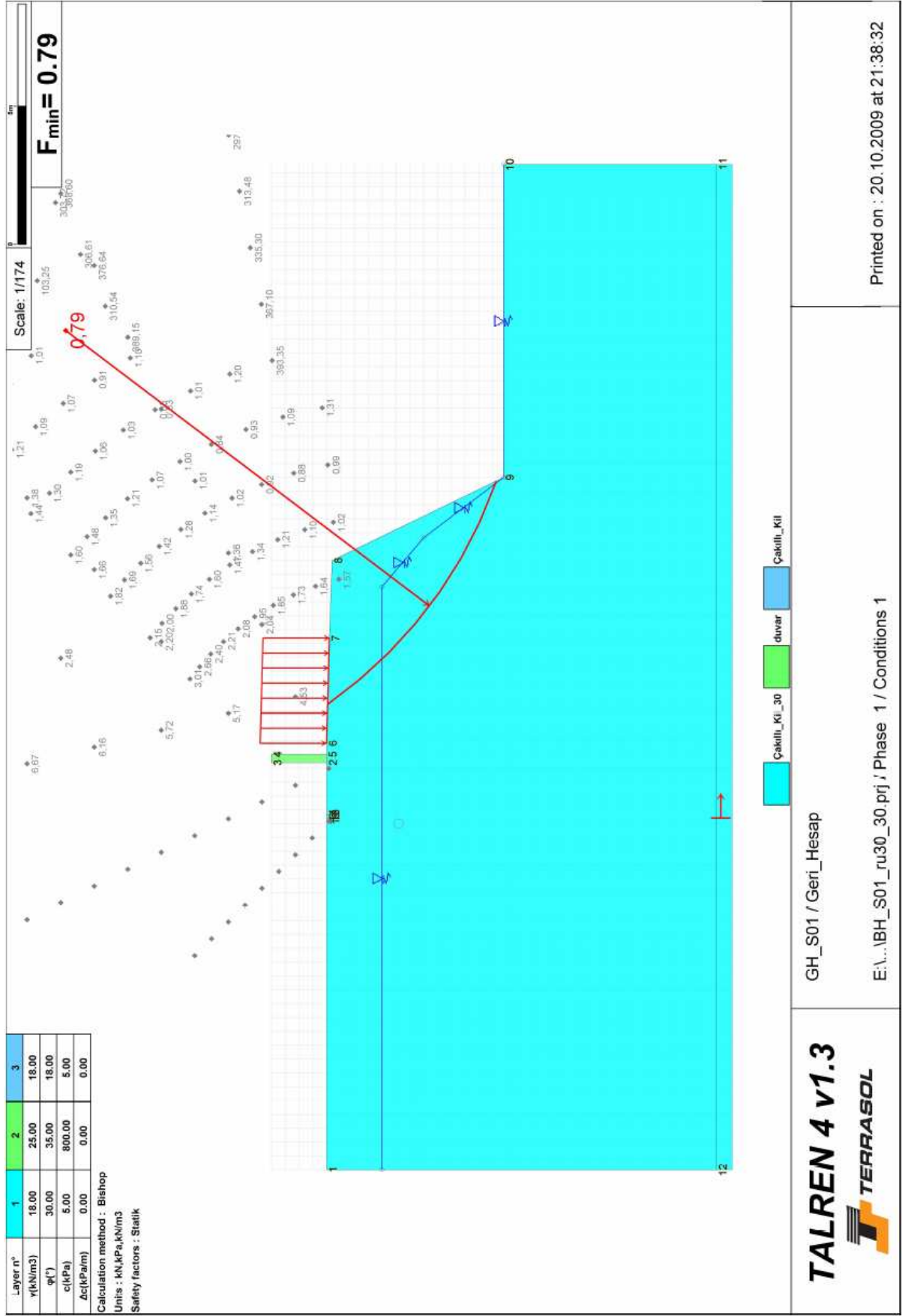


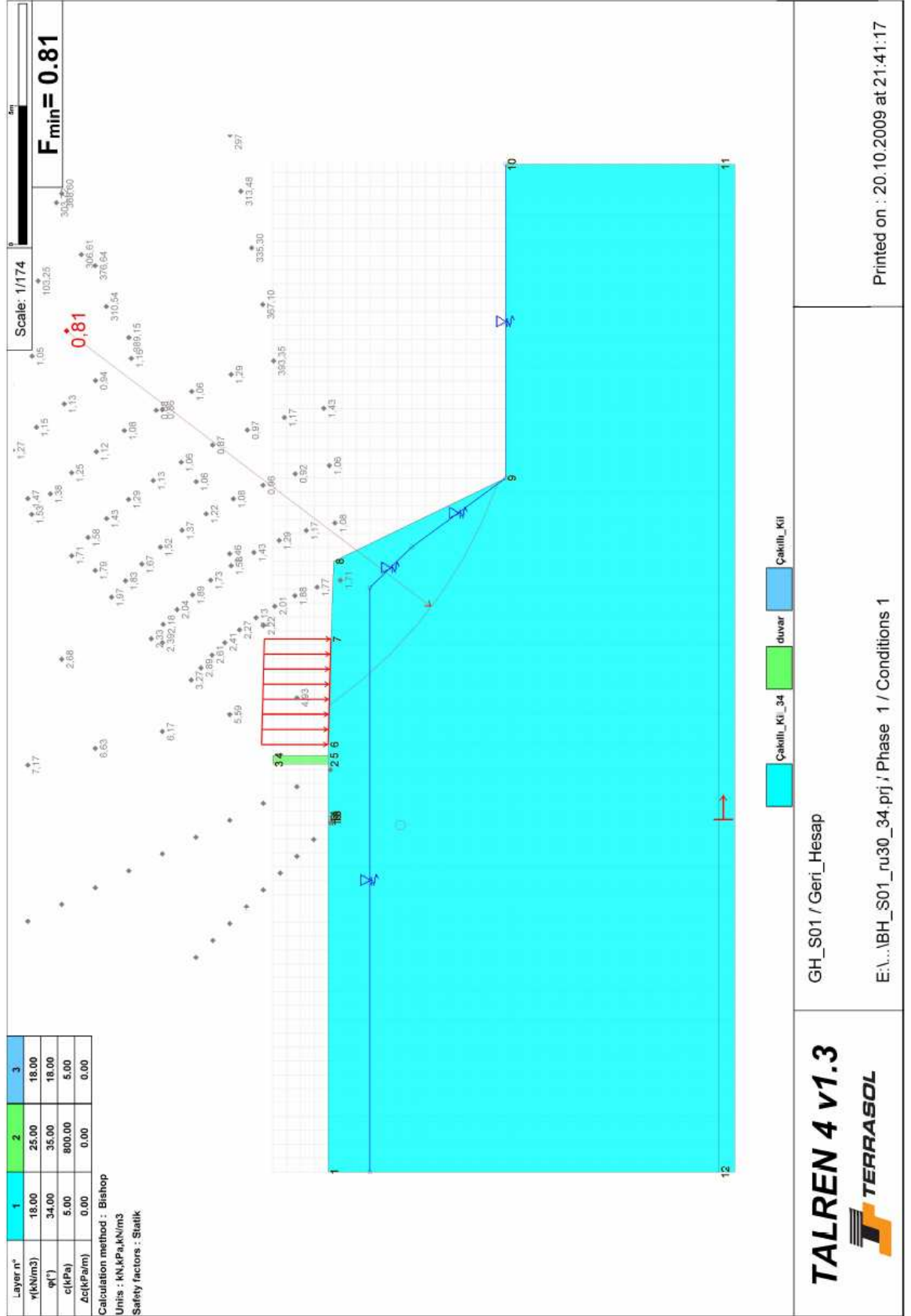


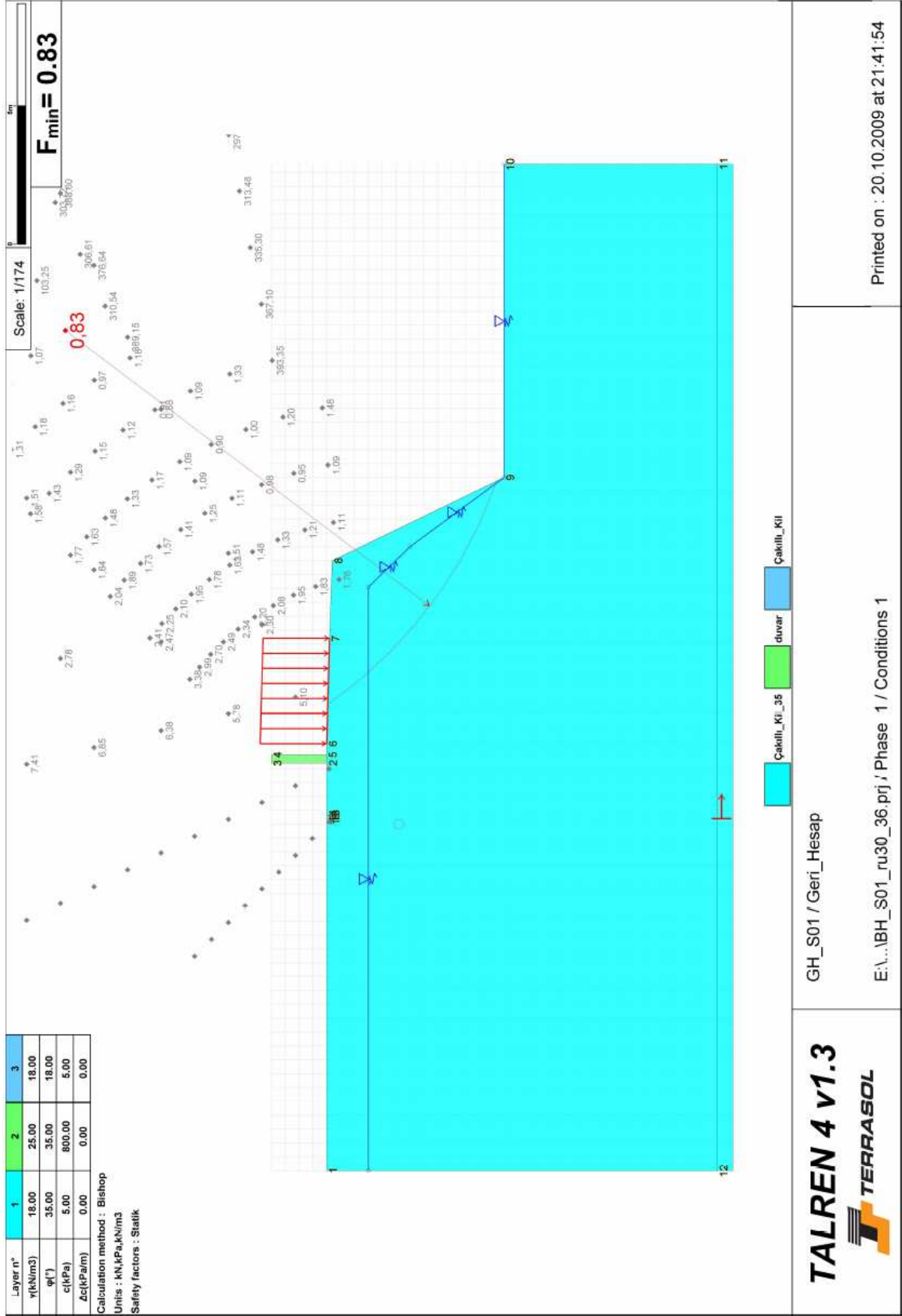


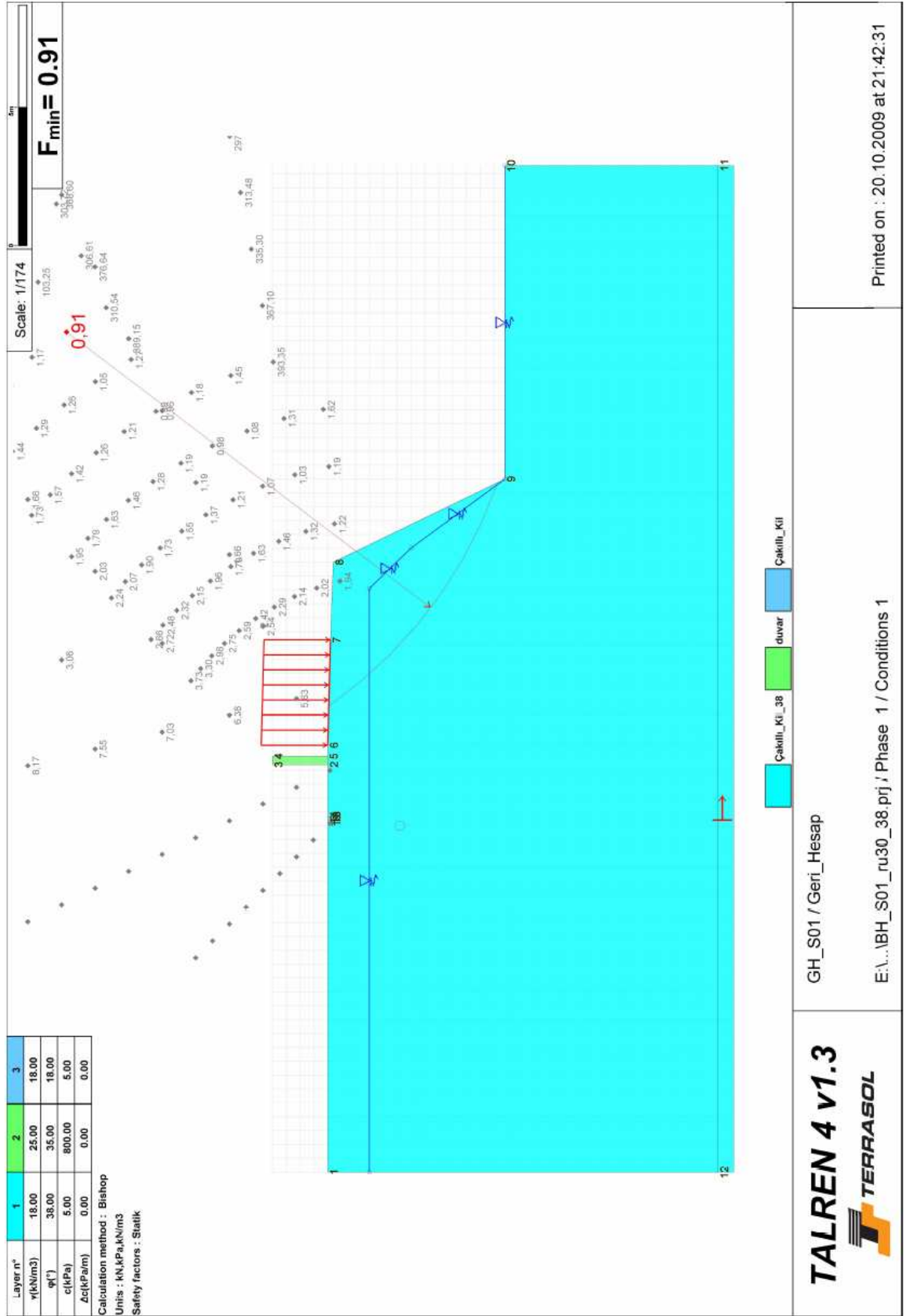


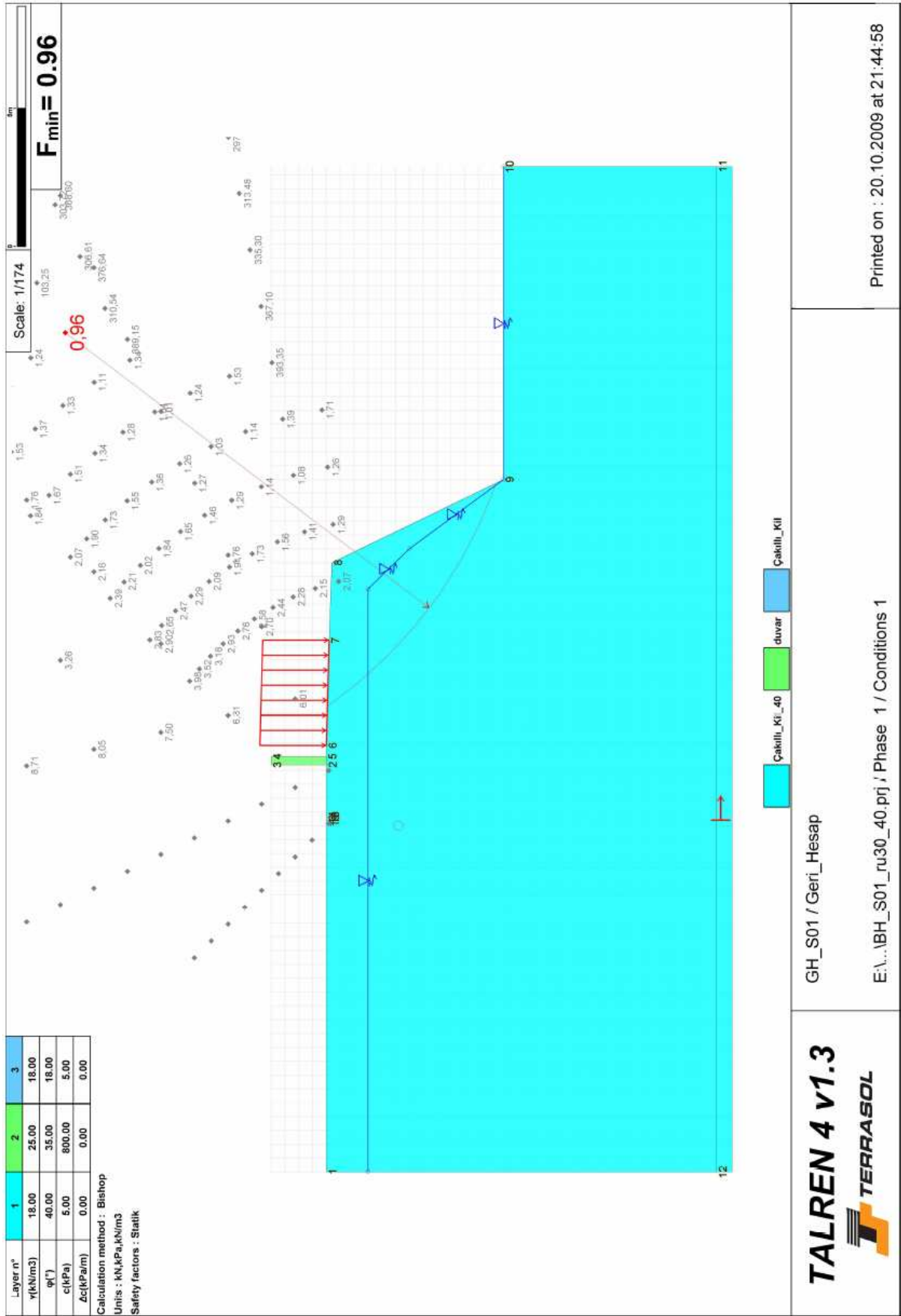


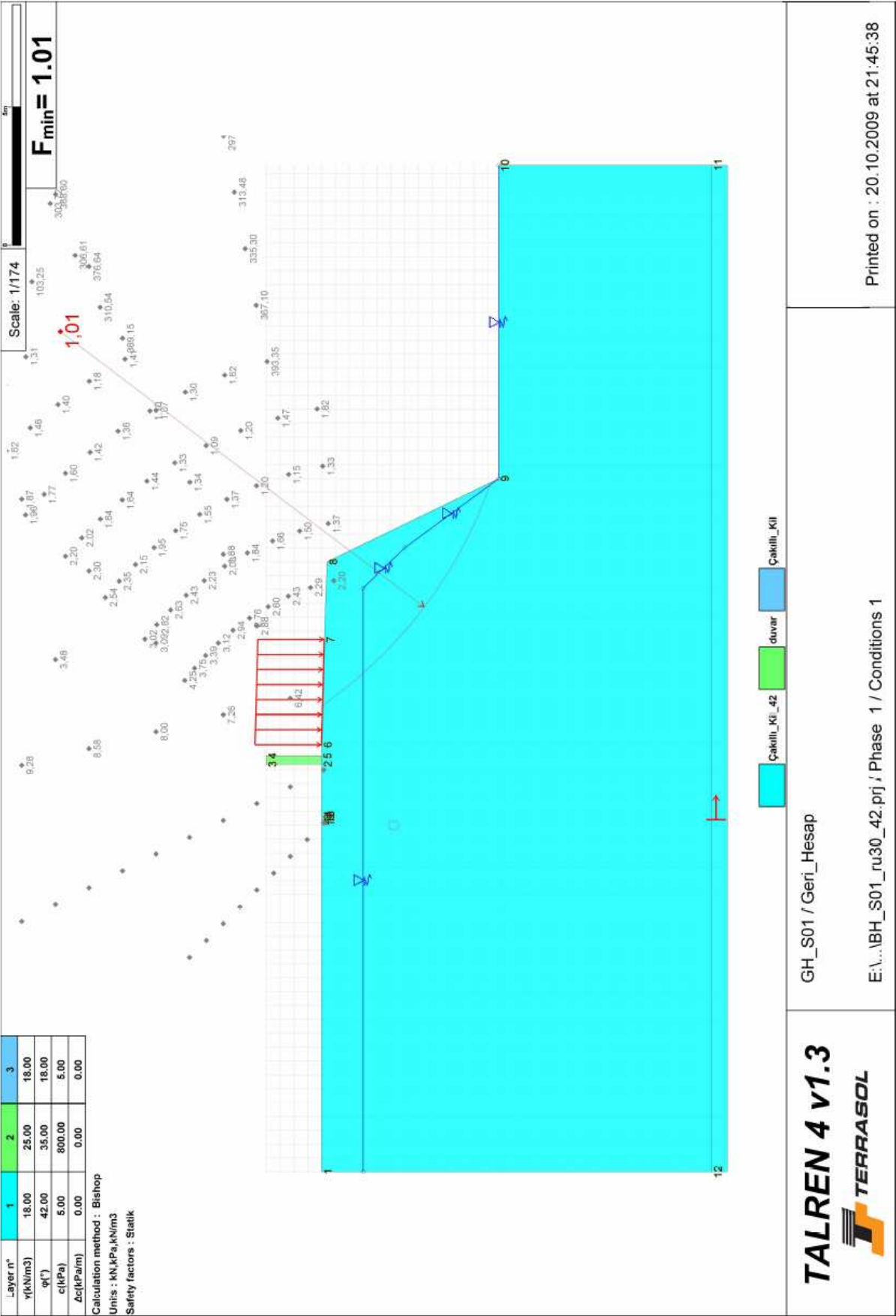






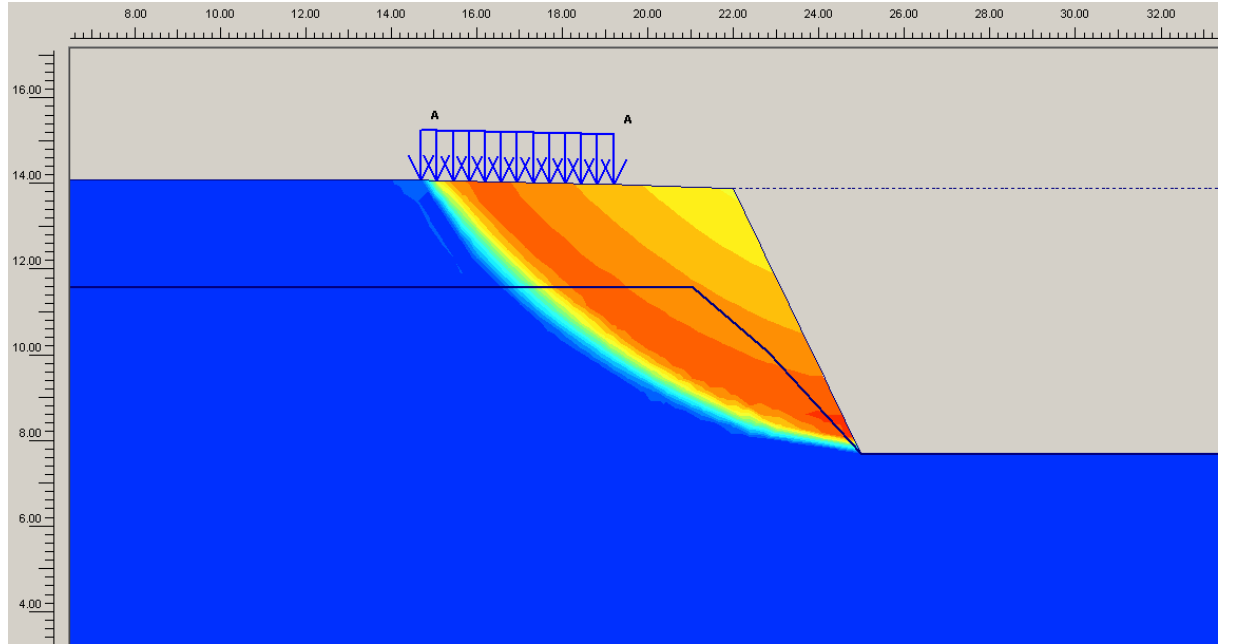




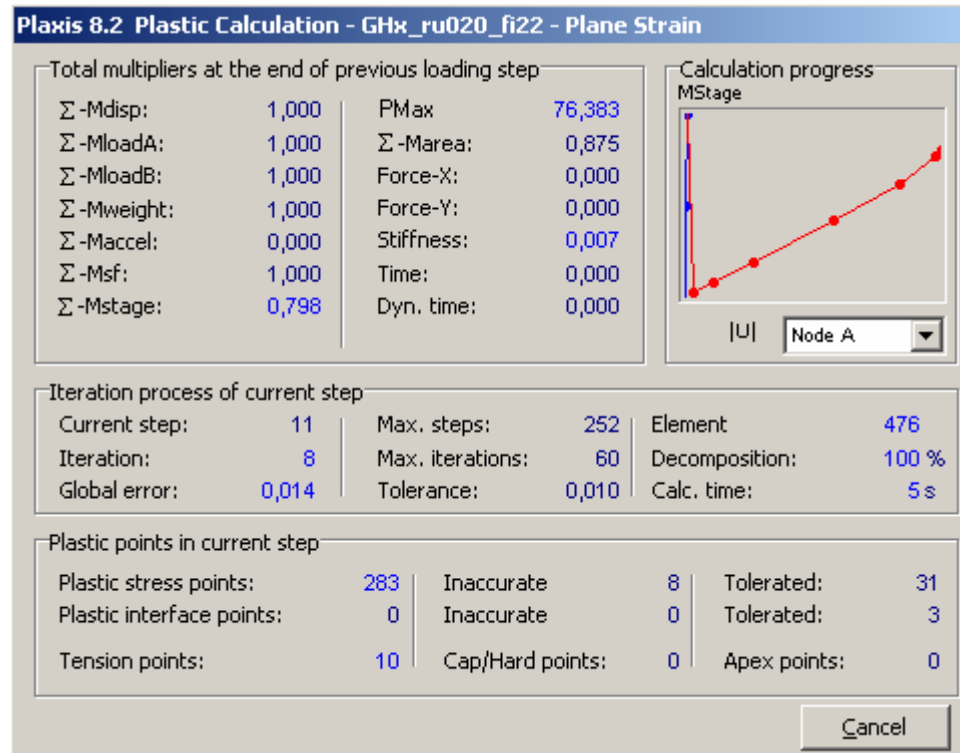


EK A.4 : 2B-Pq Analizi Plaxis Çıktıları

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.20$, $\phi=22^\circ$

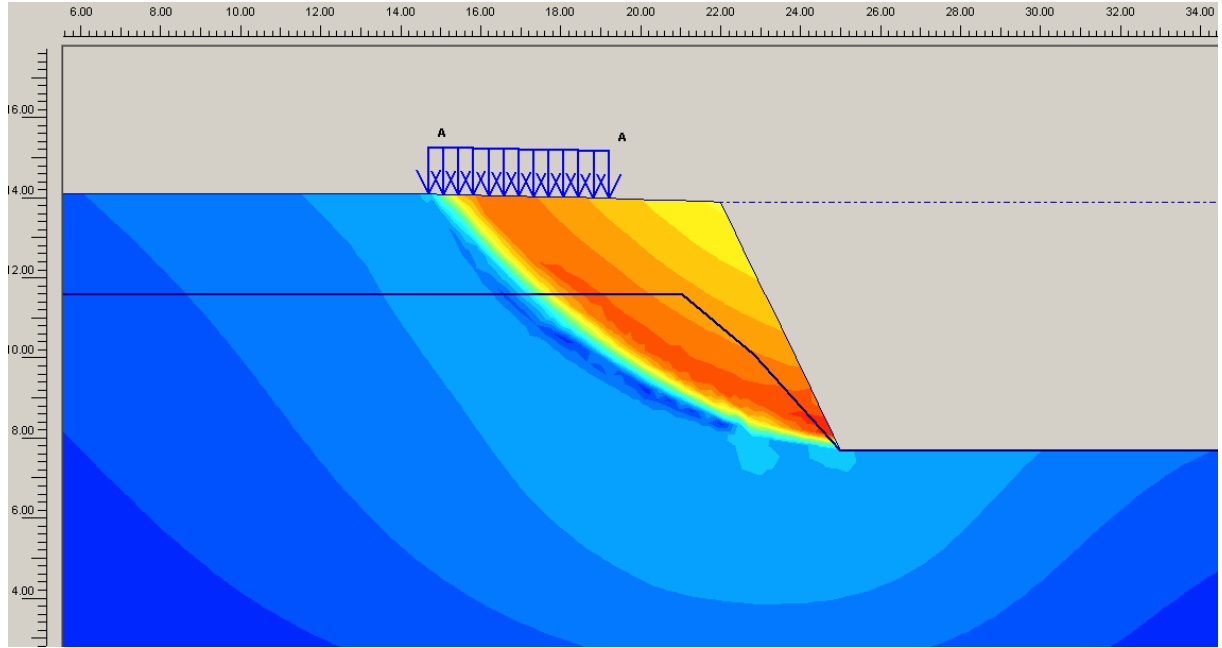


Şevde Deformasyon

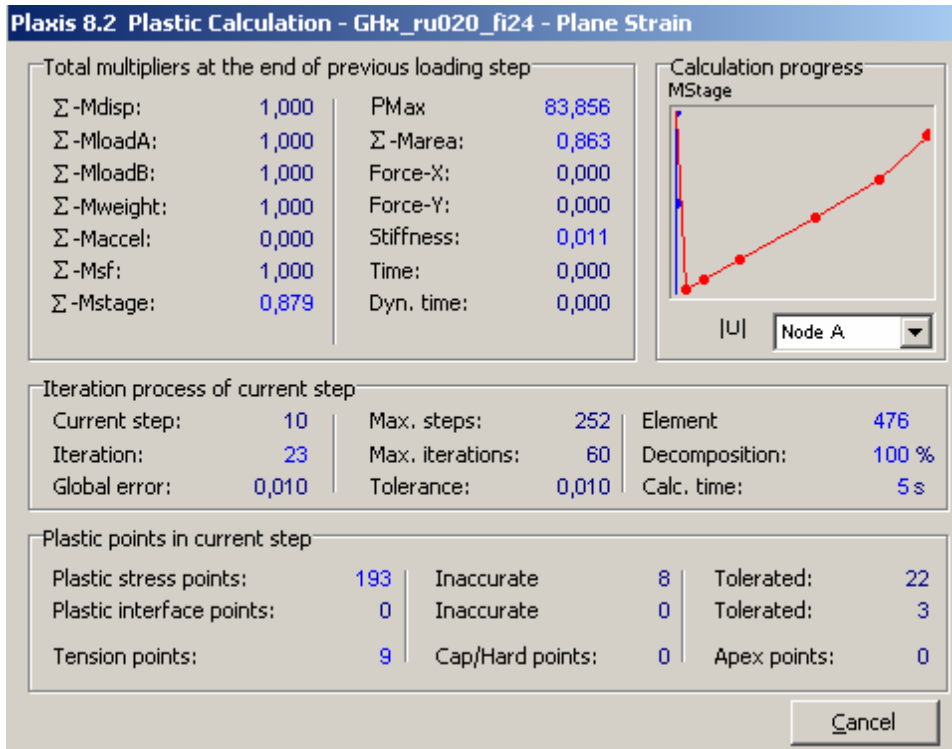


Güvenlik Sayısı = 0.798

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.20$, $\phi=24^\circ$

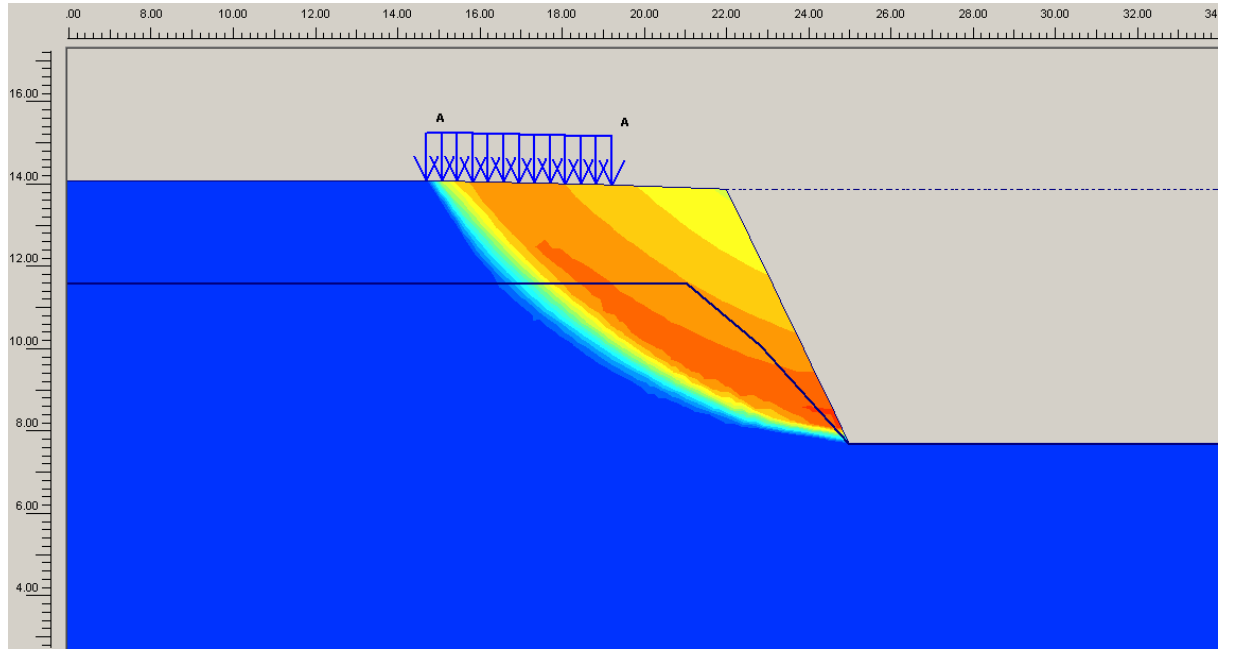


Şevde Deformasyon

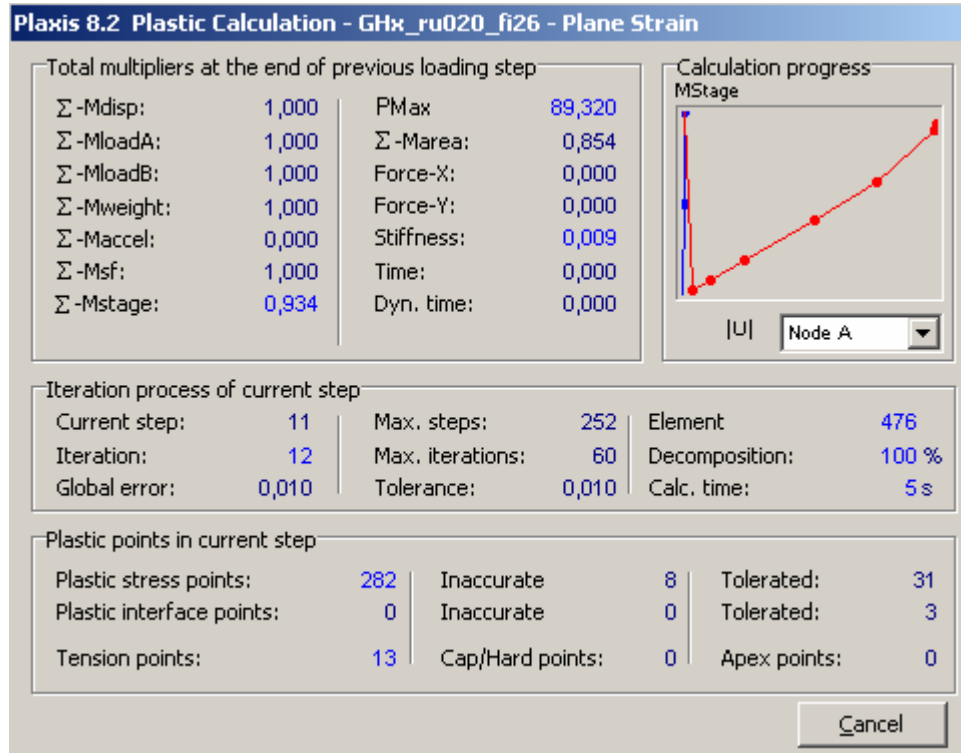


