

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**HALAT TENDONLU ANKRAJLARDA GERİLME
DAĞILIMININ BELİRLENMESİ VE KAZI DERİNLİĞİNE
BAĞLI OLARAK DUVAR HAREKETİNİN
İNCELENMESİ**

İnşaat Mühendisi Gözde İlknur DALDAL

**FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında
Hazırlanan**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Sönmez YILDIRIM

İSTANBUL, 2005

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	iv
ŞEKİL LİSTESİ	v
ÇİZELGE LİSTESİ	vi
ÖNSÖZ	vii
ÖZET	viii
ABSTRACT	ix
1. GİRİŞ.....	1
1.1 Ankrajların Sınıflandırılması.....	1
1.1.1 Kullanım Sürelerine Göre Ankrajların Sınıflandırılması	1
1.1.2 İmalat Teknikleri Göz Önüne Alınarak Ankrajların Sınıflandırılması.....	2
1.2 Ankrajların Kısımları.....	4
1.3 Ankraj Yöntemleri Ve Taşıma Kapasiteleri	5
1.3.1 Mekanik Yolla Ankraj	5
1.3.2 Çimento İle Ankraj	5
1.3.3 Genişlemeli Kök Tabanı	7
2 ZEMİN ANKRAJLARININ TASARIMI	8
2.1 Çok Sıra Ankrajlı İksa Sistemlerinin Tasarımı.....	9
2.1.1 Yük Kabulleri	10
2.2 Çok Sıra Ankrajlı Dayanma Sisteminin Hesap Yöntemleri	11
2.2.1 Rijit Kiriş ve Sabit Mesnet Varsayımı.....	11
2.2.2 Elastik Mesnetli Sürekli Kiriş Varsayımı	11
2.3 Ankrajların Tasarımı.....	11
2.3.1 Ankraj Hesap Kuvvetinin Belirlenmesi.....	11
2.3.2 Zemin Ankrajlarının Taşıma Kapasiteleri	12
2.3.2.1 Granüler Zeminlerde Ankraj Taşıma Gücü	14
2.3.2.2 Kohezyonlu Zeminlerde Ankraj Taşıma Gücü.....	17
2.3.2.3 Kayaçlarda Ankraj Taşıma Gücü	19
2.3.3 Ankraj Kök Boyu Ve Kökler Arası Etkileşim.....	20
2.3.4 Ankrajlarda Güvenlik	21
2.4 Ankrajların Öngerilmesi	22
2.4.1 Öngerme Teknikleri.....	23
2.5 Ankrajların Zaman İçinde Davranışı	24
2.5.1 Öngermenin Zamanla Azalması	24
2.5.1.1 Çeliğin Zamanla Gevşemesi	24
2.5.2 Zemin Ve Kayalarda Sünme.....	25
2.5.2.1 Sert Kayalarda Sünme	25
2.5.2.2 Yumuşak Kaya Ve Zeminlerde Sünme	25
2.6 Ankrajlarda Yük Transferi	26
2.6.1 Aderans	26
2.6.1.1 Aderansı Etkileyen Etkenler	27

2.6.2	Tendondan Enjeksiyona Yük Transfer Mekanizması	28
2.6.3	Enjeksiyon ve Delik Çeperi Arasındaki Adezyon Mekanizması	33
3.	ANKRAJLARIN VE ANKRAJLI YAPILARIN İZLENMESİ.....	34
3.1	Zemin Özelliklerini Belirlemeye Yönelik Yapılan Çalışmalar	35
3.2	Ankraj Deneyi	37
3.2.1	Ankraj Tasarımı.....	37
3.2.2	Ankrajın Donatılması	38
3.2.3	Performans Deneyi	42
3.2.4	Ankraj Boyunca Ölçülmüş Yük Dağılımı Ve Kayma Gerilmeleri.....	45
3.3	Dayanmada Deplasman Ölçümleri.....	49
3.3.1	Dayanma Deplasman Tahminleri	49
3.3.1.1	Bir Sıra İlave Ankrajlı 90°' lik Çivili Duvarın Modellenmesi	51
3.3.1.2	İlave Ankrajsız 90°' lik Çivili Duvarın Modellenmesi	60
3.3.1.3	İlave Ankrajsız 85°' lik Çivili Duvarın Modellenmesi	69
3.3.1.4	İlave Ankrajsız 80°' lik Çivili Duvarın Modellenmesi	78
3.3.2	Deplasman Ölçümleri	87
3.3.3	Deplasman Tahminlerinin Saha Ölçümleriyle Karşılaştırılması	88
4.	SONUÇLAR.....	89
	KAYNAKLAR	91
	EKLER	92
EK 1	Laboratuar deneyi sonuçları	93
EK 2	Yük hücresi kalibrasyon deneyi sonuçları	97
EK 3	Yük hücresi okumaları dönüştürme çizelgesi	98
EK 4	Strain gage laboratuar germe deneyi sonuçları	99
EK 5	Sondaj logları	101
EK 6	İnclinometrik ölçüm sonuçlarının değerlendirilmesi	109
EK 7	Dayanma yapısı planı, kesit ve görünüşü.....	117
	ÖZGEÇMİŞ.....	119

SİMGE LİSTESİ

A	Kayma gerilmesinin tendondaki eksenel gerilmeyle arasındaki sabit ilişki
α_{ankraj}	Ankraj eğimleri
c	Kohezyon
c_u	Drenajsız kayma dayanımı
D	Ankraj kökü çapı
d	Tendon çapı
d_s	Delinen şaft çapı
δ	Enjeksiyon-kayaç kesiti dayanımı
δ_u	D tipi ankraj köklerinde yapılan genişletmelerin aralığı
EA	Ankraj kökü rijitliği
EF	Uzama rijitliği
EI	Eğilme rijitliği
F_{ankraj}	Ankraj kuvvet
f_{pu}	Tendonun karakteristik çekme dayanımı
ϕ	İçsel sürtünme açısı
γ	Zeminin birim hacim ağırlığı
I_c	Göreceli konsistans
k	Ankraj rijitlik indeksi
k_w	Permeabilite katsayısı
L	Ankraj
L_0	Ankraj kökündeki enjeksiyon boyu
$\mu\varepsilon$	Ankraj halatında ölçülen birim uzama değerinin milyonda biri
N_c, N_q	Taşıma gücü etkenleri
P	Kök taşıma gücü
Q_u	D Tipi Ankrajlarda taşıma gücü
R_i	Kesme kuvvetleri
S_a	Ankraj yatay aralıkları
σ'_v	Düşey jeolojik efektif gerilme
T	Kayma gerilmesi
T_u	B Tipi Ankrajlarda kök taşıma kapasitesi
τ_m	Çevre sürtünmesi değeri
τ_x	Ankraj kökünün başlangıcından x mesafesindeki kayma gerilmesi
τ_0	Ankraj kökünün üst ucundaki kayma gerilmesi

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1	Temel Ankraj Tipleri.....	3
Şekil 1.2	Tipik Geçici Ankraj.....	4
Şekil 1.3	Ankraj Kafası	5
Şekil 1.4	Zemin Ankrajı	6
Şekil 2.1	Tasıma Gücü Etkeni ile Efektif Kayma Dayanımı Açısı Arasındaki ilişki.....	15
Şekil 2.2	Kumlu Çakıllar ve Çakıllı Kumlarda Maksimum Ankraj Gücü	16
Şekil 2.3	Güvenli Ankraj Taşıma Gücü, SPT ve Dinamik Penetrasyon Deneyi Arasındaki ilişki	16
Şekil 2.4	D Tipi Ankraj	18
Şekil 2.5	Tendon / enjeksiyon ara yüzeyinin idealize edilmiş davranışı.....	29
Şekil 2.6	Deforme olmuş çubuk ve enjeksiyon arasındaki etkileşim	30
Şekil 2.7	Çelik tendonu saran enjeksiyonun çatlaması.....	30
Şekil 2.8	Yüklemeye sırasında tendon uzunluğu boyunca kayma gerilmesi varyasyonları	32
Şekil 2.9	A' nın değişik değerleri için tendon boyunca yük dağılımı	32
Şekil 3.1	Ölçüm yapılacak cephenin görünüşü	34
Şekil 3.2	İksa kesiti.....	36
Şekil 3.3	3 eksenli basınç deneyi düzeneği	36
Şekil 3.4	CU deneyi sonucunda çizilen Mohr gerilme dairesi	36
Şekil 3.5	VW yük hücresi ile ankraj yükünün uzun süre izlenmesi	38
Şekil 3.6	VW yük hücresi ve kurulum şeması.....	39
Şekil 3.7	Ankraj halatına gerilme ölçerlerin montajı	40
Şekil 3.8	Ankraj performans deneyi düzeneği	42
Şekil 3.9	Performans deneyi yük-deplasman grafiği.....	44
Şekil 3.10	Performans deneyi maksimum yüklere karşılık gelen uzama değerleri.....	45
Şekil 3.11	Performans deneyi sırasında maksimum yükler sırasından ankrajda gözlenen yük dağılımı.....	48
Şekil 3.12	Performans deneyi sırasında maksimum yükler sırasından ankrajda oluşan kayma gerilmesi dağılımı.....	48
Şekil 3.12	İnclinometre borusu ve dayanmanın mevcut durumu	87