Güvenlik Sayısı = 0.868

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.20$, $\phi=26^\circ$

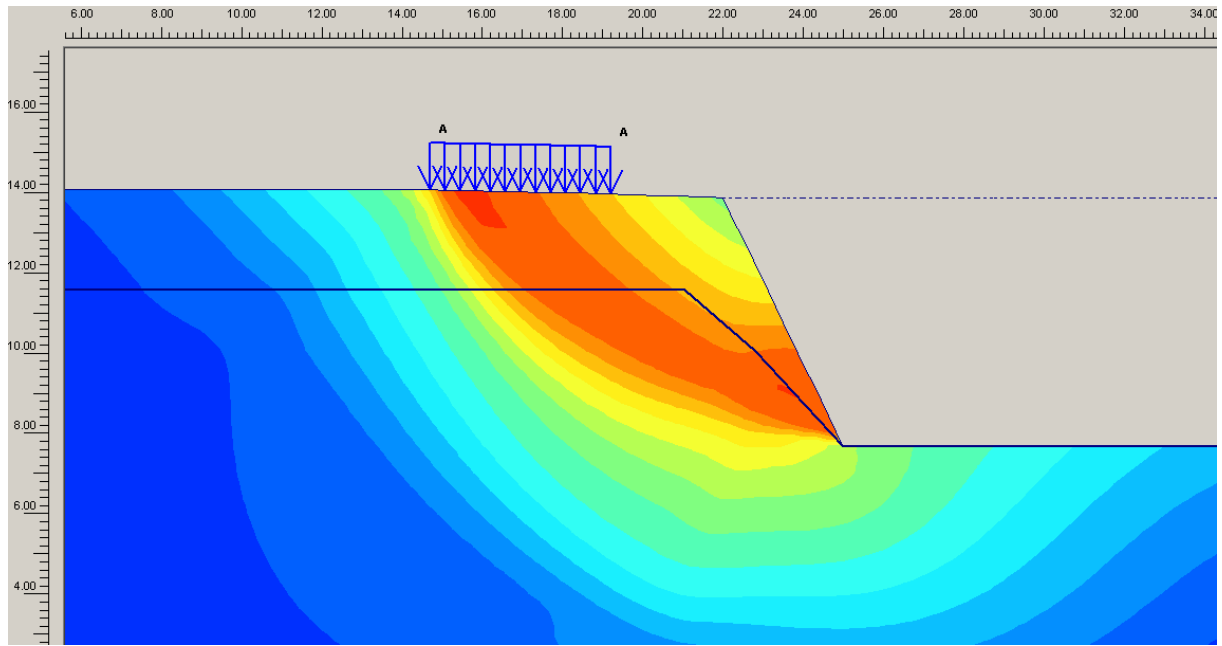


Şevde Deformasyon

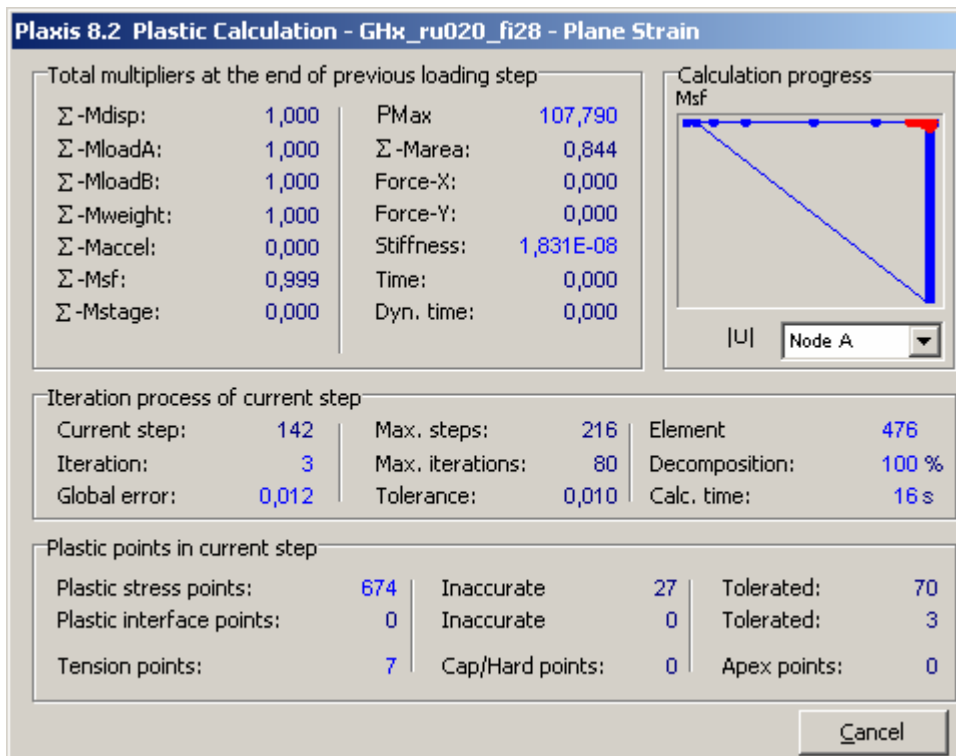


Güvenlik Sayısı = 0.934

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.20$, $\phi=28^\circ$

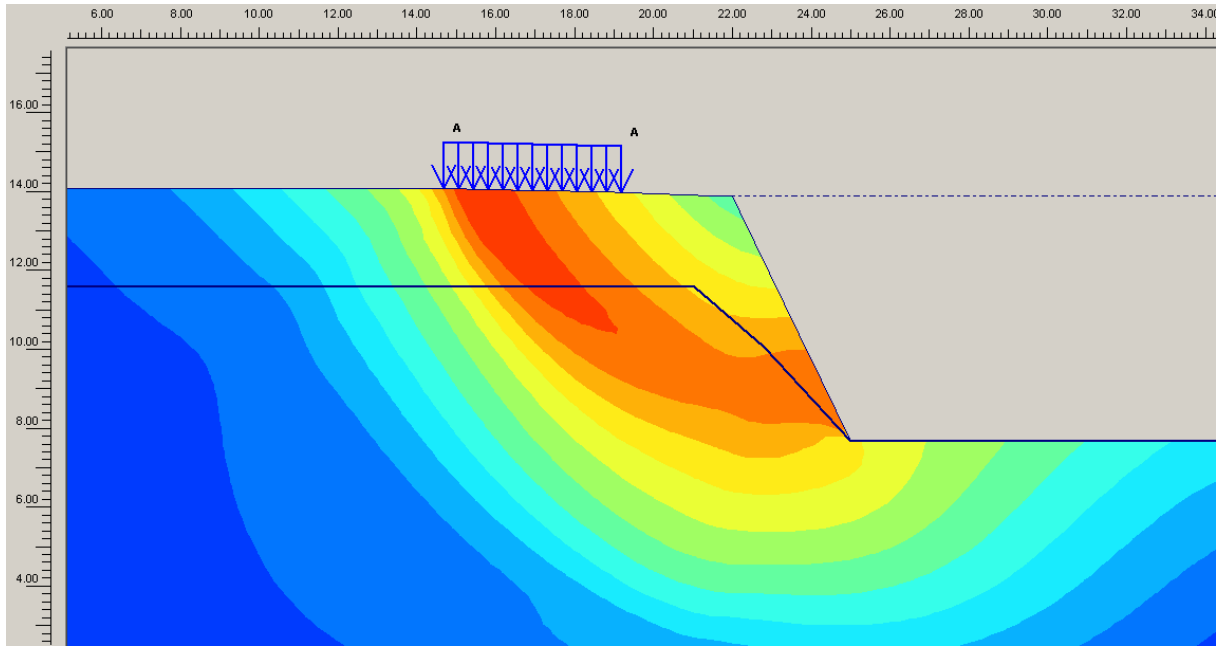


Şevde Deformasyon

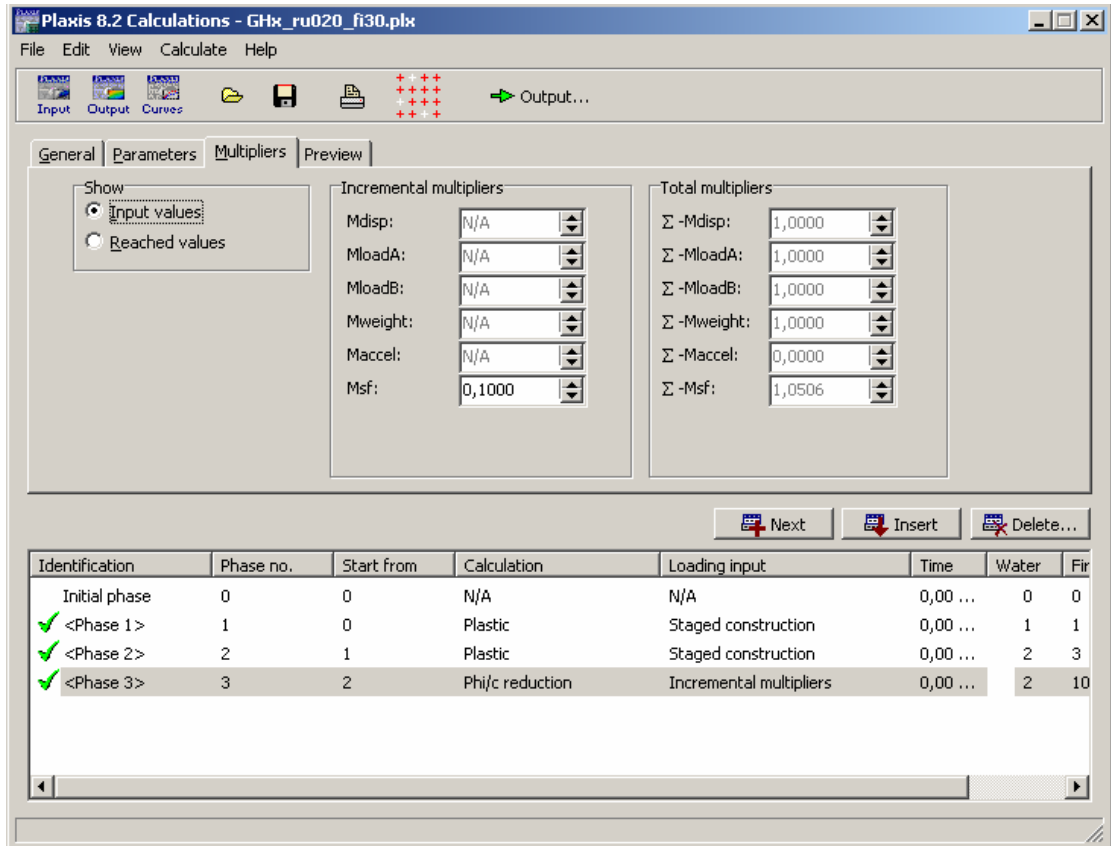


Güvenlik Sayısı = 0.999

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.20$, $\phi=30^\circ$

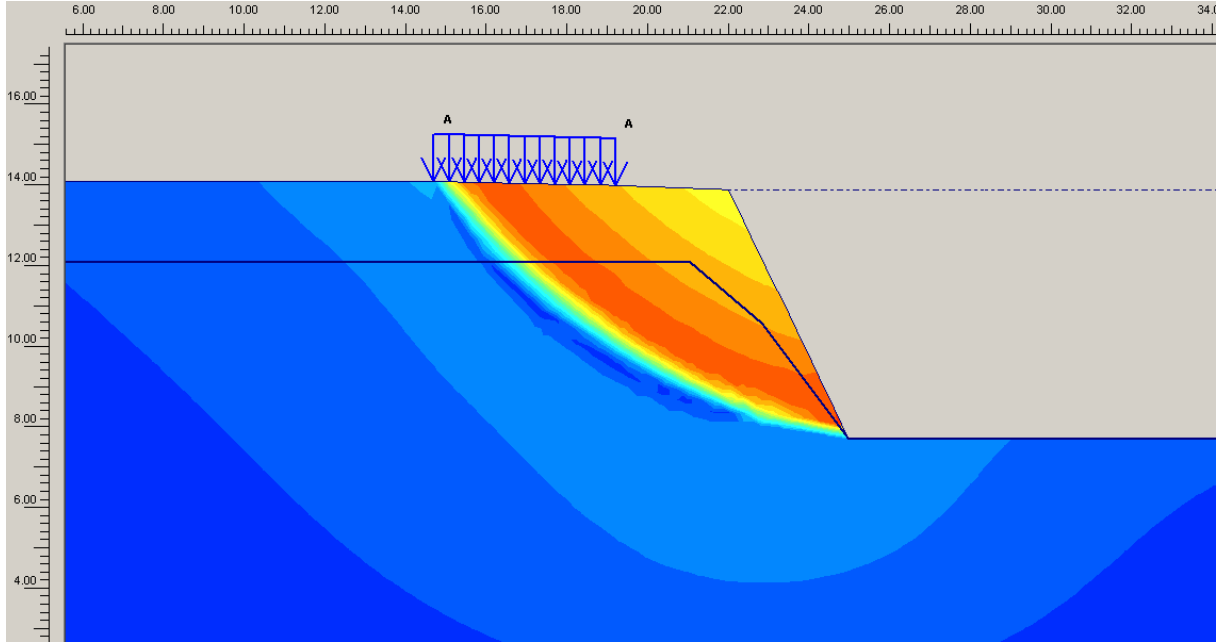


Şevde Deformasyon

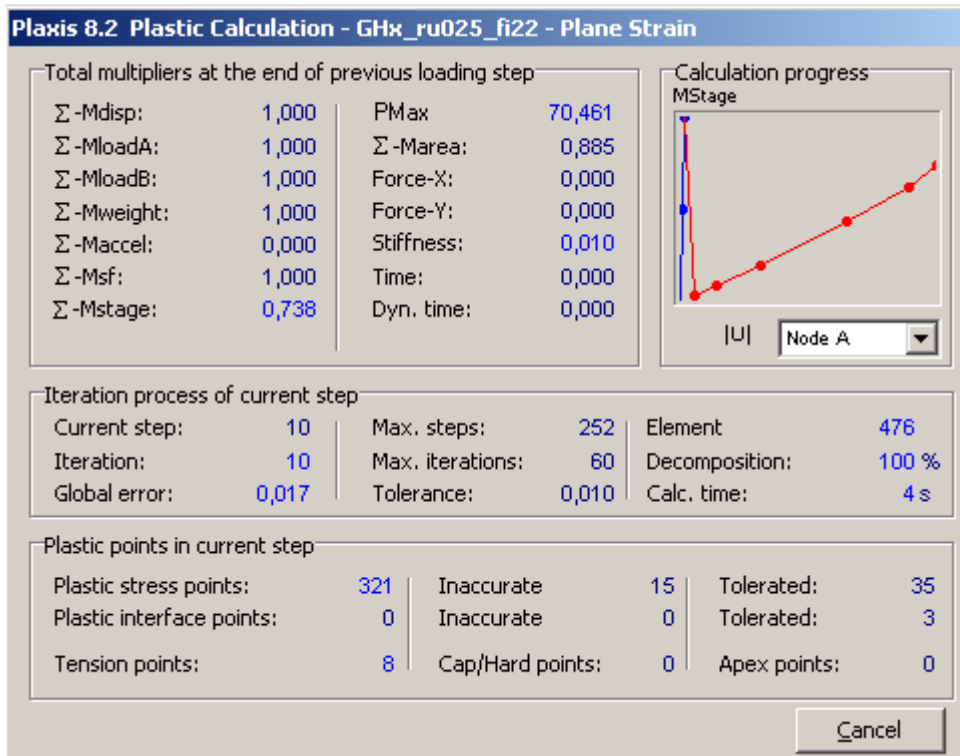


Güvenlik Sayısı = 1.05

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.25$, $\phi=22^\circ$

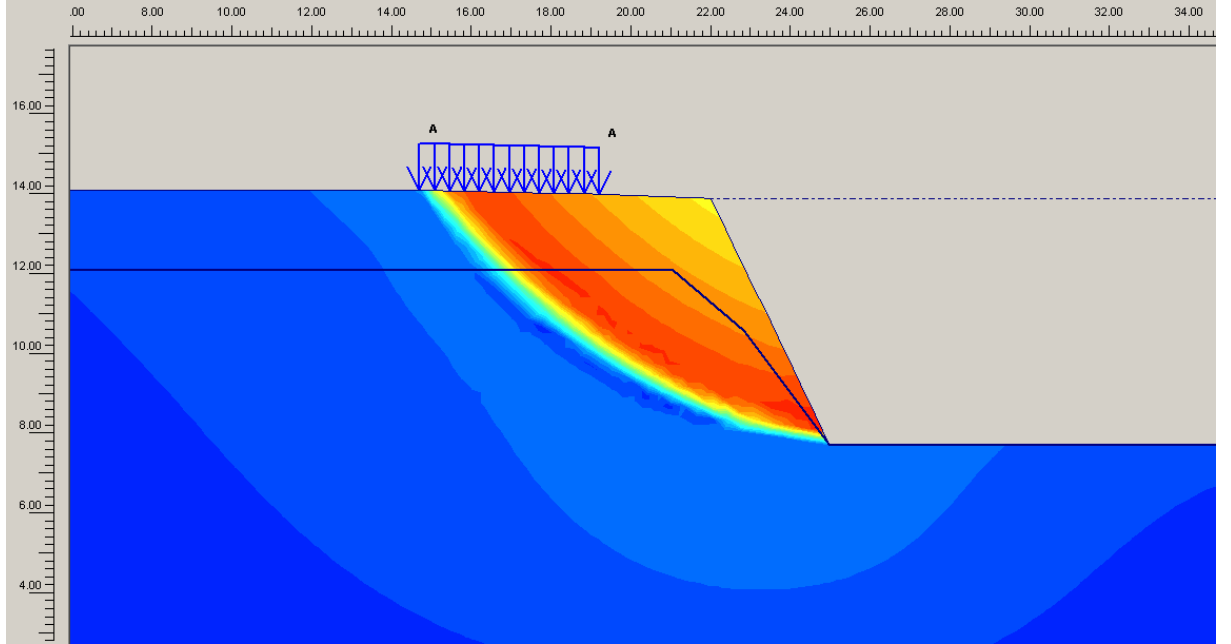


Şevde Deformasyon