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 1.1 Zemin tiplerine göre spesifik çekme dayanımları	7
Çizelge 2.1 Kök taşıma gücüne etki eden etkenler.....	13
Çizelge 2.2 Bazı kayaçlar için tipik kök sıyrılma değerleri	19
Çizelge 2.3 1m uzunluk için kökte son taşıma gücü	20
Çizelge 2.4 Çimento Enjeksiyonlu Kaya Ankrajları için Kök Boyları.....	21
Çizelge 2.5 Servis Ömrünün Ve Risk Potansiyelinin Bir Fonksiyonu Olarak Önerilen Güvenlik Etkenleri.....	22
Çizelge 2.6 Ankraj çubuğunda güvenlik katsayıları.....	23
Çizelge 3.1 Serbest basınç deneyi sonuçları	35
Çizelge 3.2 CU deneyi sonuçları	35
Çizelge 3.3 Strain gage yerleşimleri.....	41
Çizelge 3.4 Performans deneyi ölçümleri.....	43
Çizelge 3.5 Alınan strain gage okumaları	46
Çizelge 3.6 Performans deneyi sırasında halatlarda oluşan gerilme ve yük değerleri	47
Çizelge 3.7 Modellemede kullanılan malzeme özellikleri	49
Çizelge 3.8 Yapılan modelleme sonuçlarının karşılaştırılması	50
Çizelge 3.9 Ölçülen ve beklenen yer değiştirmelerin karşılaştırılması	88

ÖNSÖZ

Bu çalışma, enjeksiyonlanmış zemin ankrajlarının yük altındaki davranışlarının zamanla değişiminin incelenmesi ve ankraj boyunca yük dağılımının tespit edilmesi amacıyla yapılmıştır.

Bu çalışmanın hazırlanması sırasında yardımlarını ve desteklerini esirgemeyen tez danışmanım sayın Prof.Dr. Sönmez YILDIRIM' a, gerekli mali desteği ve kaynakları sağlayan TEMELTAŞ AŞ' ye, şantiyelerinde çalışma yapmamıza izin veren GEOTEKNİK AŞ' ye, yardımlarından dolayı GEOTEST AŞ' ye ve değerli asistanlarımıza teşekkür ederim.

ÖZET

Bu çalışma kapsamında deplasman olduğu belirlenen zemin çivili bir dayanma yapısında hareketi durdurmak amacıyla yapılan ek ankrajlardan biri donatılarak, ankraj üzerindeki yük dağılımı ve kazı derinliği arttıkça deplasmanda meydana gelen değişiklikler incelenmiştir. Dayanma yapısında oluşacak deplasman tahmini için bilgisayarda modelleme yapılmış ve elde edilen sonuçlar sahada alınan ölçümlerle karşılaştırılmıştır.

Ölçüm için titreşimli tel tipi 12 adet gerinim ölçer ve 1 adet yük hücresi kullanılmıştır. Ayrıca söz konusu ek ankrajların civarında hareketi gözlemek için yerleştirilmiş bir inklinometre borusu da bulunmaktadır.

Donatılan ankraj üzerinde performans deneyi yapılmıştır. Gerinim ölçerlerden okunan birim deformasyon değerleri ankraj halatının elastisite modülü ile çarpılarak gerilmeye geçilmiştir. Ankraj kafasına yerleştirilen yük hücresiden alınan okumalardan ise ankrajda zamana bağlı oluşan yük kayıpları incelenmiştir.

Sonuçta, yapılan ilave ankrajın yer değiştirmeleri engellemede etkili olmayacağı, bunun yerine duvarın eğimli olarak tasarlanması daha yararlı olacağı yargısına varılmıştır.

Anahtar kelimeler: geoteknik ankraj, ankrajlarda gerilme dağılımı, ankraj davranışı, yer değiştirme

ABSTRACT

This thesis is about determining the strain distribution of anchors and anchor behavior with increasing excavation depth. An anchor in the retaining system designed with soil nails and shotcrete, was instrumented with 12 strain gages and a load cell in the head. The results of strain measuring are used to determine the distribution of forces and bond stresses along the fixed anchor length.

Also inclinometer measurements were taken and compared with displacement values which were obtained from Plaxis.

A performance test was done on the instrumented anchor; load distribution was determined by the verified data which was transformed to stress and force.

Keywords: geotechnical anchor, anchor load distribution, ultimate capacity, bond stress, displacement,

1. GİRİŞ

Ankrajlar derin kazıların güvenli açılması ve inşaat sırasında güvenli olarak durması için yüksek şev duvarlarının desteklenmesinde, düşey yer değiştirmelerin önlenmesinde, yapıların dönmeye karşı güvenceye alınmasında, yapıların kaymaya karşı güvenliğinin arttırılmasında, yeraltı yapılarının duraylılığının arttırılmasında, zeminin ön konsolidasyonunun sağlanmasında ve yapıların sismik duraylılığının arttırılmasında yaygın olarak kullanılan destek elemanlarıdır. Ankraj, üzerine uygulanan gerilme kuvvetini elverişli zemine ileten yapısal bir parçadır. Ankraj pasif veya öngermeli olabilir. Pasif ankraj, kendi başına hiç bir yük taşımaz. Fakat zemin ilgili ankraj parçasına doğru oynadıkça, yük ankraja iletilir. Herhangi bir pasif ankrajın, maksimum yük taşıma gücüne ulaşabilmesi için büyük hareketlere gereksinme olabilir. Bu büyük hareketleri daha kabul edilebilir düzeye indirmek için zemin ankrajları, genellikle yapıya veya zemin yüzeyi levhasına veya bileşenlerine doğru çekilerek önceden gerilir. Öngermeli ankrajın, sabit ankrajdan daha dayanıklı olduğu gözlenmiştir.

Ankrajlar:

- a) Düşey yer değiştirmelerin önlenmesinde,
- b) Dönmeye karşı yapıların güvenceye alınmasında,
- c) Yapıların kritik yüzeyler boyunca kaymaya karşı güvenliğinin sağlanmasında,
- d) Yeraltı yapılarının duraylılıklarının arttırılmasında,
- e) Zeminin ön konsolidasyonunun sağlanmasında,
- f) Yapıların sismik duraylılıklarının arttırılmasında,
- g) Deney sahası dar olan yerlerde kazık yükleme deneylerinde öngerme sağlayan eleman olarak,
- h) Barajların yükseltilmesinde,
- i) Dalgakıran ve iskelelerde, gemilerin iskele babalarına verdikleri yükün dağıtılmasında kullanılır.

1.1 Ankrajların Sınıflandırılması

1.1.1 Kullanım sürelerine göre ankrajların sınıflandırılması

- a) *Geçici ankrajlar:* Bu ankrajlar genellikle bir yapının inşaatı sırasında kazı

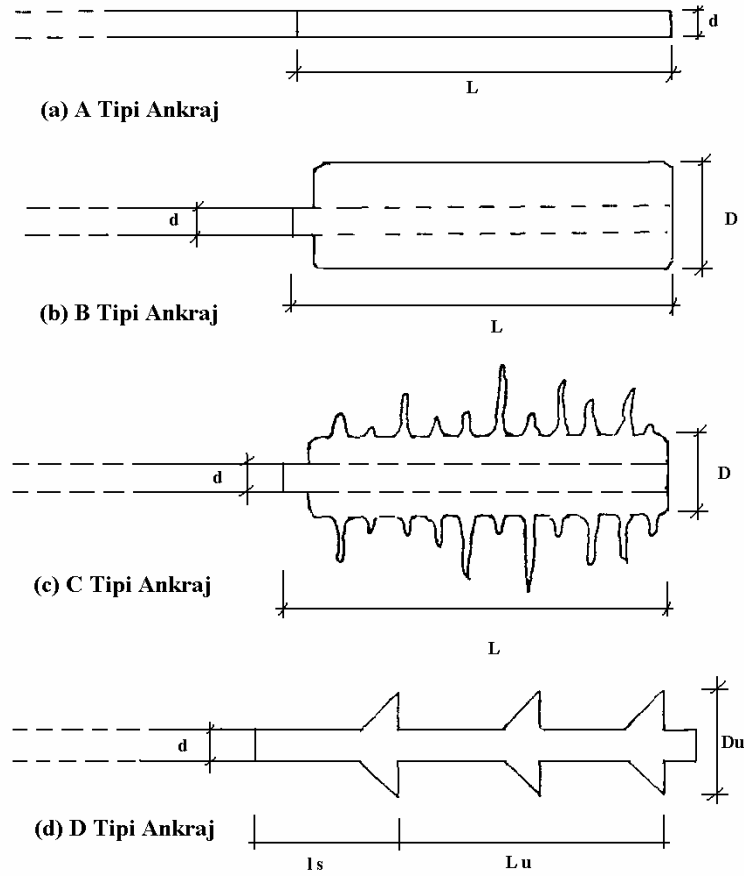
yüzeylerinin desteklenmesi için tasarlanmış, kısa süreli olarak kazı yüzeyine gelen zemin itkilerine karşı koyan ve böylece güvenli inşaat olanağı sağlayan ankrajlardır. Genellikle kullanım süreleri 2 yıldır. Servis ömürlerine göre 2'ye ayrılırlar.

- **1 Nolu geçici ankrajlar:** Servis süreleri 6 aydan daha az ve göçmesi çok ciddi sorunlar yaratmayan, toplumun güvenliğini etkilemeyen (örn. kısa süreli kazık yükleme deneylerinde reaksiyon sistemi olarak kullanılan) ankrajlardır
- **2 Nolu geçici ankrajlar:** Servis süreleri 2 yıl civarında olan, göçmesi sonucu oldukça ciddi sorunlar ortaya çıkabilen (örn. dayanma duvarlarının desteklenmesinde kullanılan) ankrajlardır.
- b) Kalıcı ankrajlar:* Sürekli yapıların ve kazı destekleme sistemlerinin servis ömrü boyunca güvenliğinin ve duraylılığının sağlanması amacıyla yapılırlar.
- **3 Nolu sürekli ankrajlar:** Korozyon riskinin yüksek olduğu ve/veya göçme durumunda çok ciddi sorunlar yaratan (örn. asma köprülerin ana gergilerinde kullanılan ya da su etkisi ile kaldırılan yapıların duraylılığının sağlanması amaçlı ağırlık yapısının elemanları olarak kullanılan) ankrajlardır

1.1.2 Üretim teknikleri göz önüne alınarak ankrajların sınıflandırılması:

Verilen belirli bir zemin durumu altında bir ankrajın taşıma gücü, geometrisi tarafından etkilenir. Bir ankrajın tasarımında, ankrajın kök kısmından çevresindeki zemine ilettiği gerilmeler, ankraja uygulanan üretim tekniği, enjeksiyon ve delme yöntemlerinden etkilenmektedir. Bu kriterler göz önünde bulundurularak ankrajlar 4 ana grup altında toplanabilir. (Şekil 1.1)

A Tipi Ankrajlar: Genellikle kayalar ya da katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılır. Dayanım, deliğin duraylılığına bağlı olup, doğrusal ya da doğrusal olmayan düz şaftlı ankrajlardır. Taşıma gücü, zemin-enjeksiyon ara yüzeyi üzerinde oluşan kayma gerilmelerine bağlıdır, (Hanna, 1983).



Şekil 1.1 Temel Ankraj Tipleri

B Tipi Ankrajlar: Ankraj kök çapının zemin içinde minimum basınç yaratarak genişletilmesi sonrası çimento harcının, $<1000 \text{ kN/m}^2$ değerlerindeki basınç altında boşluklara ve çatlaklara girmesi sağlanarak oluşturulan ankraj tipidir. Genellikle iyi derecelenmiş kohezyonsuz zeminlerde kullanıldığı gibi, yumuşak çatlaklı kayalarda ve kaba alüvyonlarda da kullanılır. Kök çevresindeki kohezyonlu veya kohezyonsuz zeminlerde çimento sızdırmazlığından yararlanarak, basınç altında iyice sıkıştırılması ile geniş bir ankraj kökü oluşturulur. Enjeksiyon basıncının her zaman toplam jeolojik yükten düşük olmasına özen gösterilmesi gerekmektedir. Ankraj kök bölgesinde, kayma dayanımından dolayı direnç oluşur.

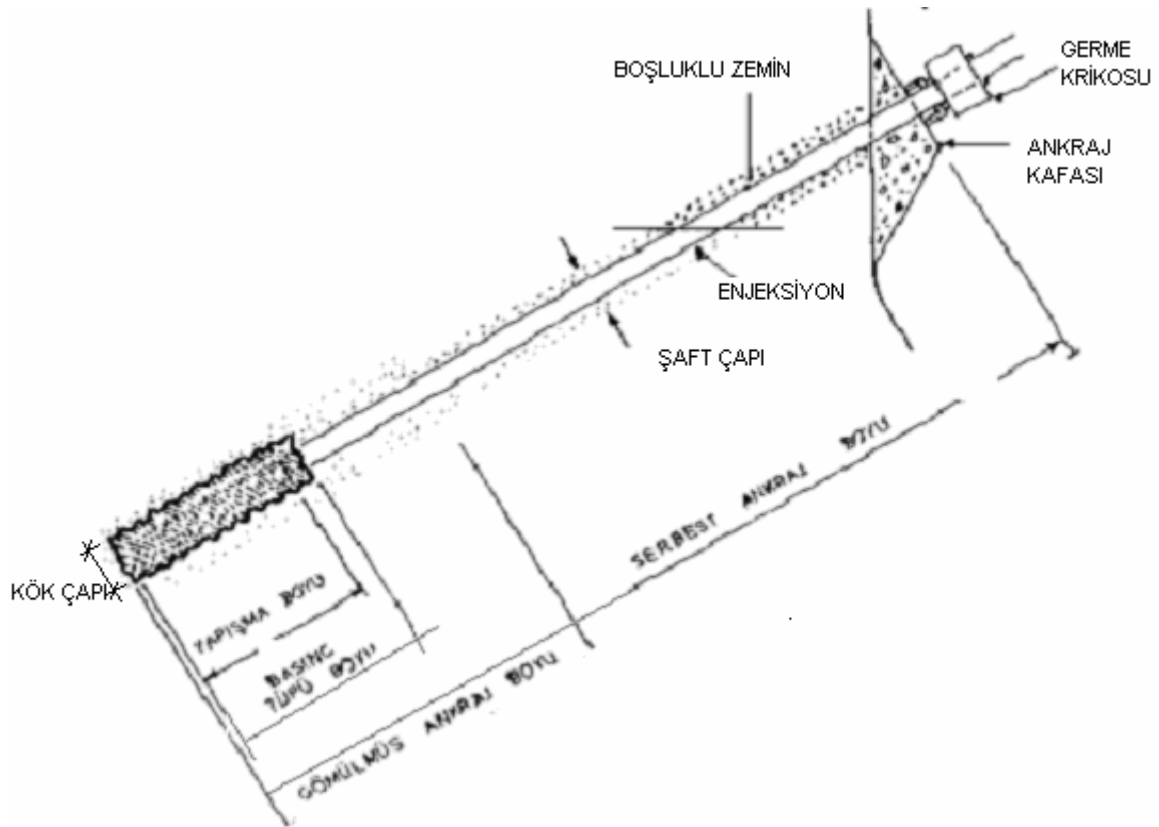
C Tipi Ankrajlar: 2000 kN/m^2 'den daha yüksek bir basınç altında çimento harcının zemin boşluklarına sızdırılmasıyla ankraj kökü genişletilir. Birinci enjeksiyonun sertleşmesinden sonra, çoğunlukla basınç, ikincil enjeksiyon sırasında uygulanır. İkinci enjeksiyon genellikle "manchette system" adı verilen özel bir tüp sistemi ile ya da ankraj kökü içinde çalışabilen minyatür enjeksiyon tüpleri kullanılarak yapılır. Kohezyonsuz zeminlerde kullanıldığı gibi, kohezyonlu zeminlerde de başarılı bir şekilde kullanılır. Uniform bir kayma dayanımının ankraj kökü boyunca varolduğu ilkesine göre taşıma gücü hesaplanır.

D Tipi Ankrajlar: Mekanik aygıtlarla ya da patlayıcılarla oluşturulmuş bir dizi

kökten oluşan ankrajın enjeksiyonunda "Tremie" yöntemi uygulanır. Katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılan bu ankrajlarda, kayma dayanımı ve uç dayanımı sıyrılmaya karşı direnci oluşturur. Duvar desteklemesinde bazı şekillerinde D tipi ankrajların kullanılması çok yaygın bir uygulama olmamakla birlikte kohezyonsuz zeminlerde de kullanılabilmektedirler, (Clayton, Milititsky, Woods, 1993) .

1.2 Ankrajların Kısımları

Zemin ankrajları uygulanan çekme yüklerini taşıyıcı zemine aktararak zeminden duvara gelen itkiyi karşılarlar. Bu tip ankrajların ana elemanları, ankraj kafası, serbest ankraj uzunluğu ve kök bölgesidir.