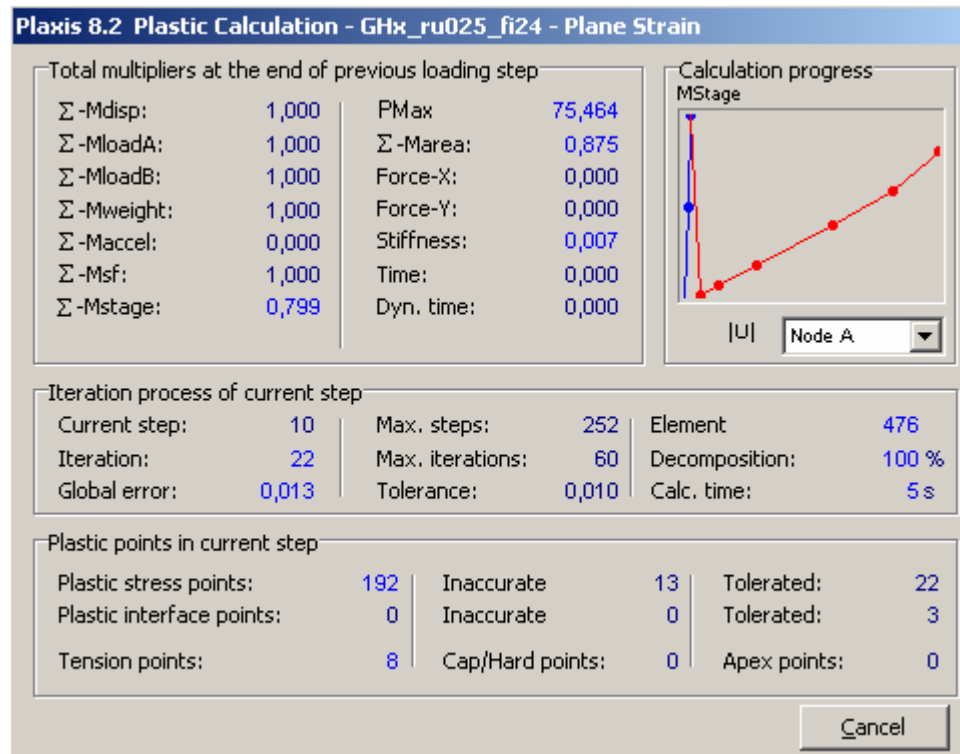


Güvenlik Sayısı = 0.738

c=5 kPa, ru=0.25, Ø=24°

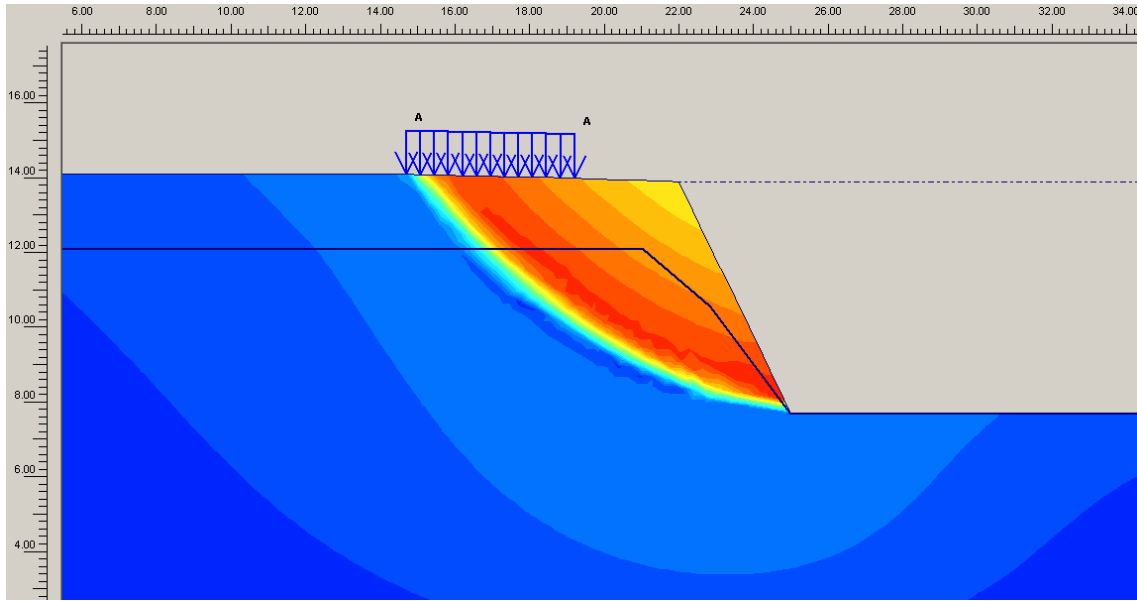


Şevde Deformasyon

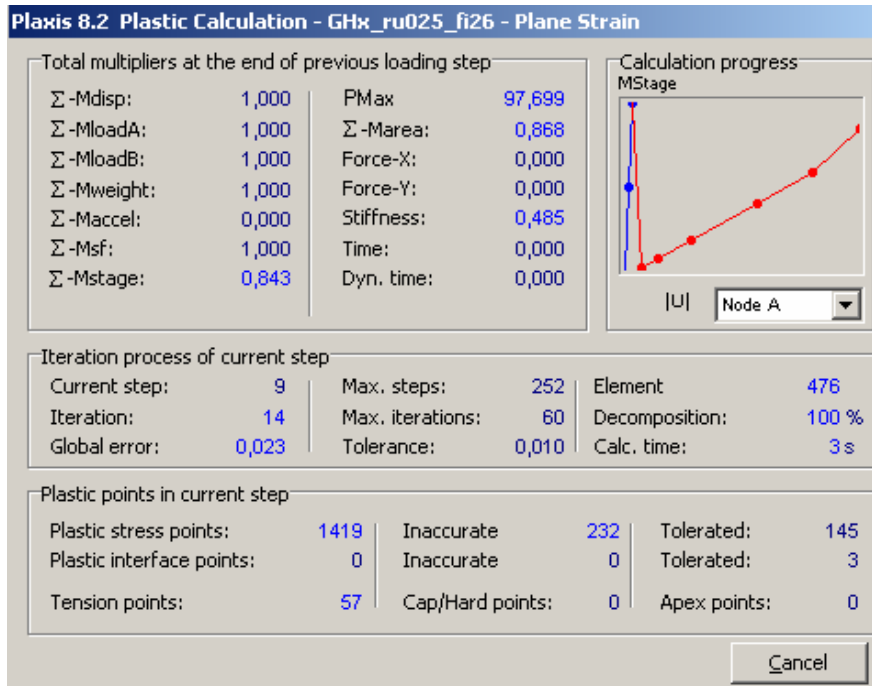


Güvenlik Sayısı = 0.799

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.25$, $\phi=26^\circ$

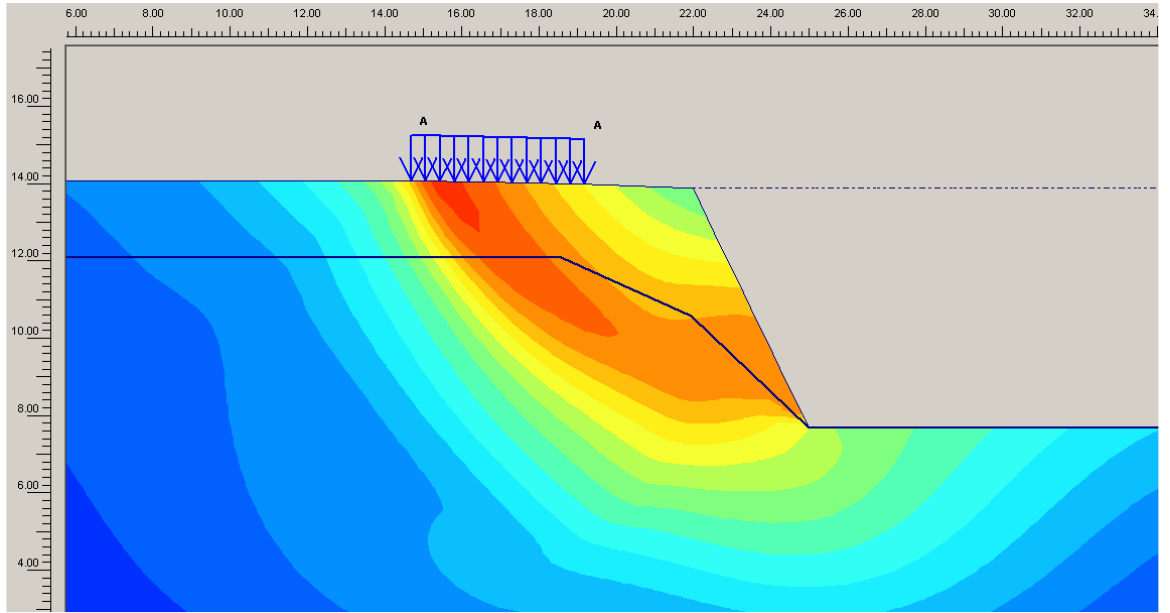


Şevde Deformasyon

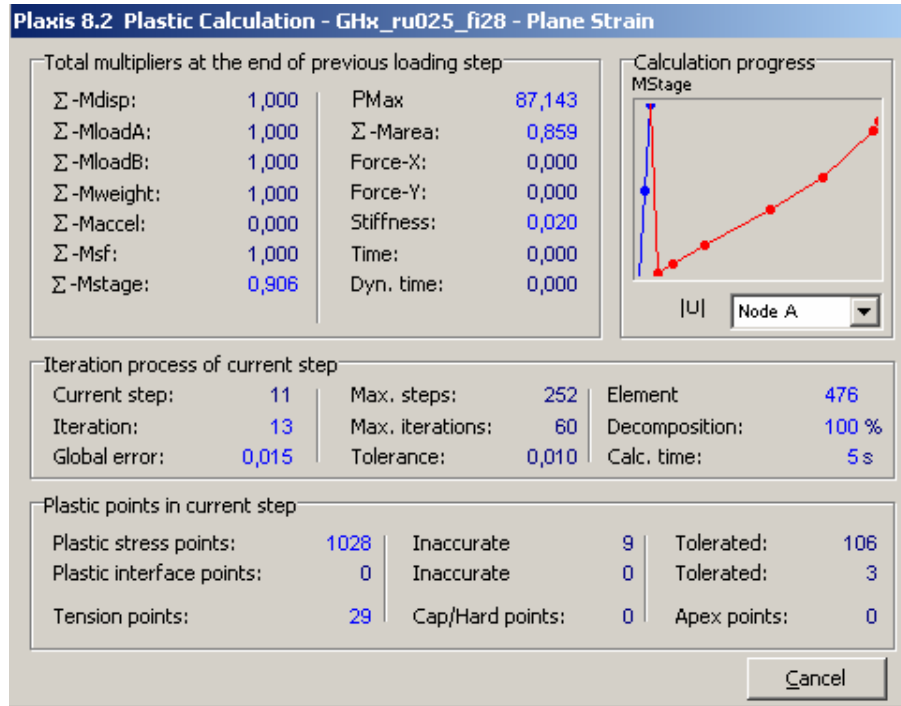


Güvenlik Sayısı = 0.843

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.25$, $\phi=28^\circ$

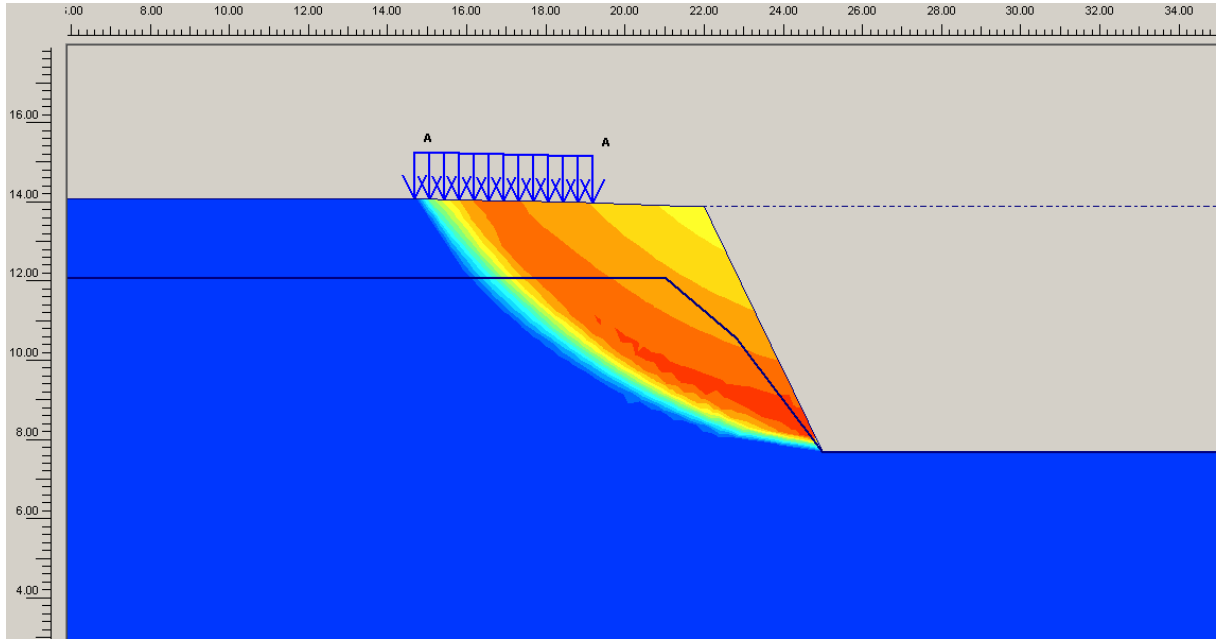


Şevde Deformasyon

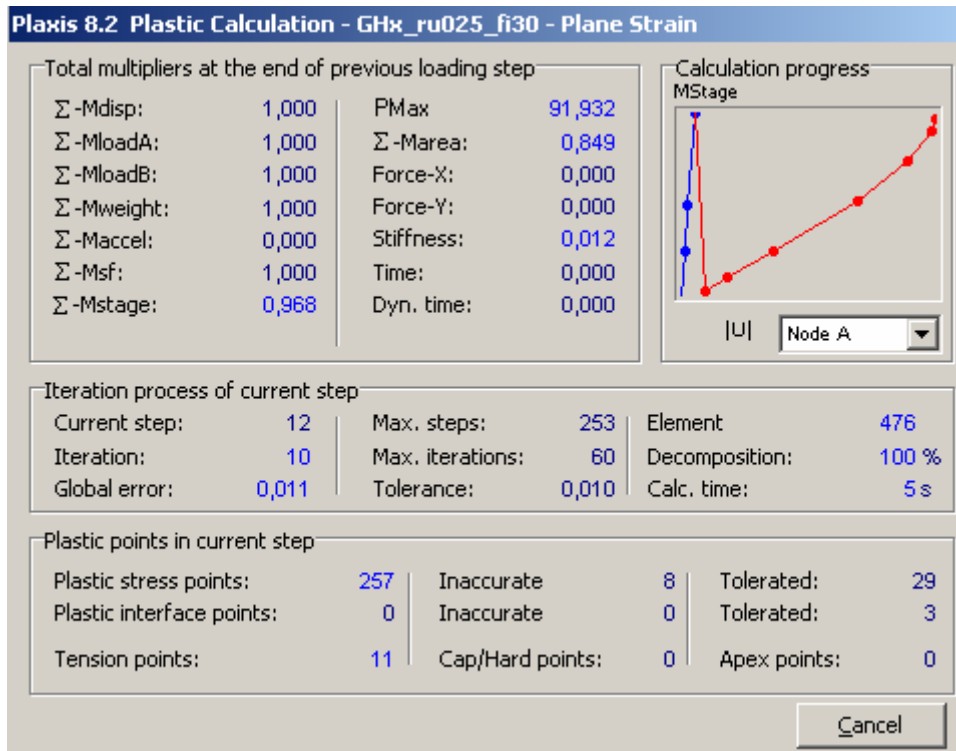


Güvenlik Sayısı = 1.906

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.25$, $\phi=30^\circ$

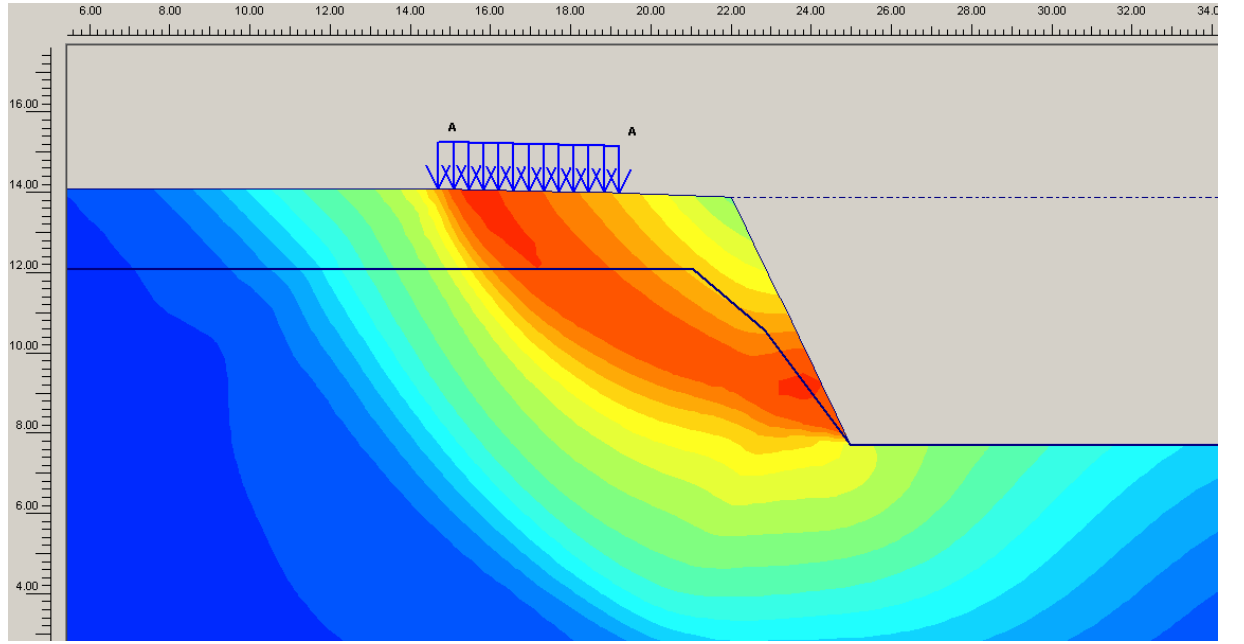


Şevde Deformasyon



Güvenlik Sayısı = 0.968