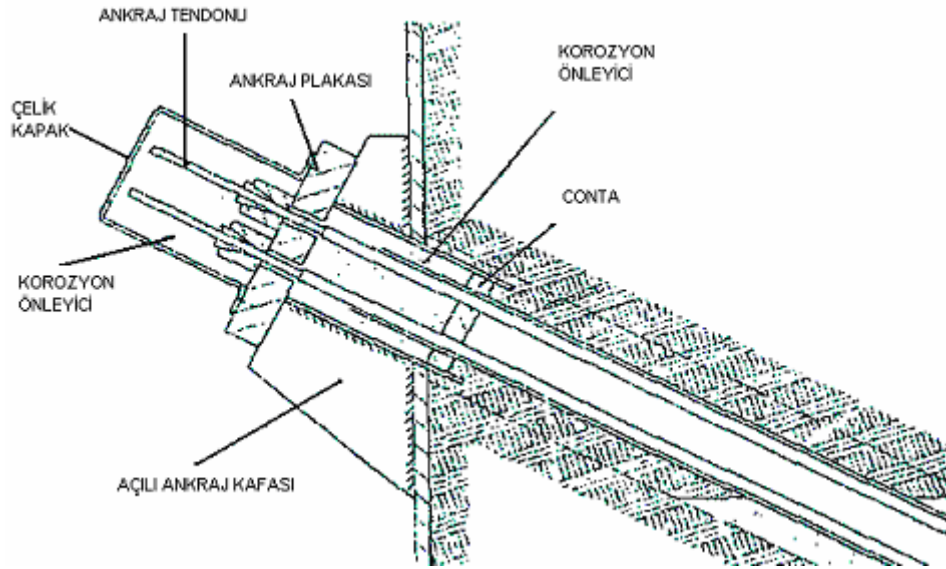


Şekil 1.2 Tipik Geçici Ankraj

1)Ankraj kafası: Bu bölge öngerme kuvvetinin duvar yüzeyine yayılmasını sağlar. Öngermenin uygulandığı ve servis yüküne gerilen ankrajın kilitlenmesinin yapıldığı bölgedir. Asıl olarak germe kafası, kamalar (sıkıştırıcılar), ankraj ve ankraj plakasından meydana gelir. Kontrol için açık olması gereken ankrajlarda bir de koruyucu kapak yapılması önerilir. Şekil 1.3' te tendonu halat olan bir ankrajın kafa ayrıntısı görülmektedir.

2) **Serbest Ankraj Boyu:** Ankraj kökünün başlangıcı ile ankraj kafası arasındaki uzaklıktır. Germe işlemi sırasında öngerme çeliğinin engelsiz olarak uzayabileceği uzunluğa karşı gelmektedir (Şekil 1.2). Serbest bölgenin yapısı ankrajdan beklenen hizmete bağlıdır. Bunlar:

- (a) Ankrajın ömrü (Geçici ya da kalıcı ankraj olması),
- (b) Korozyon ve mekanik örselenmeye karşı ne düzeyde koruma gerektiği,
- (c) Ankrajın aşamalı olarak gerilmesi zorunluluğu,
- (d) Çekme kuvvetini her an ölçme olasılığı,
- (e) Germe elemanlarının boşaltılması ve sonradan tekrar gerilmesi zorunluluğu,
- (f) Zeminin olası enine yer değiştirmelerinin karşılanması olasılığıdır.



Şekil 1.3 Ankraj Kafası (BS 8081)

3) Ankraj kökü: Öngerme kuvvetini zemine aktaran kısımdır (Şekil 1.2). Çimento harcının yüksek basınç altında ankraj deliğine itilerek doldurulması ile kök bölgesi oluşturulur. Çeliğin ankraj gövdesi içine yerleştirilme şekli zeminin özelliklerine bağlıdır. Halatlar ya doğrusaldır ya da yer yer sıkılıp yer yer serbest bırakılarak bir dizi boğum meydana getirecek şekilde birbirine bağlanmıştır.

1.3 Ankraj Yöntemleri ve Taşıma Güçleri

Ankrajların zemin içerisinde oluşturulma yöntemleri başlıca üç gruba ayrılır, aşağıda açıklanan bu yöntemlerin seçiminde zeminin mekanik özellikleri, gerilme kuvvetinin büyüklüğü, yapımcı firmanın olanakları göz önüne alınmalıdır.

1.3.1 Mekanik Yolla Ankraj

Bu yöntem sağlam kayadaki geçici kısa ankrajların teşkilinde kullanılır. Bu yöntemin en önemli özelliği yerleştirme işlemi tamamlanır tamamlanmaz çubuğa öngerme uygulanabilmesidir. Ankrajın sıyrılmasına karşı direnç yalnız sürtünmeden değil aynı

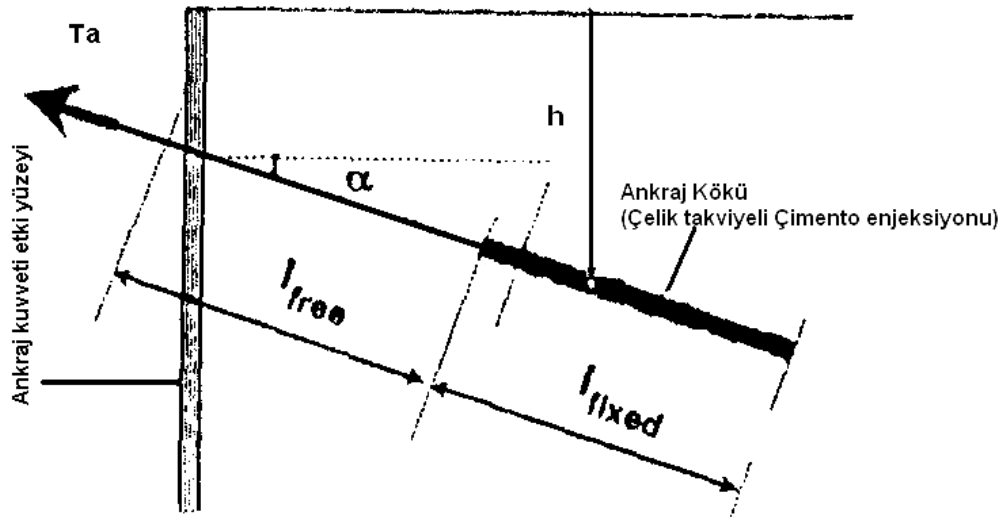
zamanda yüklenmiş tabandaki kayanın kayma dayanımından oluşur. Ankraj deliğine sokulan çubuğun ucu mekanik yöntemlerle sıkıştırılarak zeminle teması sağlanır.

1.3.2 Çimento İle Ankraj

Çimentonun hem ankraj çubuğuna hem de zemine yapışabilmesi nedeniyle en çok kullanılan yöntemdir, çimentolanmış ankraj uzunluğu çok olduğundan zemindeki yük oldukça azdır. Bu yöntem her tür zeminde uygulanabilmekle beraber başarısı çimento ve zeminin ara yüzündeki adezyona bağlıdır, öngerme işlemi çimento belirli bir dayanımı kazandıktan sonra uygulanabilir.

Enjeksiyonlu zemin ankrajı yapmak için bilinen çeşitli yöntemler vardır. Uygulamadaki başlıca adımlar şunlardır :

- Zeminde saptanmış uzunlukta ve eğimde bir delik açılması,
- Kuyuyu çimento enjeksiyonuyla yıkayarak delgi sırasında oluşan çamuru kuyuda uzaklaştırılması,
- Enjeksiyonunun sertleşmesinden sonra aralıklı olarak ankrajın enjeksiyonlanması,
- Genellikle ankraj kök bölgesinin tekrar enjeksiyonlanması,
- Ankraja ön germe yapılması ve ankrajın sabitlemesi.



Şekil 1.4 Zemin Ankrajı

Ankraj kuvvetleri, ankraj köküne germe uygulanmasından sonra, kök çevresinde baskı uygulayan ve ankraj kökünü kalıcı ve efektif olarak zemine sabitleyen enjeksiyonun, artan basınç nedeniyle segmentlerine ayrılmaya başlamasıyla gelişir, (Mesci, 1995).

Spesifik çekme dayanımı dendiğinde, 1m uzunluğundaki ankrajın dayanımı anlaşılır.

$$t_{ult} = \tau_{ult} \cdot \underbrace{2 \cdot r_k \cdot \pi \cdot 1}_{A_k} \quad (1.1)$$

t_{ult} : ankrajın son kesme dayanımı

$A_k = 2 \cdot r_k \cdot \pi \cdot 1$: ankraj kökünün yüzey alanı

Spesifik çekme dayanımını, ankrajın yapım yöntemi ve çeşitli etkenler etkilemektedir. Çoğunlukla ankrajın enjeksiyonlanma koşullarına, çevreleyen zeminin basınç ve kayma dayanımı parametrelerine bağlı olup, ankrajın geometrik pozisyonu daha az etkilidir. Çizelge 1.1’ de değişik zemin türlerine göre, ankrajların spesifik çekme dayanımları gösterilmiştir.

Çizelge 1.1 Zemin türlerine göre spesifik çekme dayanımları

Zemin Tipi	Spesifik Çekme Dayanımı (kN/m)	Kayma gerilmesini aktive eden deplasman miktarı (mm)
Çakıl	140-500	1-5
Kum	100-300	1-5
İnce kum	60-200	3-8
Silt	50-150	3-14
Kil	25-150	3-25

Spesifik çekme dayanımının aktif hale gelmesi için, çekmeye çalışan ankraj kökü ile zemin arasında göreceli eksenel deplasman oluşması gereklidir. Kayma gerilmesinin aktif hale gelmesi için oluşması gereken deplasman miktarları Çizelge1.1 de verilmiştir, (Mesci, 1995).

1.3.3 Genişlemeli Kök

Çimento ile ankraja benzer olan bu yöntemde tasarım çekme kuvvetini taşımak üzere oluşturulacak ankraj kökü uygulanan yüksek basınçlı çimento enjeksiyonu ile elde edilir, öngerme çimentonun mukavemet kazanmasından sonra uygulanabilir.

2. ANKRAJLARIN TASARIMI

Dayanma yapıları, derin kazı gerektiren inşaatlarda açılacak çukurların kazı yüzeylerinin desteklenmesi için inşa edilirler. Şehir içinde çalışıldığında veya açık arazide su seviyesinin altına inmek gerektiğinde, kazı yüzeyleri dayanma perdeleri ile desteklenmektedir.

Dayanma yapılarının projelendirilmesi ayrıntılı bir geoteknik araştırma, ekonomik, uygun ve güvenli bir destekleme sisteminin seçilmesini ve iyi bir süre organizasyonunu gerektirir.

Ankraj projelerini hazırlama ve uygulama aşamalarında, temel zemini özelliklerinin ve davranışının ayrıntılı olarak saptanması gereklidir. Projelendirme, zemin özellikleri bilinerek ve doğru zemin parametreleri kullanılarak yapılmalıdır. Projelendirilen ankrajlar üzerinde deney yapılır. Denenen ankrajlarda, ankraja gelen kuvvet sürekli olarak ölçülerek, ankrajların arazide deneysel olarak saptanan taşıma güçleri hesaplanan değerler ile karşılaştırılarak, asıl projedeki ankraj adedi ve ankraj kuvvetleri tayin edilir.

"BS 8081 - British Standart Code of Practice for Ground Anchorages (1989)" 'e göre zemin ankrajlarının tasarımında aşağıdakiler göz önüne alınır:

- Toptan göçme analizi
- Gömme derinliği
- Grup etkisi
- Ankraj kökünün boyutları

Temel Mühendisliği problemlerinde ankrajların kullanımının artmasıyla zemin ile ankraj arasındaki etkileşimin araştırılması önem kazanmıştır. Kaya ve zemin ankrajlarının sayısal olarak modellenmesi ile ankraj ve jeolojik ortam arasındaki davranışın belirlenmesi olanaklıdır.

Ankrajlar için çeşitli taşıma gücü bağıntıları geliştirilmiştir. Bu bağıntıların bir kısmı arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen ampirik formüller, bir kısmı ise analitik bağıntılardır. Ankrajların zemin içindeki davranışının analizi ise karmaşık bir zemin yapı etkileşimi problemidir. Zemin yapı etkileşimi üzerinde yapılan fiziksel ve sayısal model çalışmalarında, ankraj zemin ilişkisinde zeminin non-lineer davranış gösterdiği ve bu davranışın zeminin çeşitli özelliklerinden (başlangıç gerilme durumu, hacim değişimi, gerilme izi vb.) etkilendiği anlaşılmıştır.

Ankraj tasarımı, ankrajlı sistemin bütün olarak duraylılık analizinin yapılmasıyla başlar. Zemin tanımlaması, desteklenen yapının gerilme durumunun analizi ve duraylılık analizi,

ankraj açısına ve ankrajın serbest deplasman boyuna bağlıdır.

Ankraj tasarımında önerilen yol aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır, (Mesci, 1995):

- Gerekli çelik donatının kesit alanı ve tendon veya halatların sayısının belirlenmesi,
- Ankrajın spesifik çekme dayanımının (t_{ult}) hesaplanması
 - Hesaplamadaki sınır koşullarının belirlenmesi için zemindeki başlangıç gerilme durumu analizi
 - Enjeksiyonlama yapılana kadar oluşacak zemin gerilmelerinin belirlenmesi
 - Ankrajın Spesifik çekme dayanımının belirlenmesi
- Ankraj kuvvetini yayılımının belirlenmesi için kayma gerilmesi aktivasyon sürecinin analizi
- Ankraj gerilme diyagramının belirlenmesi.

2.1 Çok Sıra Ankrajlı Dayanma Yapılarının Tasarımı

Derin kazı dayanma sistemlerinde ankrajların kullanılması ile çok büyük zemin itkilerinin pratik ve güvenli bir şekilde karşılanması olanaklı duruma gelmiştir. Zemin ankrajları, destekleme sistemlerini tasarlarken, konsol davranışı veya sırf ağırlık kavramına göre boyuttandırma sınırından kurtarmış ve bu da kazılarda büyük derinliklerde çalışma olanağı sağlamıştır.

Çok ankrajlı bir dayanma sisteminin tasarımında hesap adımları aşağıdaki gibi özetlenebilir:

- a) Kazı yüzeyine etkiyen toprak basıncı dağılımının belirlenmesi
- b) Çok ankrajlı dayanma sistemine gelen toprak basıncının belirlenmesi
- c) Düşeyde (kazı kesiti boyunca) ankraj aralıklarının seçimi
- d) Seçilen ankraj aralıkları için sistemin belirlenen toprak basıncı dağılımı altında sürekli kiriş olarak çözümü
- e) Sistemde söz konusu yük altında oluşan ankraj kuvvetlerinin ve maksimum momentlerin belirlenmesi
- f) Yatayda (kazı kesitine dik doğrultuda) ankraj aralıklarının seçimi
- g) Sistemin (dayanma perdesinin) boyutlandırılması
- h) Ankrajların serbest boylarının hesabı

- i) Ankraj kök boylarının hesabı
- j) Kök boyunun seçimi ve toplam ankraj boylarının hesabı
- k) Toplam ankraj boylarının seçimi
- l) Öngermeli ankrajlarda ankraj tendonlarının hesabı
- m) Analizler: Germe yükü analizi, kablo aderansı analizi, göçme analizleri
- n) Göğüsleme kirişinin boyutlandırılması

Tasarımı için verilen bu hesap adımları tüm çok ankrajlı dayanma sistemleri (betonarme perdeler, kazıklı perde duvarlar, diyafram duvarlar vb.) için genel hatlarıyla uygulanabilir. Perdenin boyutlandırılması kullanılan dayanma sisteminin türü göz önüne alınarak yapılır. Örneğin eğer söz konusu perde kazıklı perde ise kazık çapı ve donatısı, betonarme perde ise kalınlığı ve donatısı belirlenecektir. Ankrajların yatayda aralıklarının seçiminde kullanılan perde sisteminin türü de göz önüne alınacaktır.

Mini kazıklar veya fore kazıklar ile desteklenen dayanma yapılarında tutulacak zeminin cinsine, kaya ise ayrışma derecesinde, tünek su bulunmasına, kemerlenme etkisine, çevre yük durumlarına göre eksenler arası uzaklığa karar verilmektedir. Kazıklar arkalarında tuttıkları zeminden gelen yükü kemerlenme etkisi ile üniform hale getirirler. Ayrıca ankraj seviyelerinde aşamalı yapılan kazılar sırasında zemini tutma görevi yaparlar.

Düşey olarak imal edilen bu elemanlar taşıyacakları konsol ve açıklık momentlerine göre hesaplanırlar. Göğüsleme kirişlerinin yerleri ve sayıları düşey taşıyıcı elemanlara düşen momentlerin en uygun olduğu duruma göre ayarlanır. Ankrajların sıklığı ve uzunluğu tutulacak zeminin cinsine, korunacak yapıların durum ve önemine, duvar yüksekliğine, kazık ve mini kazık yerleşimine, derin kayma düzlemlerinde kırılma analizi hesaplarına, ankrajların birbirlerini etkileme uzaklığına ve olası kayma açısına bağlıdır.

2.1.1 Yük Varsayımları

Söz konusu dayanma sisteminin hesaplarında kullanılacak yük dağılımları için arazide yapılan ölçümlerden elde edilen değerler sonucu belirlenen yük dağılımlarını kullanmak perdenin güvenli olarak tasarlanmasını sağlayacaktır.