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.25$, $\phi=32^\circ$



Şevde Deformasyon

Plaxis 8.2 Calculations - GHx_ru025_fi32.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves

General Parameters Multipliers Preview

Show
☒ Input values
☐ Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A
MloadA: N/A
MloadB: N/A
Mweight: N/A
Maccel: N/A
Msf: 0,1000

Total multipliers

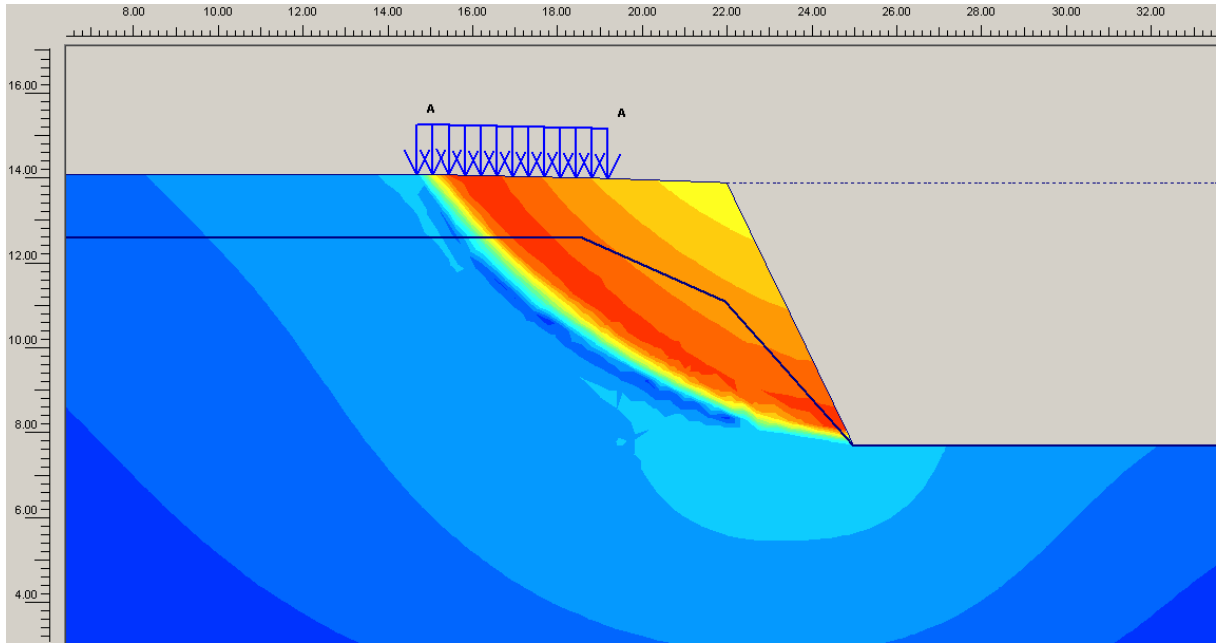
Σ -Mdisp: 1,0000
 Σ -MloadA: 1,0000
 Σ -MloadB: 1,0000
 Σ -Mweight: 1,0000
 Σ -Maccel: 0,0000
 Σ -Msf: 1,0216

Next Insert Delete...

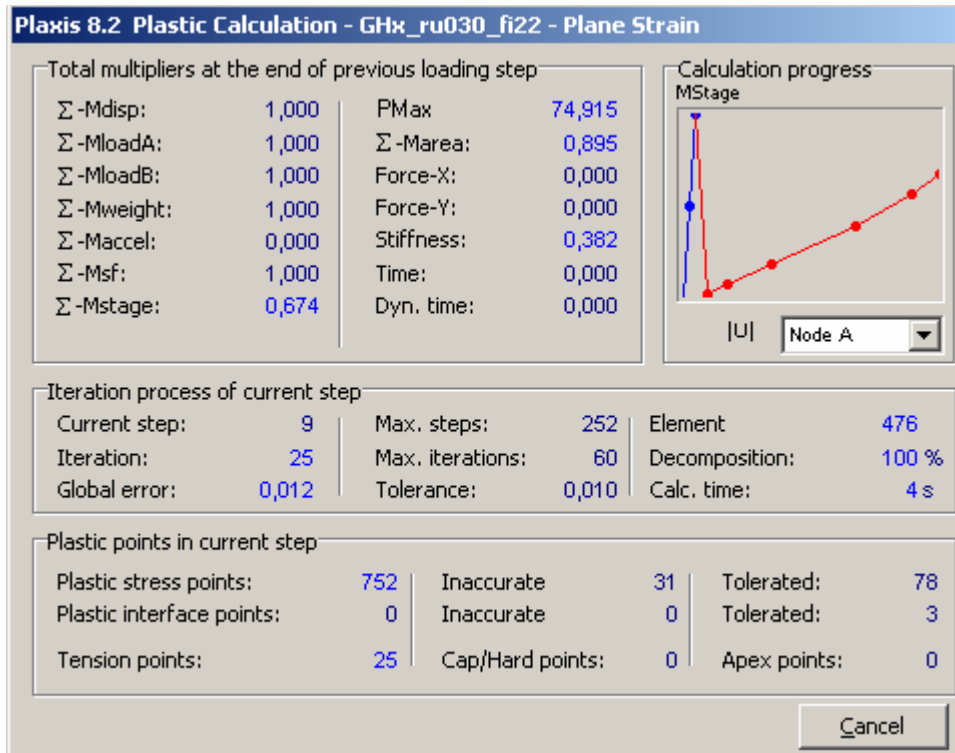
Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	Fir
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	4
✓ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2	11

Güvenlik Sayısı = 1.022

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.30$, $\phi=22^\circ$

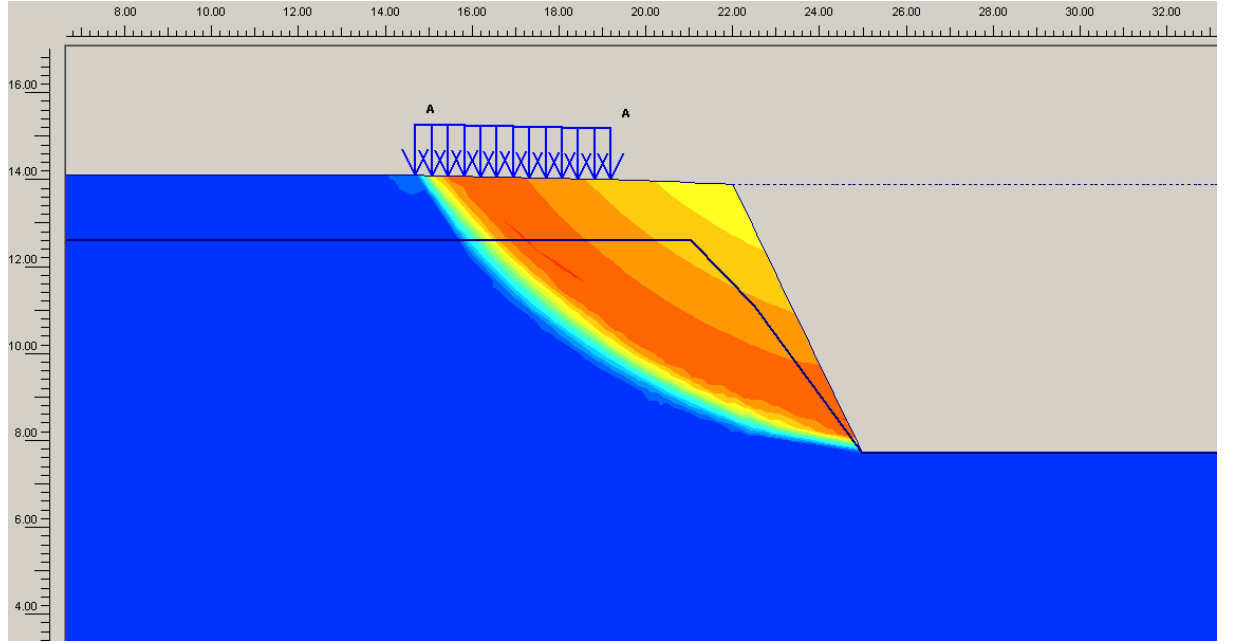


Şevde Deformasyon

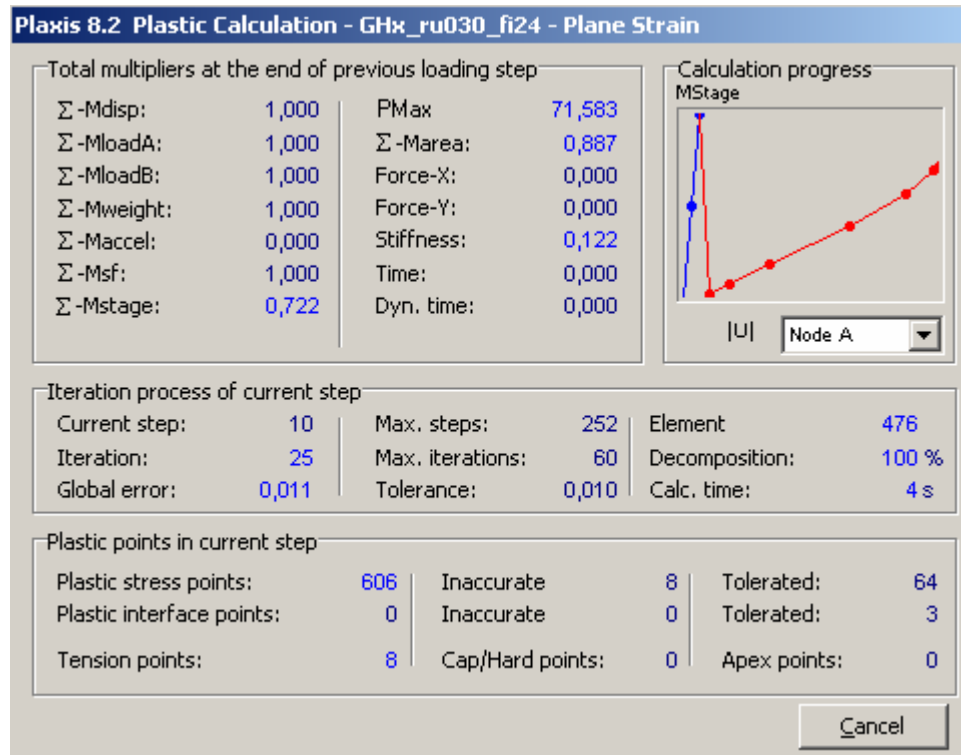


Güvenlik Sayısı = 0.674

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.30$, $\phi=24^\circ$

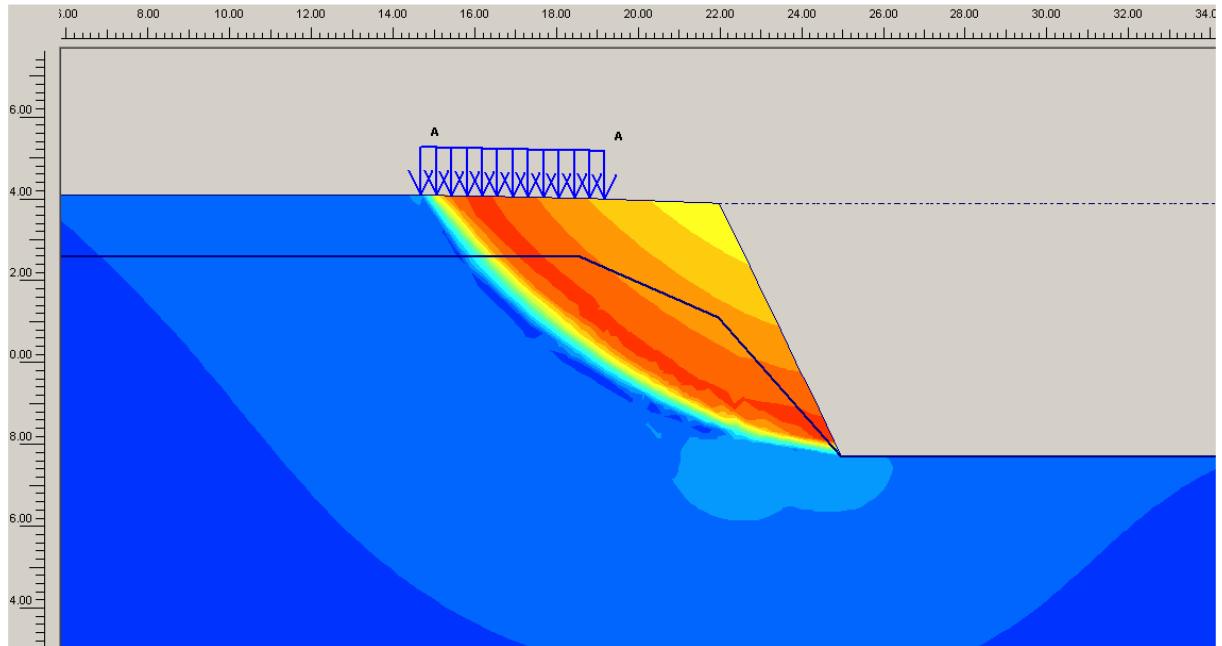


Şevde Deformasyon

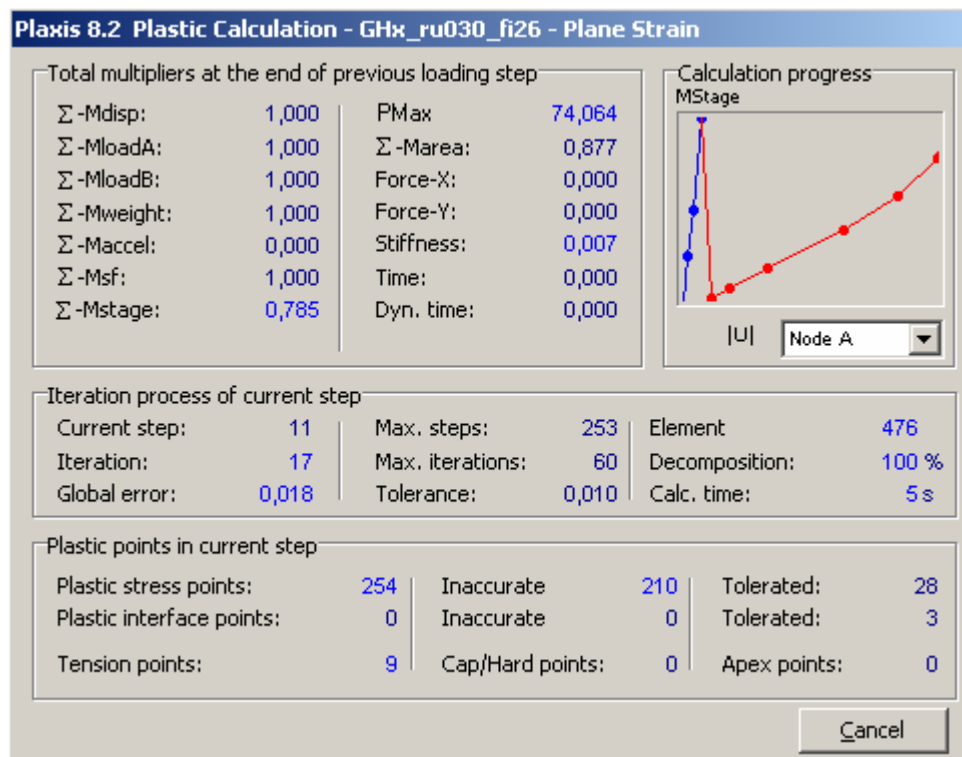


Güvenlik Sayısı = 0.722

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.30$, $\phi=26^\circ$

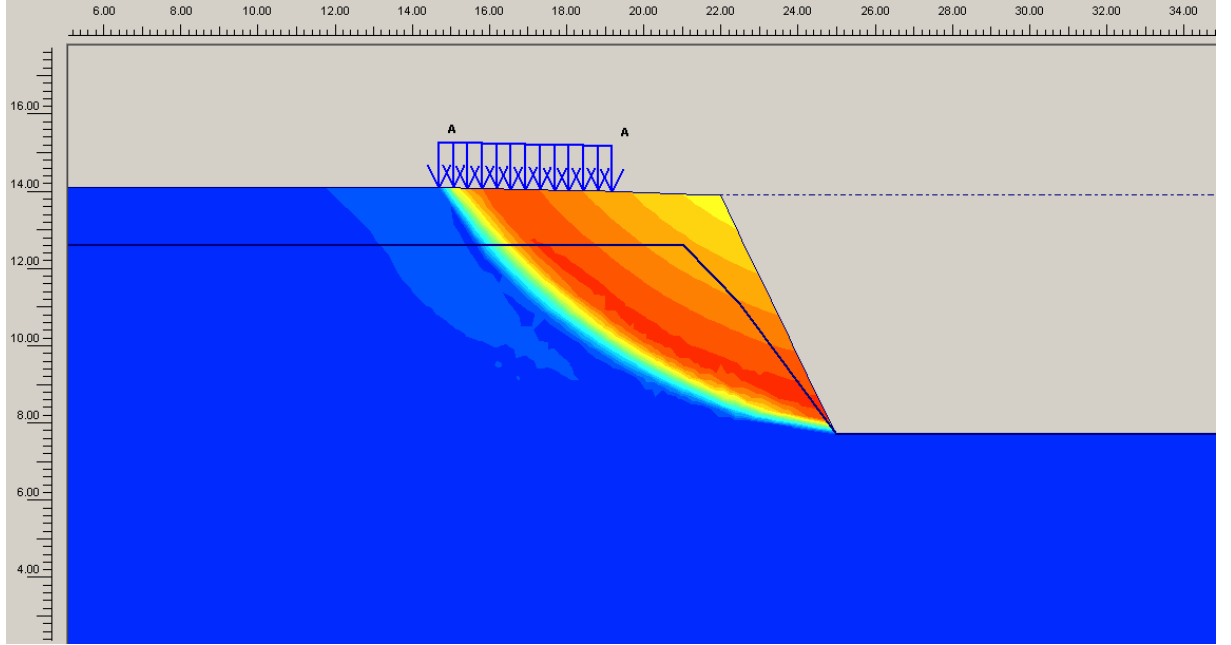


Şevde Deformasyon

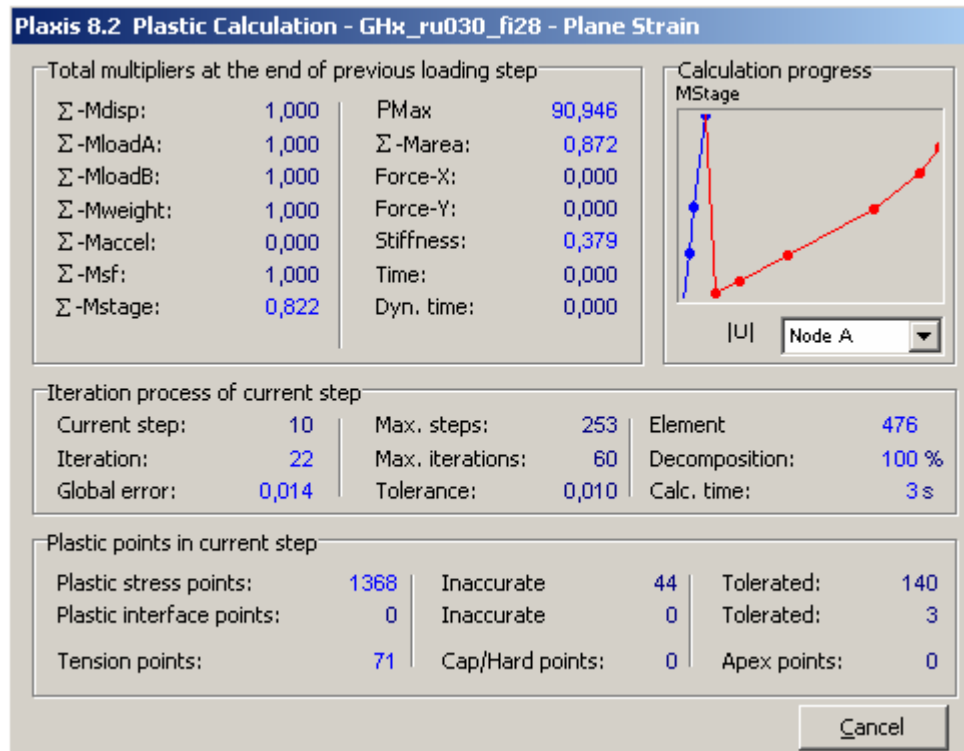


Güvenlik Sayısı = 0.785

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.30$, $\phi=28^\circ$

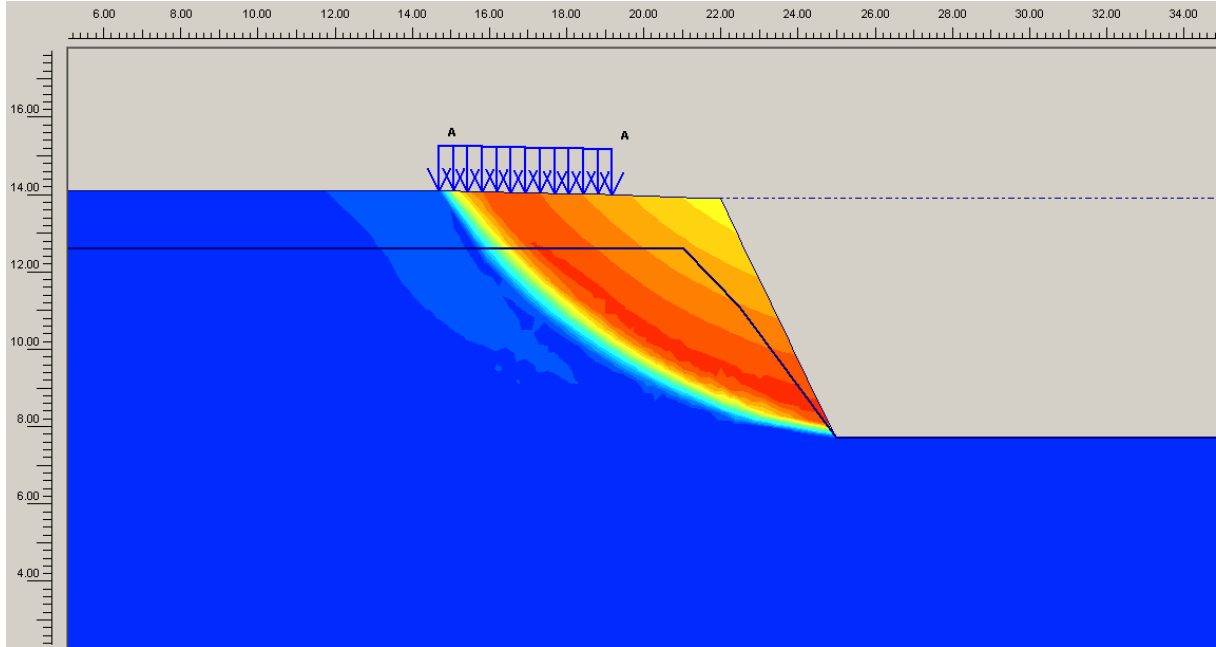


Şevde Deformasyon

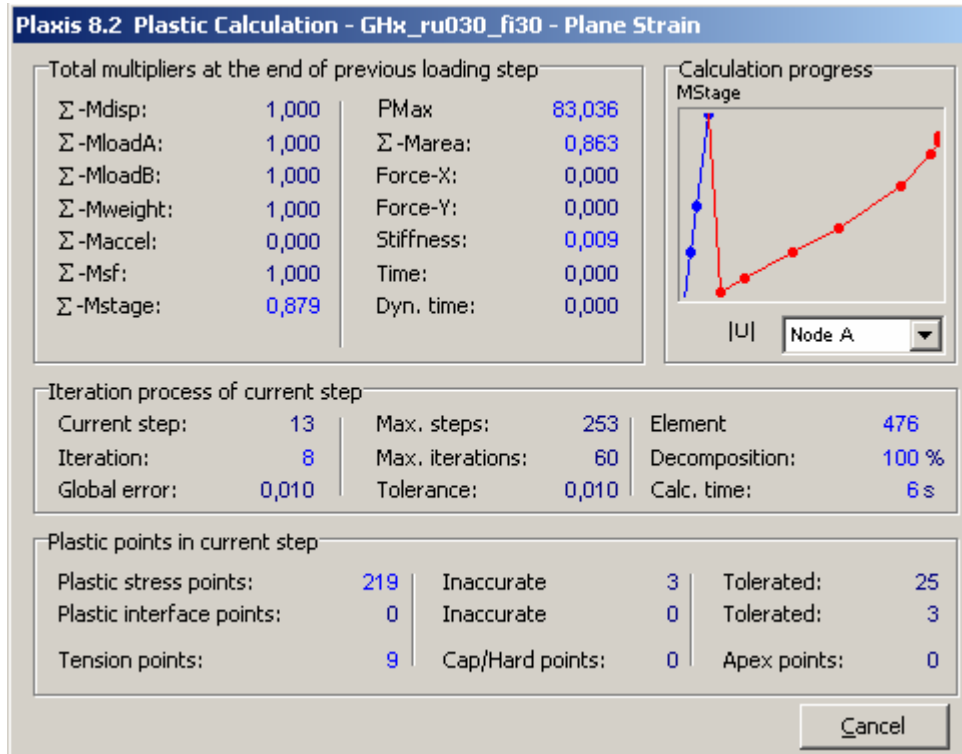


Güvenlik Sayısı = 0.990

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.30$, $\phi=30^\circ$

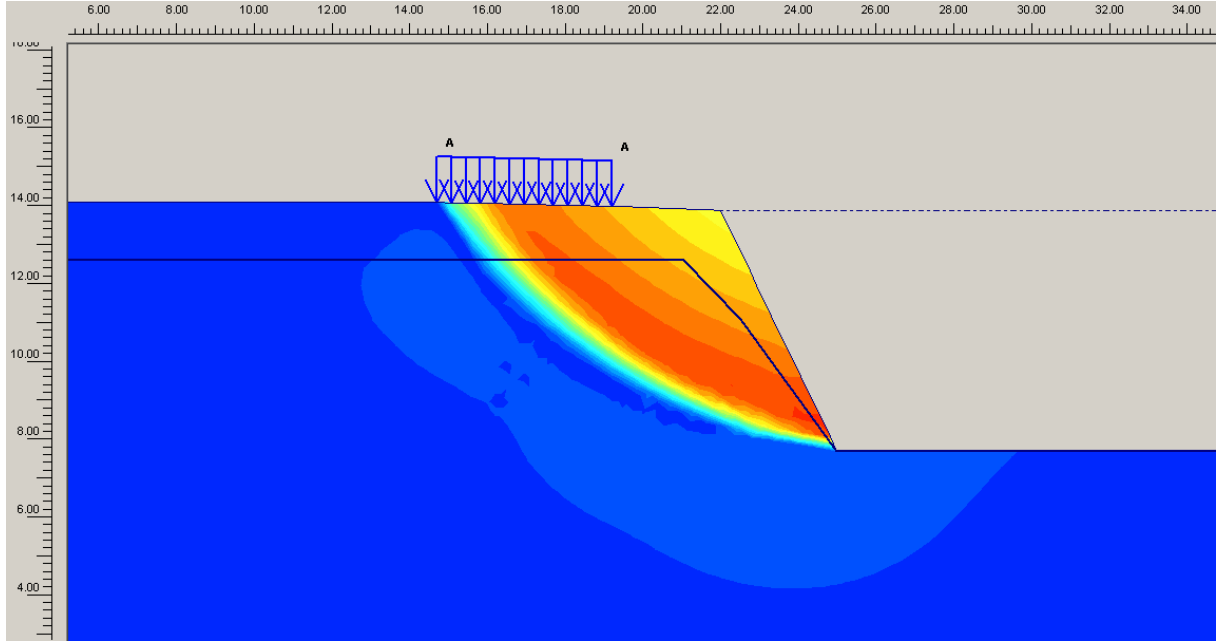


Şevde Deformasyon

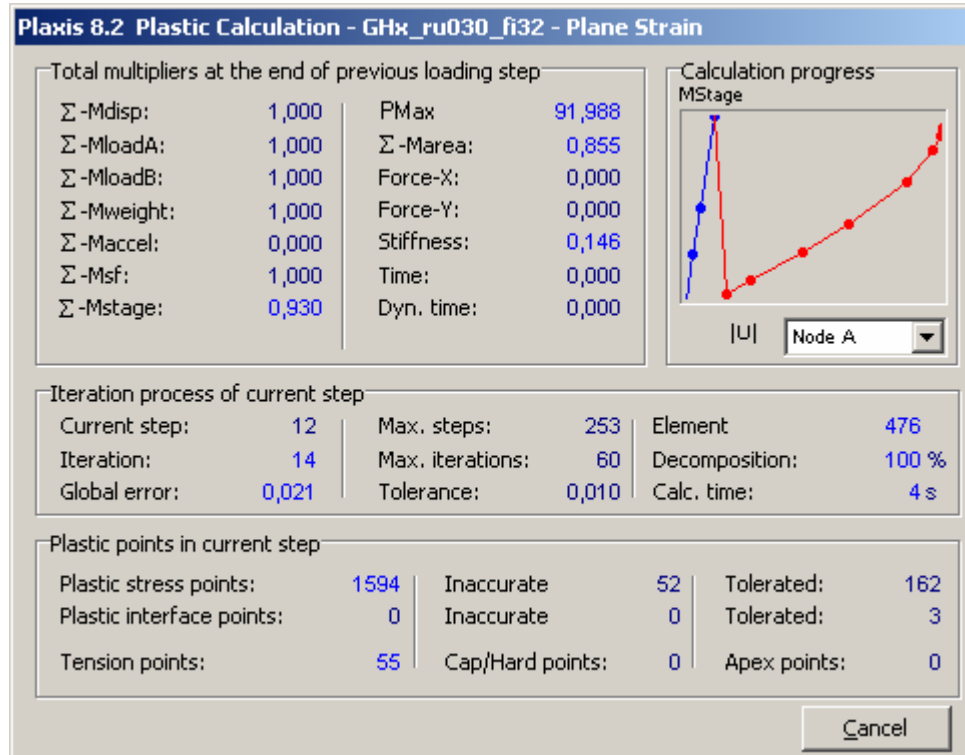


Güvenlik Sayısı = 0.879

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.30$, $\phi=32^\circ$

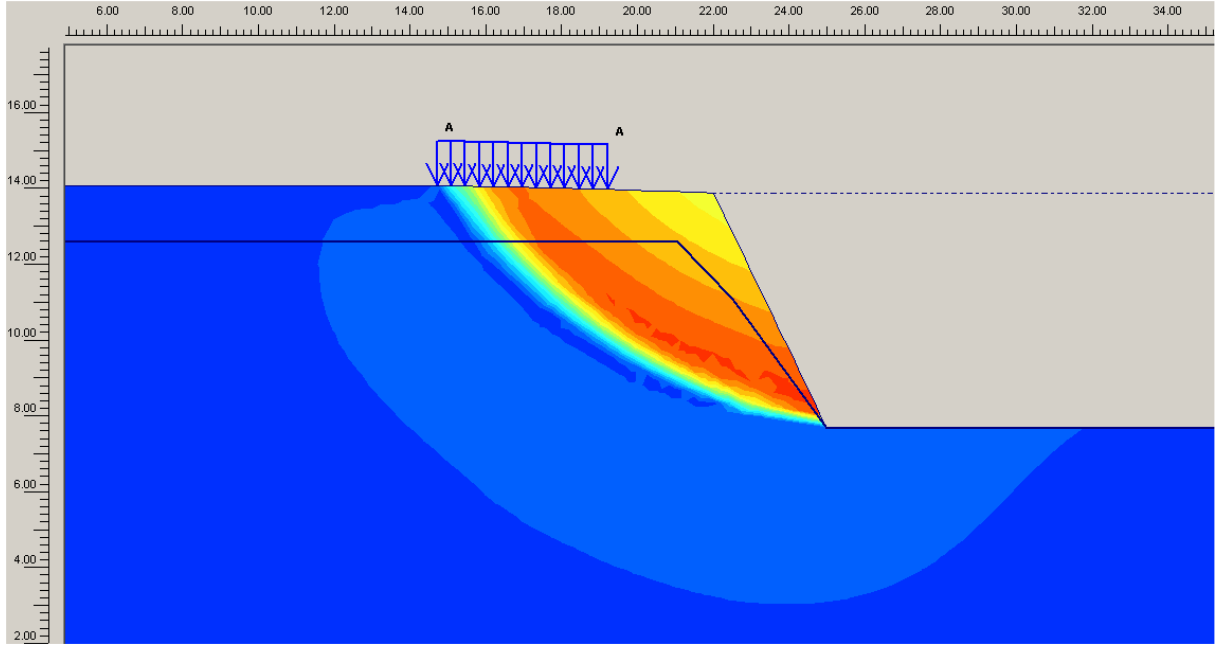


Şevde Deformasyon

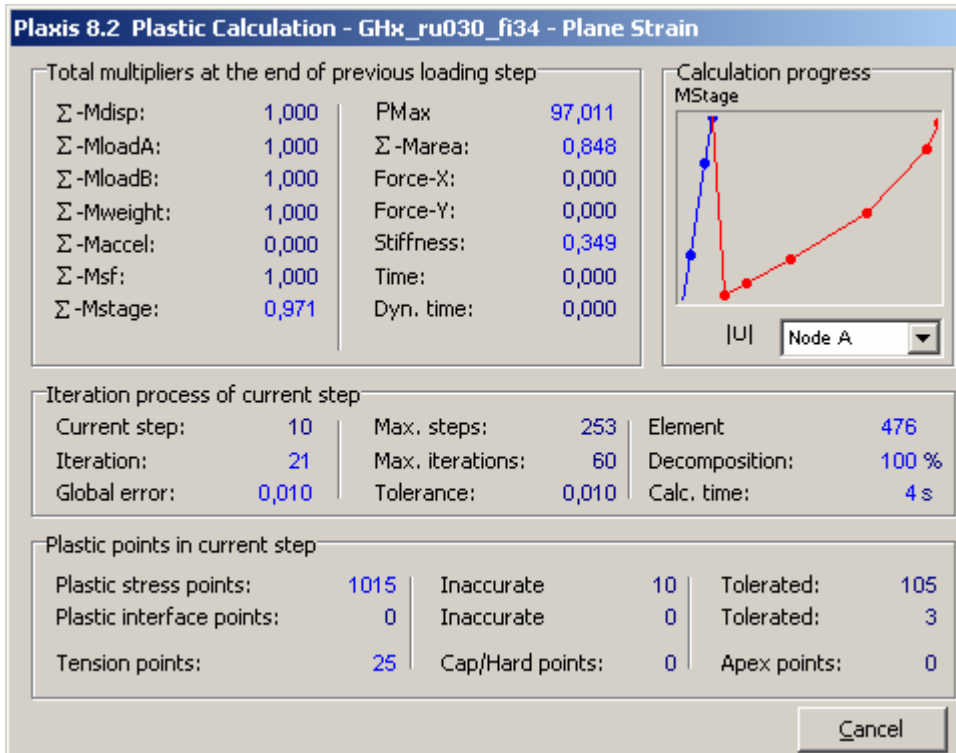


Güvenlik Sayısı = 0.930

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.30$, $\phi=34^\circ$



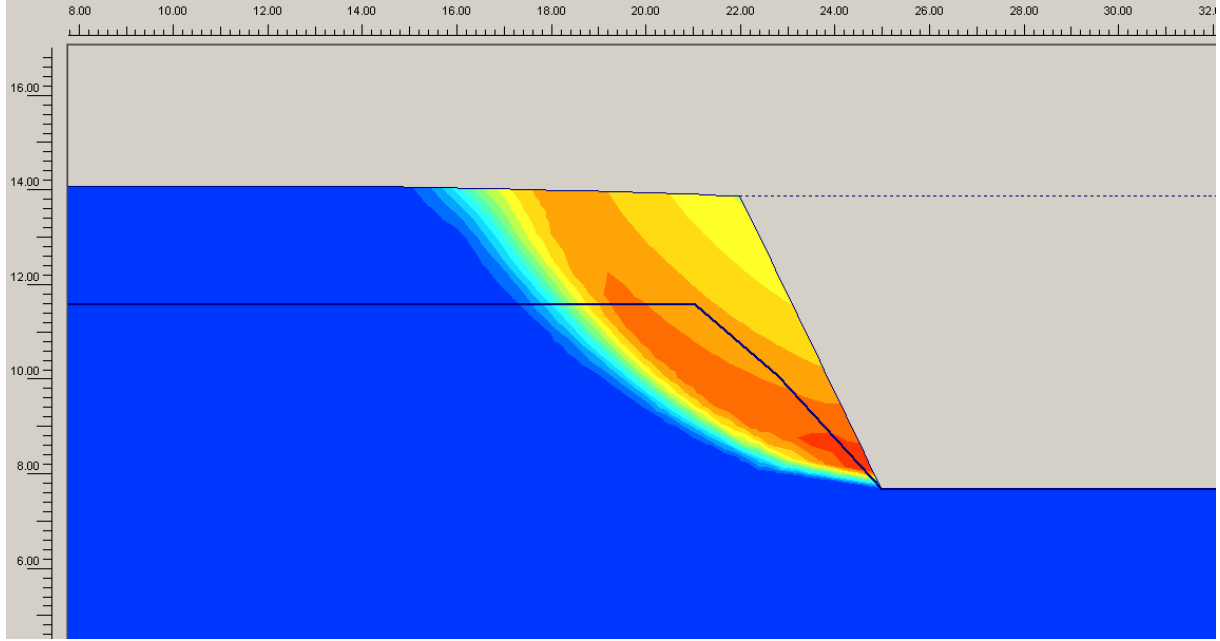
Şevde Deformasyon



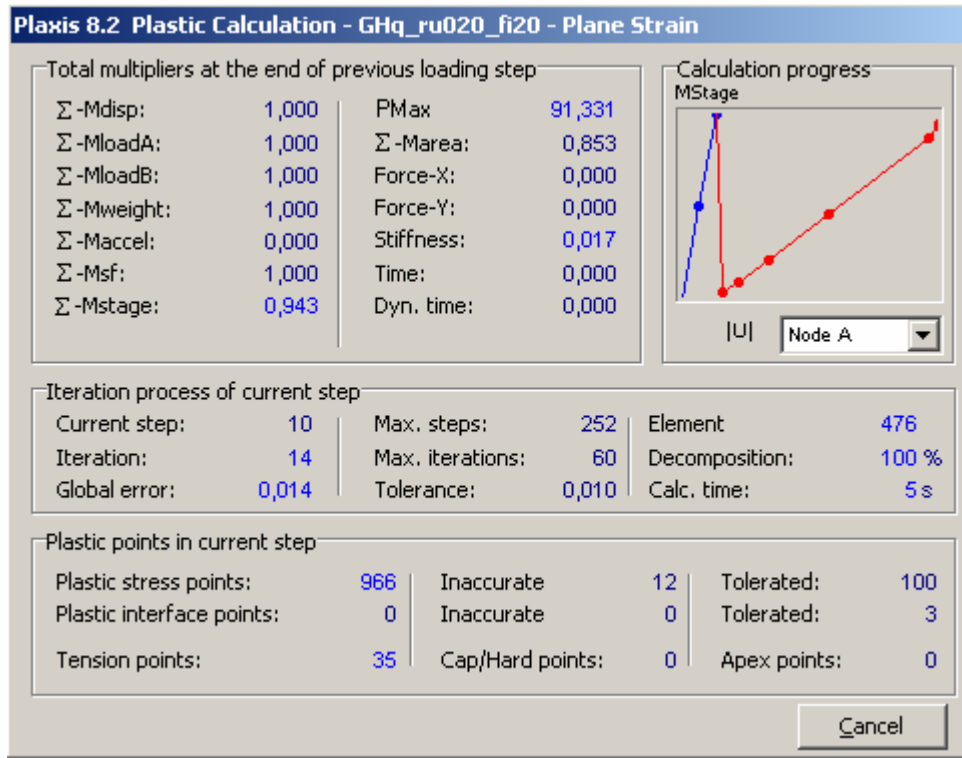
Güvenlik Sayısı = 0.971

EK A.5 : 2B-P Analizi Plaxis Çıktıları

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.20$, $\phi=20^\circ$