Uzun dönemli olarak açık kalacak dayanma çukurlarında kohezyon değeri genellikle $c=0$ olarak alınır. Kohezyonun $c=0$ olması ile zemin granüler bir ortam gibi davranmaktadır. Eğer zeminde yeraltı suyu varsa bu da ayrıca hesapta göz önüne alınmalıdır. Derin kazı cidarlarının 1 olan ankrajlı veya ankrajsız dayanma perdelerinin hesaplanmasında, cephelerdeki zemin

uzun sureli açık kalacağından, hesaplarda zemin parametreleri olarak drenajlı kayma dayanımı parametrelerine karşılık gelen efektif zemin parametreleri kullanılmalıdır.

2.2 Çok sıra ankrajlı dayanma sisteminin hesap yöntemleri

Yapı çukurunu destekleyen sistemin hesabı için iki ayrı matematik model ve bunların statik çözümlerinden söz edilebilir. Bu statik hesap yöntemlerinden biri kullanılabilir.

2.2.1 Rijit kiriş ve sabit mesnet varsayımı

Bu varsayımın kullanılması durumunda dayanma sistemini oluşturan elemanlar (fore kazık, mini kazık, betonarme perde, diyafram duvar vb.) sürekli kiriş olarak varsayılır, dayanma yapısında yer alan ankrajların da birer sabit mesnet olduğu varsayımı ile hesap yapılabilir.

2.2.2 Elastik mesnetli sürekli kiriş varsayımı

Bu hesap yönteminde dayanma duvarını oluşturan fore kazık, mini kazık, diyafram duvar vb elastik zemine yataklanmış kabul edilir. Ankraj ise eğilme rijitliği ($EI=0$) sıfır, uzama rijitliği ($EA \neq 0$) sıfırdan farklı olan ve kök bölgeleri ile zemine ankre edilmiş olan çubuklar olarak ele alınır Perdenin kazı kotu altında kalan kısımda ise elastik zemine yataklanmış bir çubuk düşünülür. Böylece oluşturulan model, deplasman yöntemlerinden herhangi biri ile hesaplanır. Ankrajların uzayabilirliği nedeni ile bu hesap yönteminde önemli deformasyonlar meydana gelir. Deformasyonların yönü her noktada (ankraj noktaları dahil) yapı çukuru içine doğrudur. Bu sonuç da zemin yükü olarak aktif itki yükünün alınmasının doğruluğunu ortaya koymaktadır.

2.3 Ankrajların tasarımı

2.3.1 Ankraj hesap kuvvetinin belirlenmesi

Ankrajlara gelen kuvvetlerin belirlenmesi için öncelikle dayanma yapısının kesitinde oluşan momentlerin belirlenmesi gereklidir. Mesnet momentleri belirlendikten sonra her bir basit kiriş için denge denklemleri yazılarak dayanma yapısının kesitinde oluşan kesme kuvvetleri (R_i) hesaplanır ve mesnet tepkileri ankraj kuvvetlerini (F_{ankraj}) verir.

$$F_{\text{ankraj}}(i) = R(i) \quad (2.1)$$

Dayanma yapısının boyutlandırılmasında maksimum moment, ankrajların boyutlandırılmasında mesnet tepkileri kullanılmaktadır. Dayanma sisteminin çözümü ile her bir ankraja gelen ankraj kuvvetleri belirlenmiş olmaktadır. Kesitteki (i) no.lu ankraj için yatay

ankraj aralıkları $S_a(i)$ ve ankraj eğimleri $\alpha_{\text{ankraj}}(i)$ seçilerek maksimum ankraj kuvveti hesaplanır (2.2)

$$F_{\text{maxankraj kuvveti}}(i) = F_{\text{ankraj}}(i) \times S_a(i) / \cos \alpha_{\text{ankraj}}(i) \quad (2.2)$$

2.3.2 Zemin Ankrajlarının Taşıma Güçleri

Zemin ankrajlarının maksimum taşıma gücü hesaplarında, ankrajın çevre yüzeyi boyunca taşıyabileceği yük miktarı zeminin göçtüğü yük olarak kabul edilir. Bu nedenle göçme biçimi incelenir ve duraylılık analizinde bu biçimi etkileyen kuvvetler göz önüne alınır. Fakat tasarım için kullanılan modellerle zemin - enjeksiyon ara yüzeyinin fiziksel durumu tam doğru olarak açıklanamaz. Bir ankrajın taşıma gücüne aşağıdaki durumlar belirlemektedir.

a) Çelik Halatta Kopma: Uygulanan yük çelik halatın yapısal taşıma gücünü aşarsa halatta kopma oluşması kaçınılmazdır. Tasarımda ankraja gelecek yük halat kopma yükünün 0.6 katını, ankraj deneylerinde ise 0.8 katını aşmamalıdır.

b) Zeminde Göçme: Ankraj köküne iletilen yüklerle birlikte kök çevresinde bir zemin kitlesinin koparılması söz konusu olabilir. Sığ ankraj köklerinde kök önünde bir bölgede kabarma ile başlayan ve pasif göçme yüzeyine benzer bir yüzeyde göçme ile sonuçlanan bir hareket görülebilir. Uygulamada 5m den daha derinde kökü olan ankrajlarda bu tür göçme çok az görülmektedir.

c) Enjeksiyon- Tendon Sıyırılması : Tendonun enjeksiyondan sıyırılma dayanımını adezyon, sürtünme ve mekanik kilitlenme ile tanımlanan üç ayrı bileşenin oluşturduğu bilinmektedir. Adezyon, mikroskobik ölçekte pürüzlü çelik ile enjeksiyon arasındaki fiziksel ilişki olup göreceli hareket arttıkça sürtünmeye dönüşür. Büyüklüğü uygulanan gerilmeye, pürüzlülüğe ve hareketin derecesine bağlıdır. Mekanik kilitlenme ise çıkıntı ve burgular gibi süreksizliklerle enjeksiyon arasındaki ilişki olup nervürlü çelikte toplam sıyırılmanın temel bileşenini oluşturur. Pürüzsüz çelik tendonlarda ise enjeksiyon–tendon ilişkisi, zemin–enjeksiyon ilişkisi gibi gittikçe gelişen biçimde mobilize olur.

Araştırmalar enjeksiyon-tendon sıyırılmasının, enjeksiyon basınç dayanımı ile doğrudan ilişkisi olmadığını göstermektedir. Örneğin 28 MPa olan enjeksiyon dayanımını 35 MPa' a çıkarmak, sıyırılma dayanımını 17,5 MPa' dan 19,5 MPa' a çıkarmaktadır. Diğer yandan tendonun enjeksiyon içerisindeki uzunluğunun artırılması da sıyırılma yükünde aynı oranda bir artış meydana geleceği sonucunu doğurmamaktadır. Diğer bir ilginç gözlem de paslanmayla ilgilidir. Kısa süre atmosferik koşullarda kalmasıyla tendon üzerinde oluşan pas, tendonların sıyırılmasında etkili değildir. Yapraklanmış pas, sıyırılma dayanımını azaltmakla

birlikte bu levhaların temizlenmesiyle pürüzlü yüzey elde edileceğinden passız tendona eşit veya daha fazla bir dayanım elde edilebilir. Karıncalanmış tendonlar ise sıyrılma yönünden elverişli olsalar bile kabul edilemezler, (Yıldırım, 2002).

d) Zemin – Enjeksiyon Sıyrılması: Zemin-enjeksiyon arasındaki adezyon gerilmeleri ankraja uygulanan germe yükünü taşıyamazsa ankraj kökü zeminden sıyrılacaktır.

Ankraj kökü ile zemin arasındaki bağ, köke etkiyen normal gerilme, adezyon ve / veya sürtünmeye bağlıdır. Deneyimler 9-12m yi aşan kök boylarında taşınan yükün artan boyla fazla artmadığını göstermektedir.

Kök boyunca ortalama bir zemin-enjeksiyon ilişkisi için τ kayma gerilmesi varsa, kök taşıma gücü için

$$P = \pi \cdot d \cdot L \cdot \tau \quad (2.3)$$

yazılabilir. Bu eşitlik için zemin-enjeksiyon ilişkisinin yerel olarak hiçbir yerde çözülmediği, göçmenin arakesitte kesme şeklinde olduğu ve arakesitte üniform dağılmış gerilmeler olduğu varsayılmaktadır. Gerçekte ise göçme yüzeyinin ankraj deliği yüzey pürüzlülüğü, zemin dayanımı ve yapım nedeniyle zemin özelliklerinin değişmesinden kaynaklanan etkenlerle belirlendiği bilinmektedir. Kayma gerilmelerine karşı zemin duraylılığı, süreksizlikler, şişme, delmenin mekanik ve gerilme örselemesi, zemin- enjeksiyon suyu ilişkisi nedeniyle bu mekanizma çok karmaşık hale gelmektedir. Göçme yüzeyinin sağlam kayalarda tam arakesitte, zayıf kayaç ve zeminlerde ise birkaç mm zemine doğru olan bir yüzeyde olduğunu gösterir çalışmalar vardır, (Yıldırım, 2002).

Bir zemin ankrajının maksimum taşıma gücünü etkileyen etkenler granüler ve kohezyonlu zeminler için aşağıda Çizelge 2.1’ de ayrı ayrı verilmiştir.

Çizelge 2.1 Kök taşıma gücüne etki eden etkenler , (Yıldırım, 2002).

Etken	Zemin Cinsi	
	Granüler	Kohezyonlu
Zemin Özelliği	Sürtünme açısı, dane dağılımı	Adezyon, plastisite indeksi
Delme Yöntemi	Çakılan kılıf sürtünmeyi artırır	Kılıfsız delgi veya sondaj sıvısı taşıma gücünü azaltır
Kök uzunluğu	6m' ye kadar düzenli artış daha sonra artışta azalma	Adezyonun 95kPa' dan az değeri için düzenli artış
Kök çapı	10cm' den sonra artışta azalma	15cm' ye kadar düzenli artış
Enjeksiyon basıncı	Artan basınçla taşıma gücünde artış	Aşamalı enjeksiyonla taşıma gücünde artış. İlk enjeksiyonda 700 kPa, sonrakinde 7000 kPa' dan fazla basınçlar kilde göçme doğurabilir.

Ankraj kökünün şekli, ankraj kökü civarındaki zeminin cinsi ve tabakalaşma durumu, ankraj

kökü üzerindeki jeolojik yük, ankrajın boyutları, enjeksiyon basıncı ve sayısı, ankrajın gerilme deformasyon bağıntısı da taşıma gücüne etki eden unsurlardır.

Ankrajın taşıma gücü hesapla da bulunabilir. Ancak taşıma gücünü etkileyen birçok parametre bulunduğu için, taşıma gücünün tahmininde birçok güçlük vardır. Taşıma gücünü en doğru şekilde ve kesin belirleme yöntemi doğrudan doğruya yerinde ankraj yükleme deneyleri yapılmasıdır. Aşağıda hesaplamalar için bazı yaklaşımlar verilmiştir.

2.3.2.1 Granüler Zeminlerde Ankraj Taşıma Gücü

Kohezyonsuz zeminlerde çoğunlukla B ve C tipi ankrajlar kullanılmaktadır.

B Tipi Ankrajlar : Ankrajın son yük taşıma gücü

$$T_u = L.n.tg\phi \quad (2.4)$$

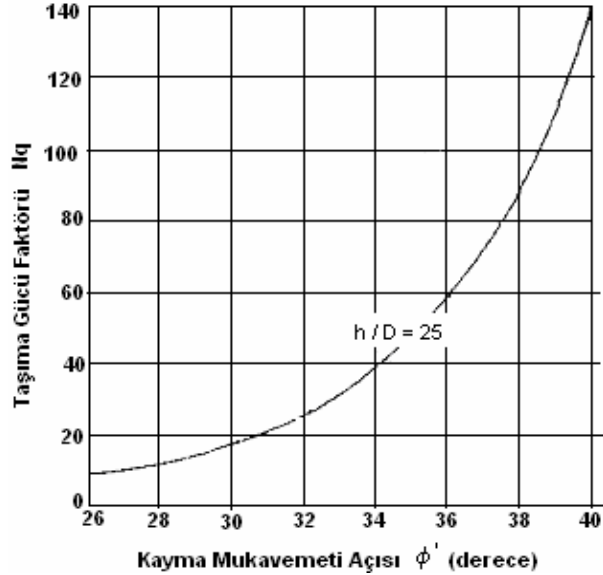
bağıntısından elde edilir.

n , delme tekniğine, ankraj çapına, enjeksiyon basıncına (30 kN/m -1000 kN /m), zeminin arazideki gerilmelerine, ankrajın yüzeyden olan derinliğine ve genişleyen kısmın karakteristiklerine bağlı bir katsayı olup kum ve çakıl zeminler (permeabilite katsayısı, $k_w > 10^{-4}$ m/s olan zeminler) için 400 - 600 kN/m arasında değişirken, ince kumlardan orta kumlara kadar (permeabilite katsayısı, $k_w = 10^{-4} - 10^{-6}$ m/sn. olan zeminler) n değeri 130 kN/m-165 kN/m. arasında değişmektedir.

Almanya'da yapılan kapsamlı deneyler sonucu, yük taşıma gücünün, göreceli sıkılığa, zeminin dayanımına, sabit ankraj uzunluğuna ve biraz da olsa ankraj çapına bağlı olduğu görülmüştür. Bu da taşıma gücü denetiminde önemli etkenlerden birinin zemin kabarması olduğunu kanıtlamaktadır. Gevşek zeminlerde ankraj çevresinde bir genleşme meydana gelmediğinden sürtünme gerilmeleri daha düşük değerler almaktadır. Ankraj çevresinde meydana gelen giderek gelişen kemerlenme dolayısıyla, ankraj gövde boyunun belli bir değerden sonra artması ($l > 6-7$ m), ankraj taşıma gücünü pratik olarak değiştirmemektedir. Ankraj çapı büyüdükçe, çevre alanı da büyüdüğünden, çap artışının taşıma gücüne etkisi değişik olabilmektedir. Genelde zeminin sıkılığına ve dane dağılımına bağlı olarak $D=10-15$ cm arasında çapların ekonomik olduğu bilinmektedir. Ankraj yapım yönteminin taşıma gücünü bilinmeyen bir dereceye kadar etkilediği hiçbir zaman gözden kaçırılmamalıdır. Yani sonuç olarak, genel tasarım ölçütü özenle ve değişik ankraj yapım sistemlerinde edinilen deneyimle kullanılmalıdır. Gerekli olduğunda son taşıma gücünü garanti etmek için ankraj deneyleri uygulanmalıdır. Diğer bir bağıntı seçeneği de, ankraj taşıma gücü için, ankraj boyutlarına ve zemin özelliklerine bağlı olarak verilmiştir.

$$T_f = \sigma'_v \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot \tan \phi' + B \cdot \gamma \cdot \pi \cdot (D^2 - d^2) / 4 \quad (2.5)$$

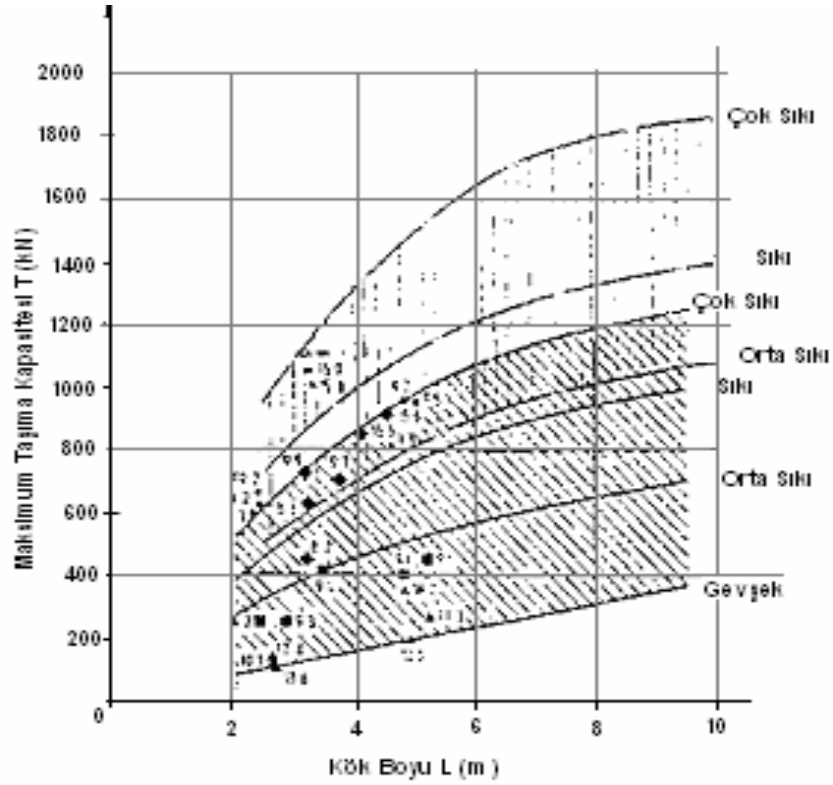
Bu bağıntıdaki birinci kısım, çevre sürtünmesini, ikinci kısım ise uç direncini temsil etmektedir. σ'_v jeolojik yükü ise $\gamma \cdot (h+L/2)$ olarak alınmaktadır. B katsayısı $N_q/1.4$ 'e eşittir ve Şekil 2.1' den alınabilir, (Clayton, Milititsky, Woods, 1993).