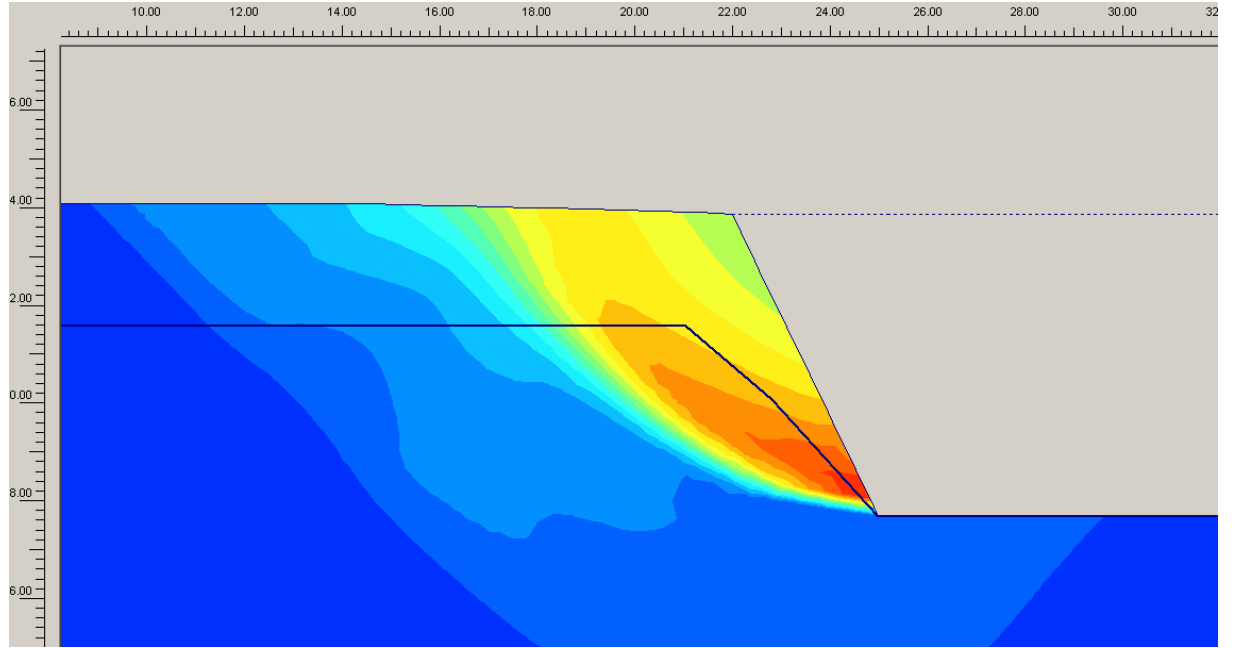


Şevde Deformasyon



Güvenlik Sayısı = 0.943

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.20$, $\phi=22^\circ$



Şevde Deformasyon

Plaxis 8.2 Calculations - GHq_ru020_fi22.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves

General Parameters Multipliers Preview

Show

☒ Input values

☐ Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A

MloadA: N/A

MloadB: N/A

Mweight: N/A

Maccel: N/A

Msf: 0,1000

Total multipliers

Σ -Mdisp: 1,0000

Σ -MloadA: 1,0000

Σ -MloadB: 1,0000

Σ -Mweight: 1,0000

Σ -Maccel: 0,0000

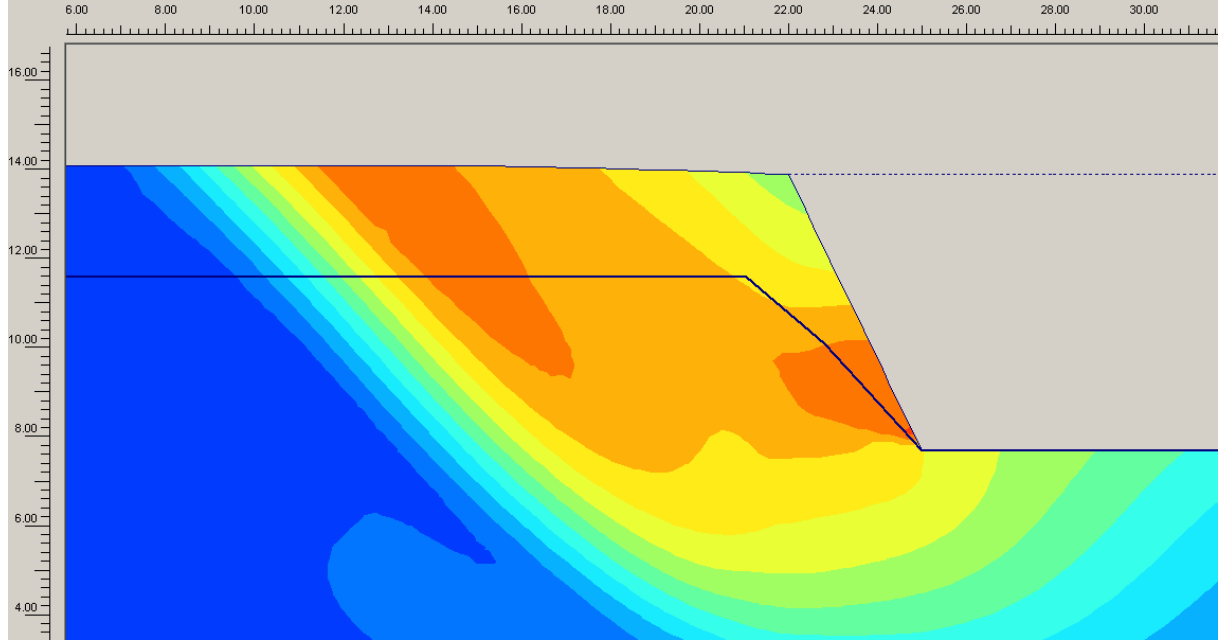
Σ -Msf: 1,0167

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	Fir
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	3
✓ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2	12

Güvenlik Sayısı = 1.017

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.20$, $\phi=24^\circ$



Şevde Deformasyon

Plaxis 8.2 Calculations - GHq_ru020_fi24.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves

General Parameters Multipliers Preview

Show
☒ Input values
☐ Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A
MloadA: N/A
MloadB: N/A
Mweight: N/A
Maccel: N/A
Msf: 0,1000

Total multipliers

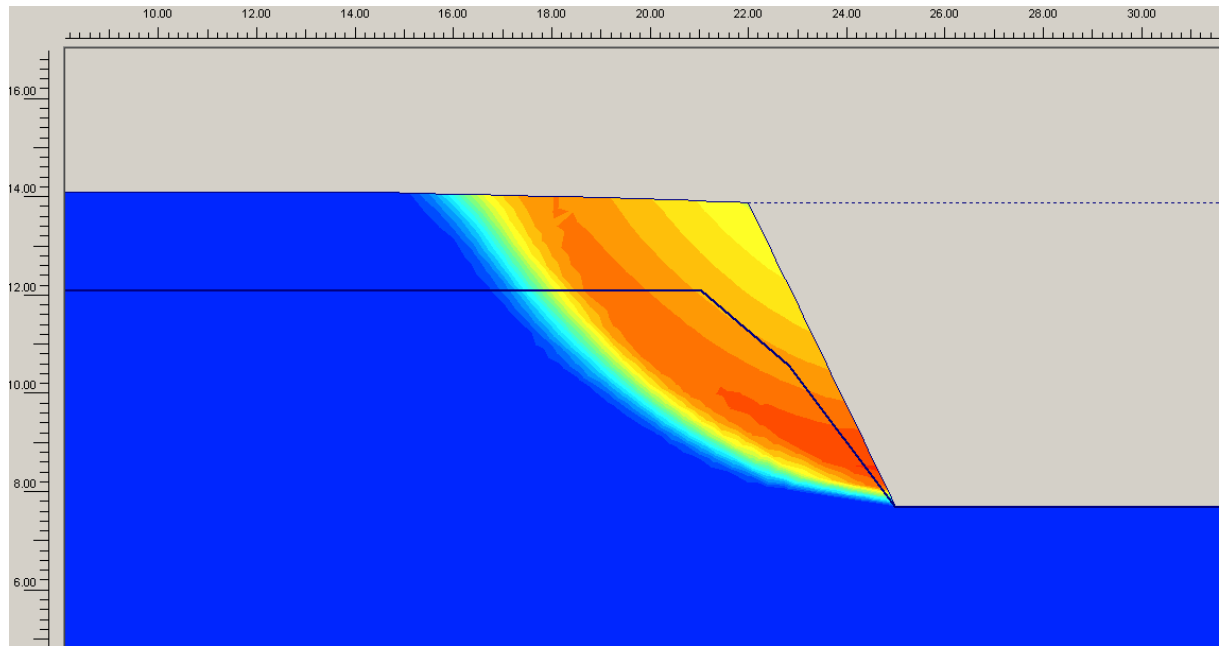
Σ -Mdisp: 1,0000
 Σ -MloadA: 1,0000
 Σ -MloadB: 1,0000
 Σ -Mweight: 1,0000
 Σ -Maccel: 0,0000
 Σ -Msf: 1,0736

Next Insert Delete...

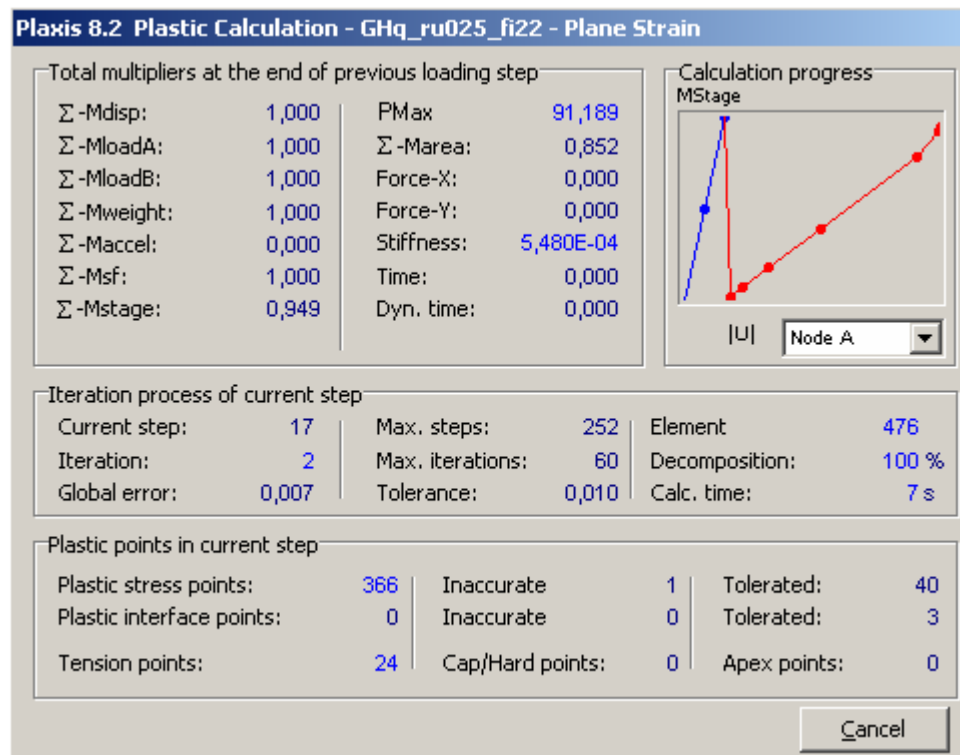
Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	Fir
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	3
✓ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2	10

Güvenlik Sayısı = 1.074

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.25$, $\phi=22^\circ$

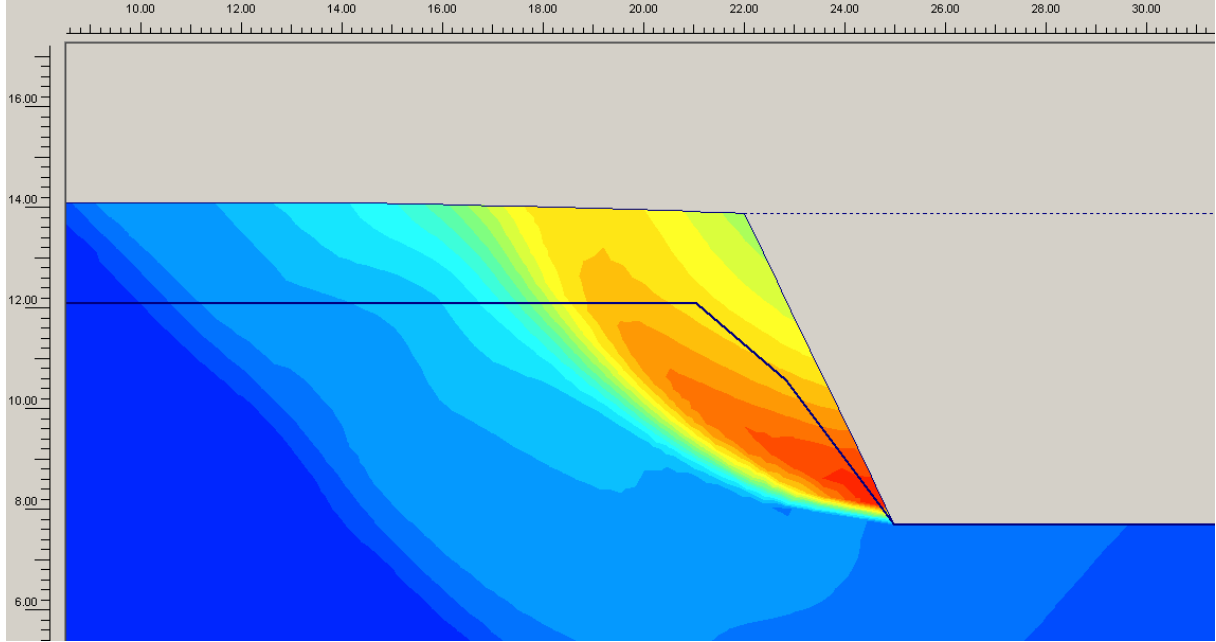


Şevde Deformasyon

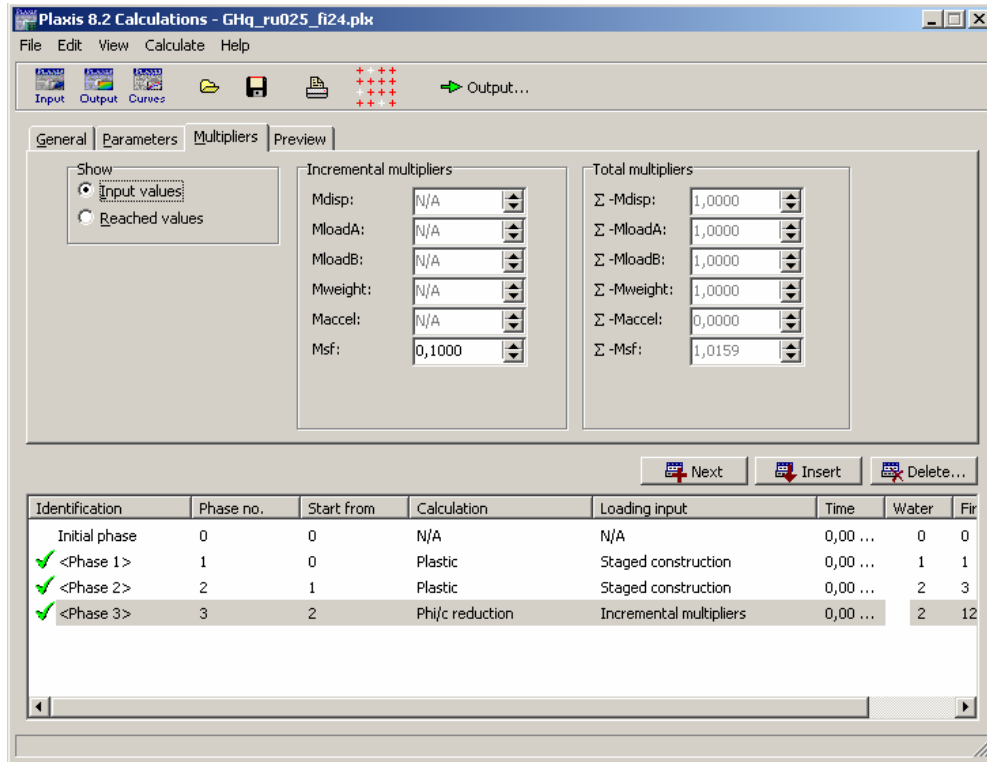


Güvenlik Sayısı = 0.949

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.25$, $\phi=24^\circ$

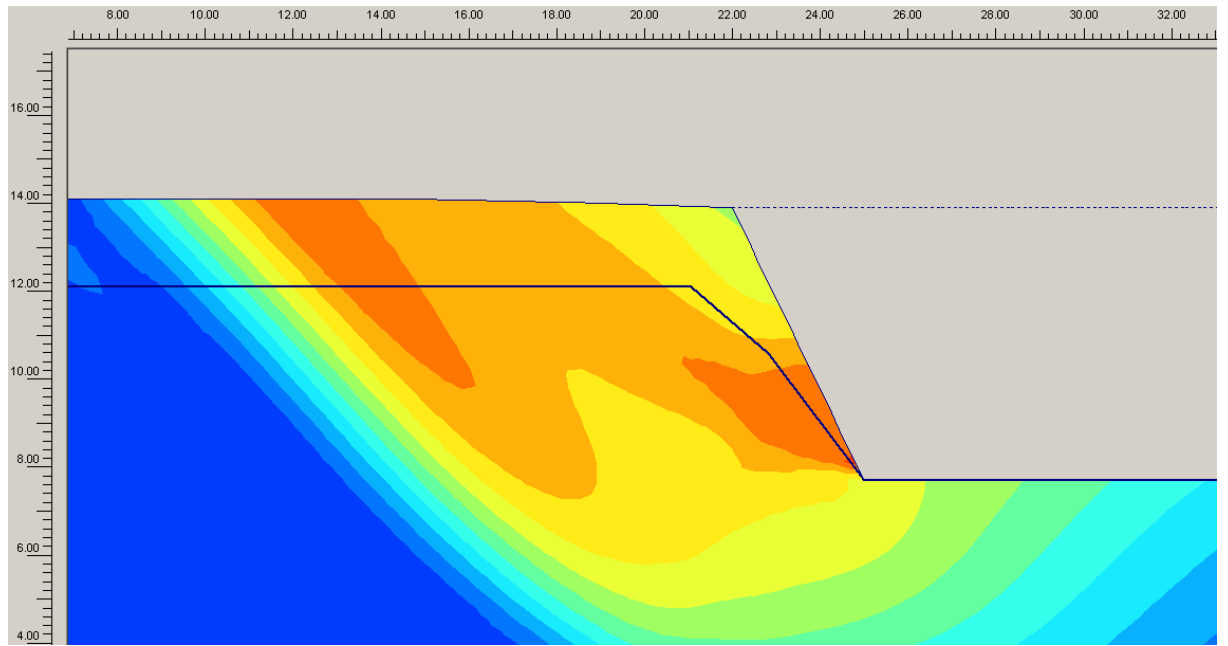


Şevde Deformasyon



Güvenlik Sayısı = 1.016

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.25$, $\phi=26^\circ$



Şevde Deformasyon

Plaxis 8.2 Calculations - GHq_ru025_fi26.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves

General Parameters Multipliers Preview

Show

☒ Input values

☐ Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A

MloadA: N/A

MloadB: N/A

Mweight: N/A

Maccel: N/A

Msf: 0,1000

Total multipliers

Σ -Mdisp: 1,0000

Σ -MloadA: 1,0000

Σ -MloadB: 1,0000

Σ -Mweight: 1,0000

Σ -Maccel: 0,0000

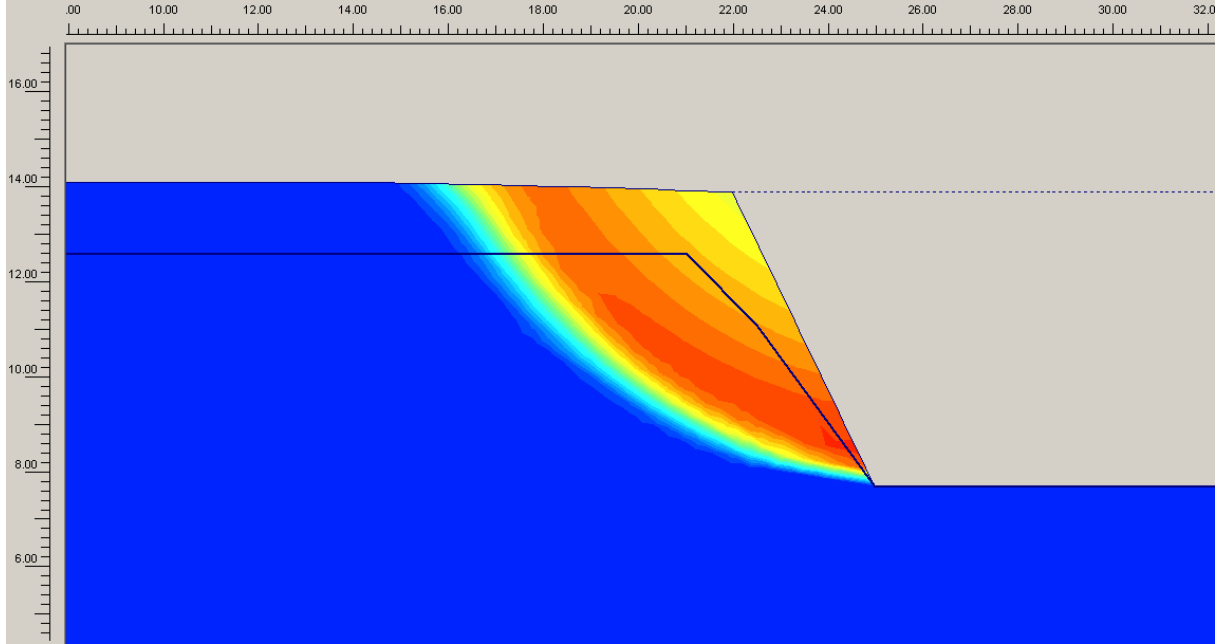
Σ -Msf: 1,0678

Next Insert Delete...

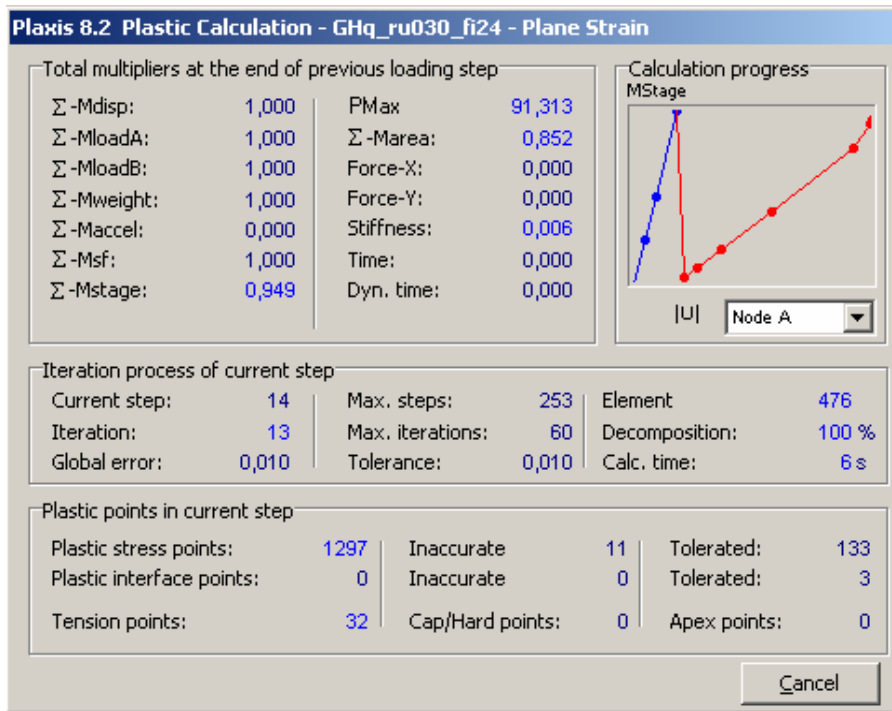
Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	Fir
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	4
✓ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2	11

Güvenlik Sayısı = 1.068

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.30$, $\phi=24^\circ$

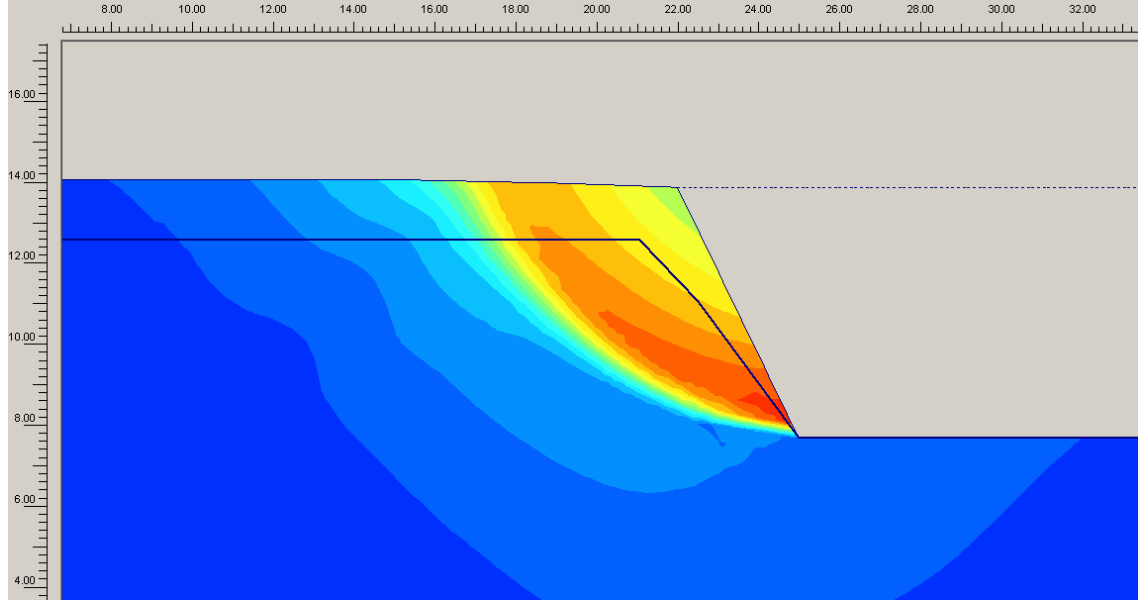


Şevde Deformasyon



Güvenlik Sayısı = 0.949

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.30$, $\phi=26^\circ$



Şevde Deformasyon

Plaxis 8.2 Calculations - GHq_ru030_fi26.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves

General Parameters Multipliers Preview

Show
☒ Input values
☐ Reached values

Incremental multipliers

Mdisp:	N/A
MloadA:	N/A
MloadB:	N/A
Mweight:	N/A
Maccel:	N/A
Msf:	0,1000

Total multipliers

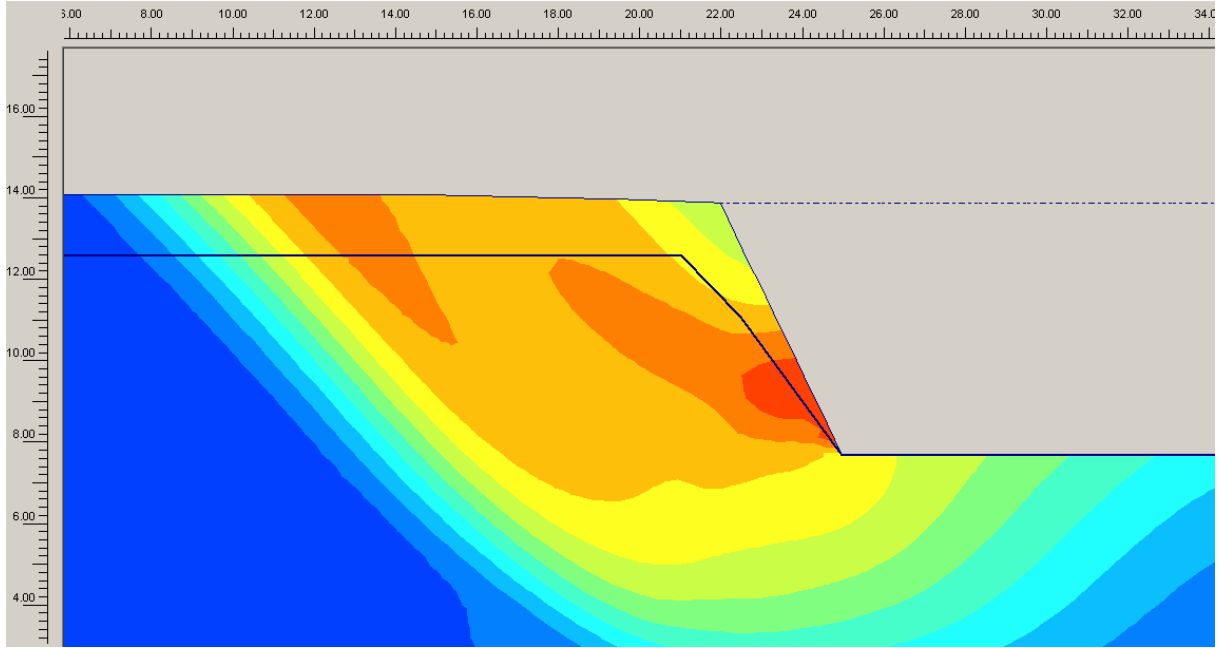
Σ -Mdisp:	1,0000
Σ -MloadA:	1,0000
Σ -MloadB:	1,0000
Σ -Mweight:	1,0000
Σ -Maccel:	0,0000
Σ -Msf:	1,0140

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	Fir
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	4
✓ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2	15

Güvenlik Sayısı = 1.014

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.30$, $\phi=28^\circ$



Şevde Deformasyon

Plaxis 8.2 Calculations - GHq_ru030_fi28.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves

General Parameters Multipliers Preview

Show

☒ Input values

☐ Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A

MloadA: N/A

MloadB: N/A

Mweight: N/A

Maccel: N/A

Msf: 0,1000

Total multipliers

Σ -Mdisp: 1,0000

Σ -MloadA: 1,0000

Σ -MloadB: 1,0000

Σ -Mweight: 1,0000

Σ -Maccel: 0,0000

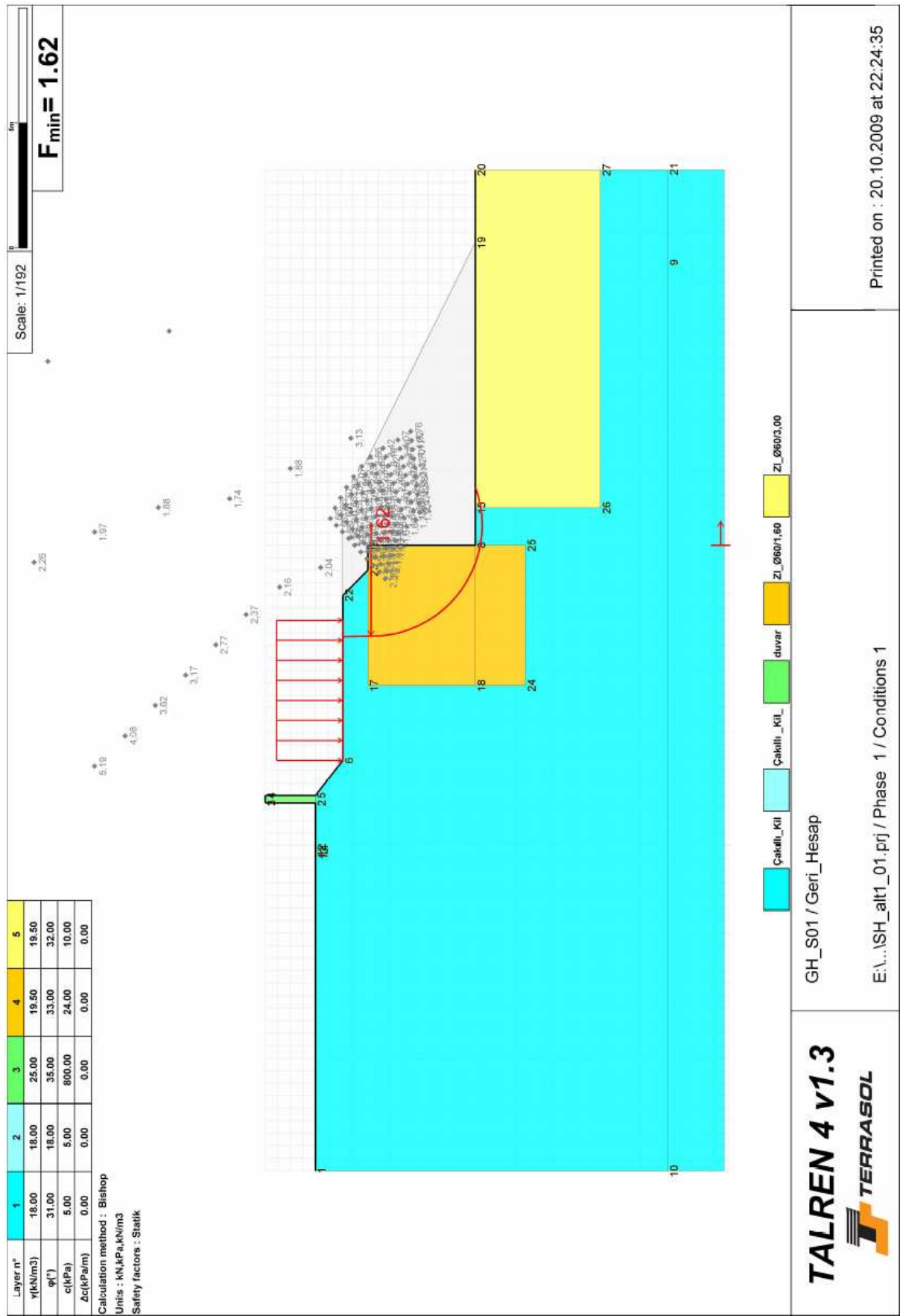
Σ -Msf: 1,0596

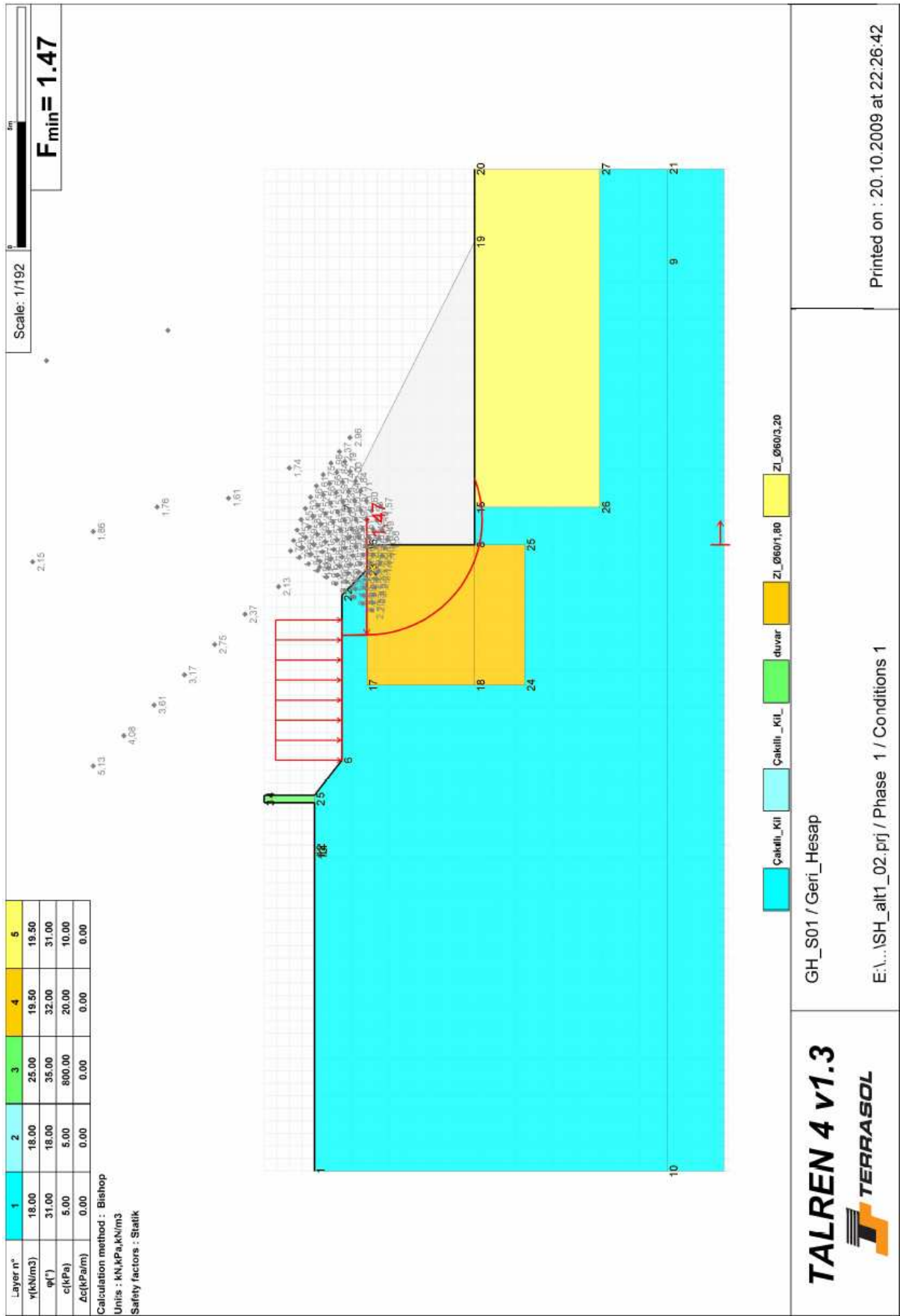
Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	Fir
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2	4
✓ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2	11

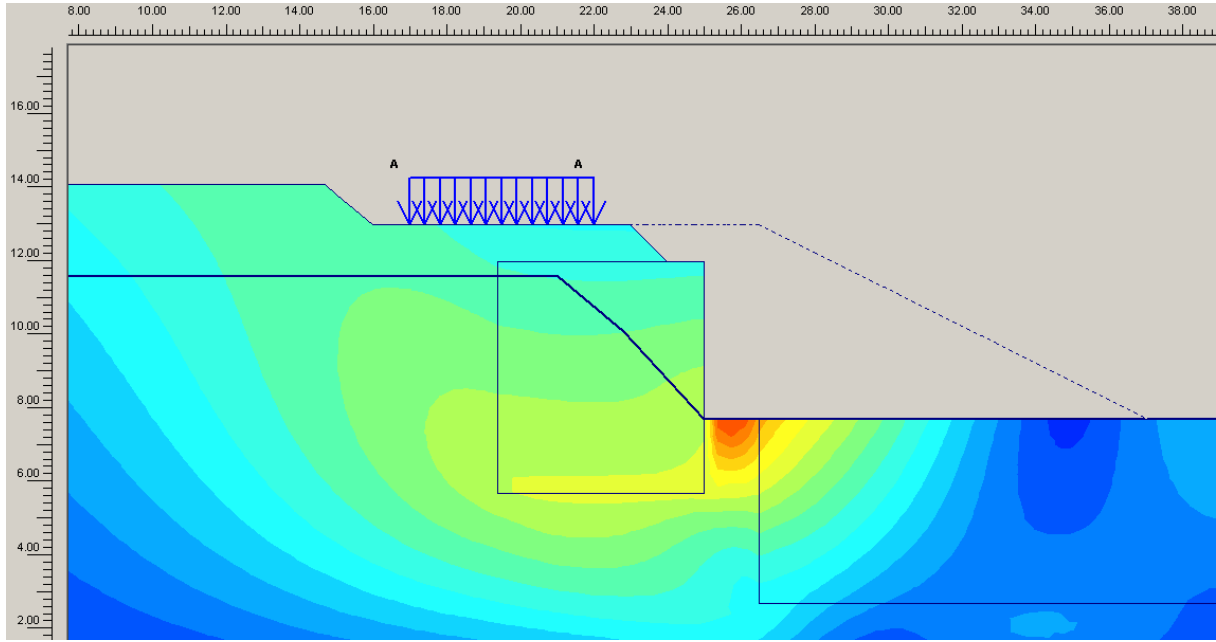
Güvenlik Sayısı = 1.060

EK A.6 : 1. Alternatif Kesit Talren ve Plaxis Çıktıları





$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.25$, $\phi=31^\circ$



Şevde Deformasyon

Plaxis 8.2 Calculations - SH_alt1_01.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves

General Parameters Multipliers Preview

Show

☒ Input values

☐ Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A

MloadA: N/A

MloadB: N/A

Mweight: N/A

Maccel: N/A

Msf: 0,1000

Total multipliers

Σ -Mdisp: 1,0000

Σ -MloadA: 1,0000

Σ -MloadB: 1,0000

Σ -Mweight: 1,0000

Σ -Maccel: 0,0000

Σ -Msf: 1,5447

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2
✓ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2
✓ <Phase 4>	4	2	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	2
✓ <Phase 5>	5	2	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	2
✓ <Phase 6>	6	4	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2

Statik Durum – Güvenlik Sayısı=1.54

Plaxis 8.2 Calculations - SH_alt1_01.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves Output...

General Parameters Multipliers Preview

Show
☒ Input values
☐ Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A
MloadA: N/A
MloadB: N/A
Mweight: N/A
Maccel: N/A
Msf: 0,1000

Total multipliers

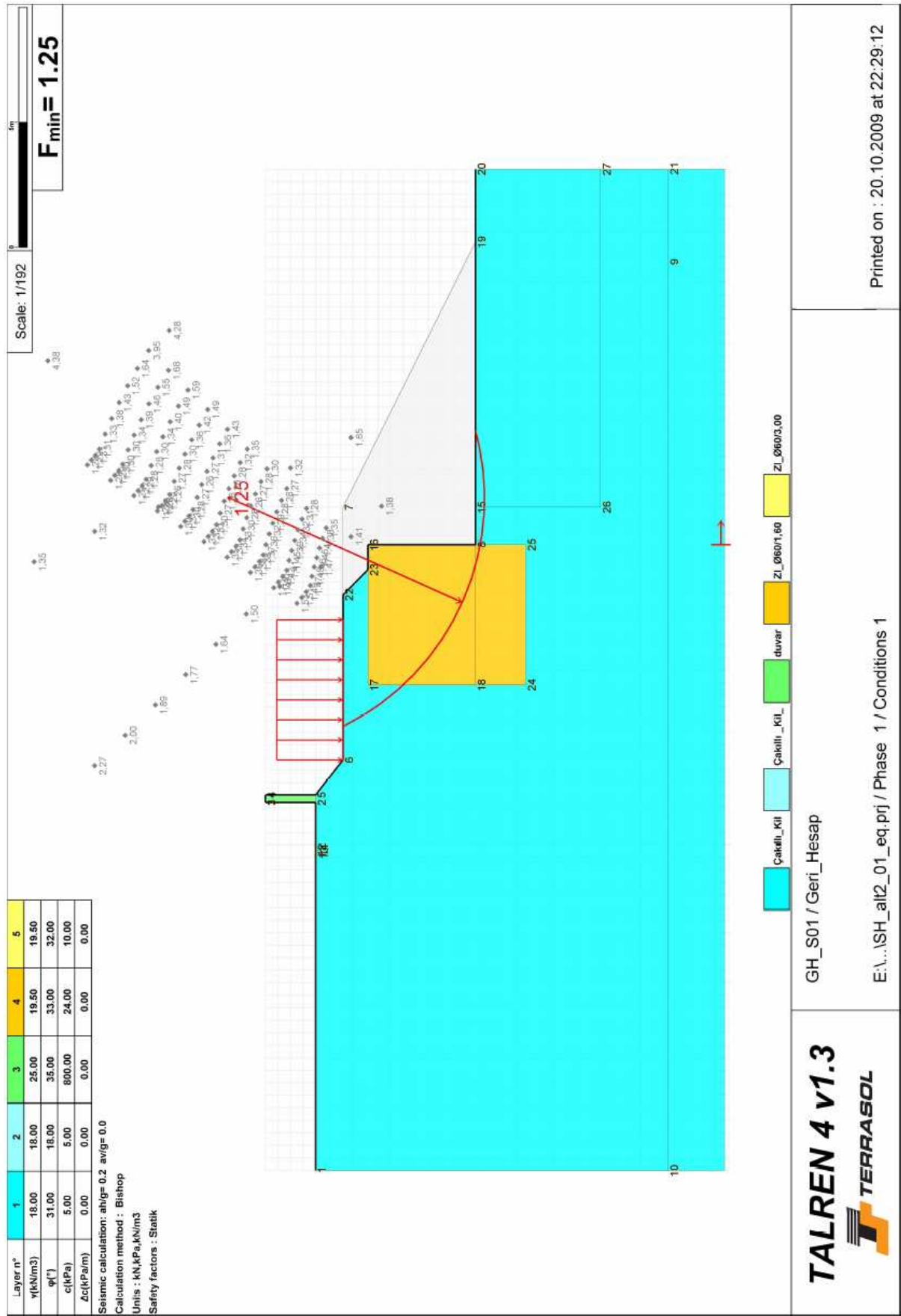
Σ -Mdisp: 1,0000
 Σ -MloadA: 1,0000
 Σ -MloadB: 1,0000
 Σ -Mweight: 1,0000
 Σ -Maccel: -0,1999
 Σ -Msf: 1,0414

Next Insert Delete...

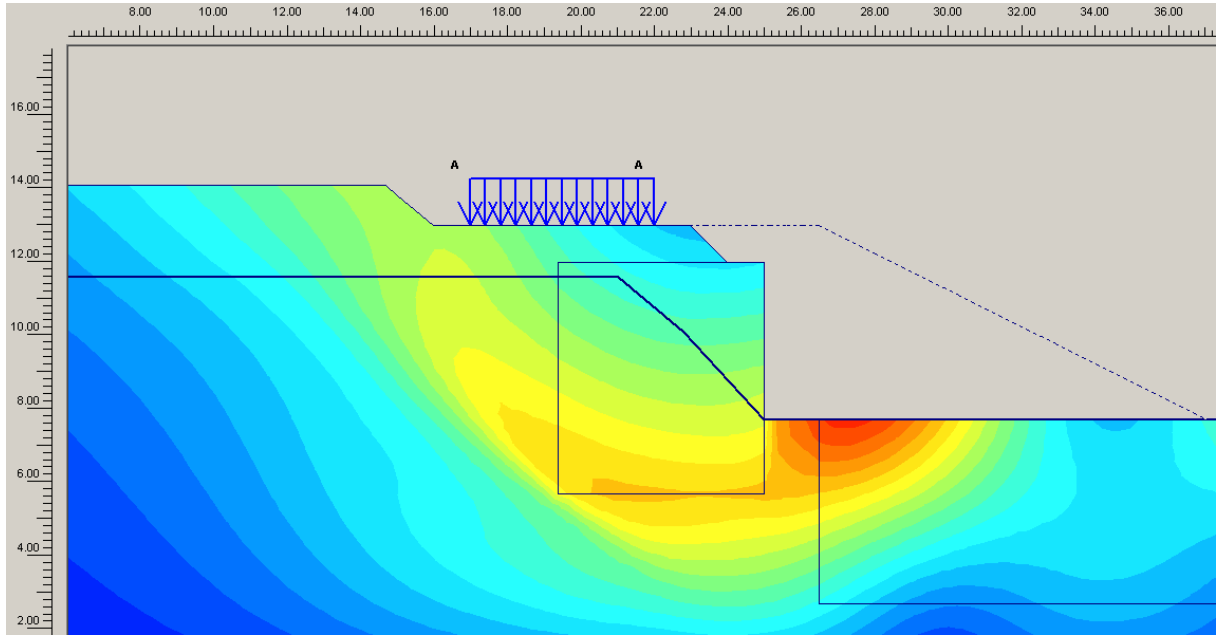
Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2
✓ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2
✓ <Phase 4>	4	2	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	2
✓ <Phase 5>	5	2	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	2
✓ <Phase 6>	6	4	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2
✓ <Phase 7>	7	5	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2

Depremli Durum ($a_{ort}=0.2g$) – Güvenlik Sayısı=1.04

EK A.7 : 2. Alternatif Kesit Talren ve Plaxis Çıktıları



$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.25$, $\phi=31^\circ$



Şevde Deformasyon

Plaxis 8.2 Calculations - SH_alt2_01.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves

General Parameters Multipliers Preview

Show

☒ Input values

☐ Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A

MloadA: N/A

MloadB: N/A

Mweight: N/A

Maccel: N/A

Msf: 0,1000

Total multipliers

Σ -Mdisp: 1,0000

Σ -MloadA: 1,0000

Σ -MloadB: 1,0000

Σ -Mweight: 1,0000

Σ -Maccel: 0,0000

Σ -Msf: 1,4519

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2
✓ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2
✗ <Phase 4>	4	2	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	2
✓ <Phase 5>	5	2	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	2
➡ <Phase 6>	6	4	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2

Statik Durum – Güvenlik Sayısı=1.45

Plaxis 8.2 Calculations - SH_alt2_01.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves     Output...

General Parameters Multipliers Preview

Show
☒ Input values
☐ Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A
MloadA: N/A
MloadB: N/A
Mweight: N/A
Maccel: N/A
Msf: 0,0000

Total multipliers

Σ -Mdisp: 1,0000
 Σ -MloadA: 1,0000
 Σ -MloadB: 1,0000
 Σ -Mweight: 1,0000
 Σ -Maccel: 0,2000
 Σ -Msf: 1,0000

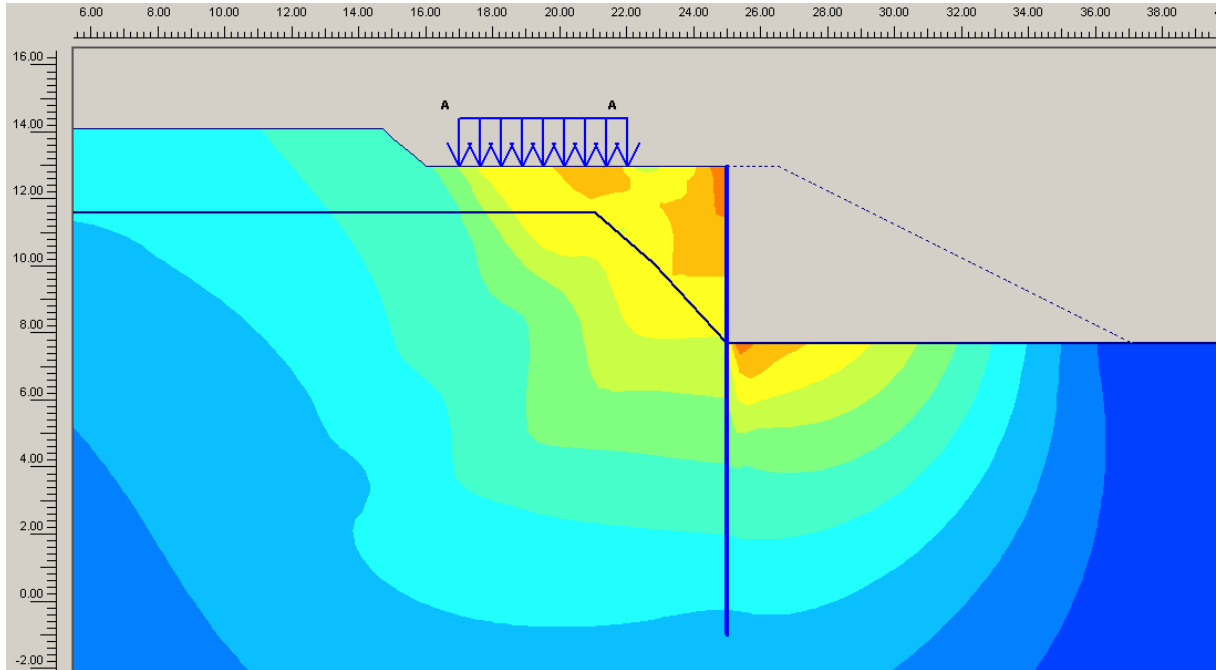
Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2
✓ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2
✗ <Phase 4>	4	2	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	2
✓ <Phase 5>	5	2	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	2
➡ <Phase 6>	6	4	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2

Depremli Durum ($a_{ort}=0.2g$) – Güvenlik Sayısı=1.00

EK A.8 : 3. Alternatif Kesit Plaxis Çıktıları

$c=5 \text{ kPa}$, $ru=0.25$, $\phi=31^\circ$



Şevde Deformasyon

Plaxis 8.2 Calculations - FK_02.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves

General Parameters Multipliers Preview

Show

- ☒ Input values
- ☐ Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A

MloadA: N/A

MloadB: N/A

Mweight: N/A

Maccel: N/A

Msf: 0,1000

Total multipliers

Σ -Mdisp: 1,0000

Σ -MloadA: 1,0000

Σ -MloadB: 1,0000

Σ -Mweight: 1,0000

Σ -Maccel: 0,0000

Σ -Msf: 1,6568

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 ...	0
✓ <Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 ...	1
✓ <Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 ...	2
✓ <Phase 8>	8	2	Plastic	Staged construction	0,00 ...	8
✓ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2
✓ <Phase 4>	4	8	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	8
✗ <Phase 5>	5	2	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	2

Statik Durum – Güvenlik Sayısı=1.65

Plaxis 8.2 Calculations - FK_02.plx

File Edit View Calculate Help

Input Output Curves

General Parameters Multipliers Preview

Show

☒ Input values

☐ Reached values

Incremental multipliers

Mdisp: N/A

MloadA: N/A

MloadB: N/A

Mweight: N/A

Maccel: N/A

Msf: 0,1000

Total multipliers

Σ -Mdisp: 1,0000

Σ -MloadA: 1,0000

Σ -MloadB: 1,0000

Σ -Mweight: 1,0000

Σ -Maccel: -0,1979

Σ -Msf: 1,0027

Next Insert Delete...

Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water
✓ <Phase 8>	8	2	Plastic	Staged construction	0,00 ...	8
✓ <Phase 3>	3	2	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2
✓ <Phase 4>	4	8	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	8
✗ <Phase 5>	5	2	Plastic	Total multipliers	0,00 ...	2
✓ <Phase 6>	6	4	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	8
<Phase 7>	7	5	Phi/c reduction	Incremental multipliers	0,00 ...	2

Depremli Durum ($a_{ort}=0.2g$) – Güvenlik Sayısı=1.00

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Önder Akçakal

Doğum Yeri ve Tarihi: İzmir 19.03.1983

Adres: Selami Ali Mahallesi Selamet Sokak No.46 D.2 Üsküdar İstanbul

Lisans Üniversitesi: İTÜ İnşaat Mühendisliği