Şekil 2.1 Taşıma Gücü Etkeni ile Efektif Kayma Dayanımı Açısı Arasındaki ilişki, (Berezantsev et al., 1961)

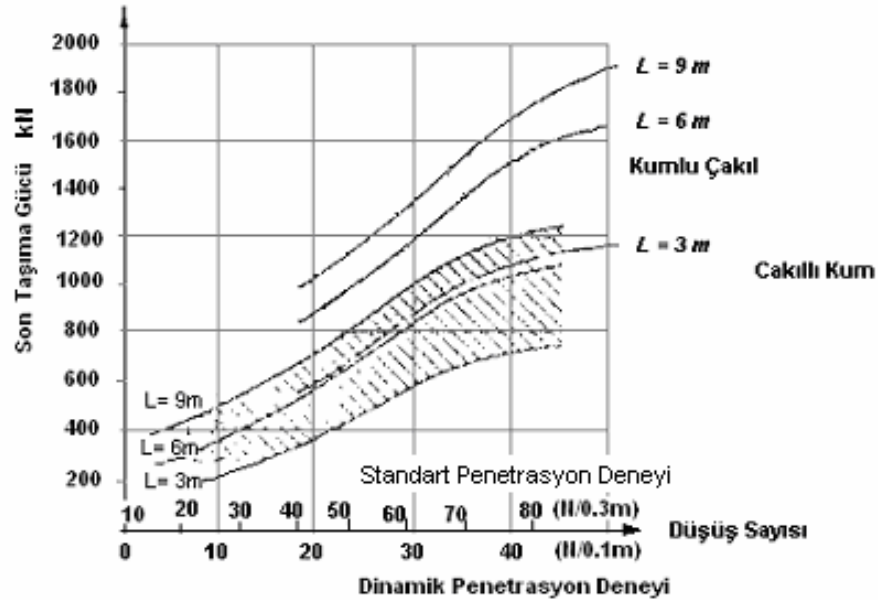
C Tipi Ankrajlar: C tipi ankrajların tasarımı, zeminlerin mekanik özelliklerinin kullanıldığı teorik ya da ampirik bağıntılardan yararlanarak yapılmaktan çok, belli bir zemin sınıfı aralığı için arazi deneylerinden elde edilen veriler kullanarak hazırlanmış tasarım eğrilerinin kullanılması temeline dayanır. Örneğin alüvyonlarda deney sonuçları 0.10-0.15 m çapındaki ankraj delikleri için, maksimum taşıma gücünün ankraj kökünün yapımında 1000 kN/m²'lik enjeksiyon basıncı kullanılması durumunda 90kN/m-130 kN/m arasında, 2500 kN/m²'lik enjeksiyon basıncı için 190 kN/m-240 kN/m arasında değiştiğini göstermiştir .

Son yıllarda, C tipi ankrajlar için tasarım eğrilerinin kullanımı ankraj deneyleri için genişletilmiştir. Şekil 2.2 kumlu çakıllar ve çakıllı kumlar için maksimum taşıma gücünün yoğunluk ve üniformaluk katsayısı ile artışını göstermektedir.



Şekil 2.2 Kumlu Çakıllar ve Çakıllı Kumlarda Maksimum Ankraj Taşıma Gücü, (Ostermayer, Scheele, 1977)

Güvenli taşıma gücü, ankraj kök boyu ile SPT ve Dinamik Penetrasyon Deneyi sonuçları arasındaki ilişki Şekil 2.3' te görülebilir.



Şekil 2.3 Güvenli Ankraj Taşıma Gücü, SPT ve Dinamik Penetrasyon Deneyi Arasındaki ilişki, (Ostermayer, Scheele, 1977)

D Tipi Ankrajlar: Eğer tutulu ankraj kısmında yükü alması için genişletmeler istenirse D tipi ankrajlar kullanılır ve bu ankrajların kohezyonsuz zeminler için kullanımında en önemli etken genişletilen kısmın boyutlarıdır. Genişletmelerin sayısı önemlidir ve bu da yükün tutulu

ankraj kısmında yer alan tendonlara iletilmesini etkiler. Son yıllardaki bazı çalışmalar, D tipi ankrajların kohezyonlu zeminlerde kullanımı ile ilgilidir.

2.3.2.2 Kohezyonlu Zeminlerde Ankraj Taşıma Gücü

Kohezyonlu zeminlerde uygulanan ankrajların çevre sürtünmeleri düşük plastisiteli killerde daha yüksek, yüksek plastisiteli killerde daha düşük olarak elde edilmektedir. Ortalama çevre sürtünmesi değerleri, ankraj gövde uzunluğuna bağlı değildir; yani ankraj taşıma gücü gövde boyu ile orantılı olarak artmaktadır. Ankraj çapının 10-15cm arasında değiştiği değerlerde, taşıma gücü çapa orantılı olarak artmaktadır. İkinci kez enjeksiyon yapılması, ankraj çevre sürtünmesini arttırmaktadır. Bu artmaya zeminde yüksek derecede sıkışma meydana gelmesi neden olmaktadır. Ayrıca bu ikinci enjeksiyon sonucunda ankraj çapı da bir parça genişlemektedir.

Düşük enjeksiyon basıncının uygulanması ve belirli koşullar altında zemin delme işleminin yapılması ankraj yük taşıma gücüne yarar sağlar. Enjeksiyonun çatlak penetrasyonu, hidrolik çatlaklarının olmaması durumunda, çevre sürtünmesi değerleri için yarar sağlar. 0,45 değerini aşan adezyon etkenleri mobilize olabilir, fakat bu denetim deneyleriyle belirlenebilmektedir.

A Tipi Ankrajlar: Düz şaftlı olan, ve "Tremie" yöntemi ile enjeksiyonu yapılan A tipi ankrajlar için tasarım kuralları bu şekilde yapılan fore kazıklarınki ile aynıdır ve drenajsız kayma dayanımının kullanımı temellerine dayalıdır.

Maksimum taşıma gücü:

$$T_r = \tau \cdot D \cdot L \cdot \alpha \cdot c_u \quad (2.6)$$

bağıntısı kullanılarak hesaplanır. Burada genellikle

α : 0.75 alınabilir.

C Tipi Ankrajlar: Yüksek enjeksiyon basınçlarına izin verilebilen yerlerde uygulanırlar. Delik çapı 0,08 m.- 0,16 m arasında olan deliklerde tasarım için kullanılabilir. Çevre sürtünmesi (τ_m), artan göreceli konsistans (I_c) parametresiyle artarken, artan plastisite indisi ile düşmektedir. Plastisitesi ortadan yükseğe kadar değişen katı killerde (örn $I_c=0,8-1,0$), yüzey sürtünmeleri olarak 30 kN/m² ve 80 kN/m² okunan en düşük değerlerdir. Orta plastisiteli ve çok katıdan serte kadar değişen ($I_c=1.25$) kumlu şist için en yüksek çevre sürtünmesi değeri ($\tau_m > 400$ kN/m²) elde edilmiştir.

İkincil enjeksiyon uygulanması genellikle çok katı killerde çevre sürtünmesini % 25-% 50 arasında arttırır, bununla birlikte daha da büyük artışların (120 kN/m²'den 300 kN/m²'ye)

yüksek plastisiteli orta katı killer için olduğu iddia edilmektedir.

D Tipi Ankrajlar: Birden çok genişletilmiş kısımdan oluşan D tipi ankrajlar (Şekil 2.4) için maksimum yük taşıma gücü

$$Q_u = 0.75\pi .D.L_2.c_u + N_c. c_o .\pi.(D^2- d^2) / 4 + \tau.D.L_1.c_a \quad (2.7)$$

bağıntısından hesaplanır.

L_1 : Şaft uzunluğu (m)

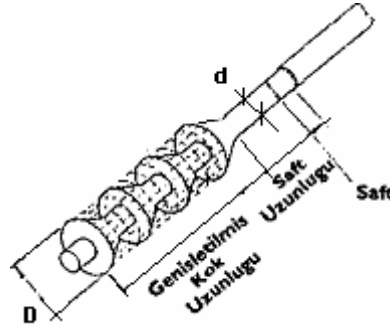
L_2 : Genişletilmiş kök uzunluğu (m)

d : Şaft çapı (m)

D : Genişletilmiş çap (m)

N_c : Taşıma gücü etkeni ($\phi = 0$ için $N_c=9$)

Bu bağıntıda ilk terim yüzey sürtünmesini, ikinci terim uç direncini, son terim de şaft direncini göstermektedir. (2.7) bağıntısındaki N_c taşıma gücü etkeni genellikle 9 olarak alınabilir. c_a ise $0.30-0.35c_u$ olarak alınabilir.



Şekil 2.4 D Tipi Ankraj

Arazide yapılmış deneme ankrajlarından elde edilen sonuçlar, bazı durumlarda (2.7) bağıntısının ilk ve ikinci terimlerine 0.75-0.95 arasında değişen ampirik bir azaltma katsayısının kullanılmasının uygun olduğunu göstermiştir. Bazı özel durumlarda (örn. ankrajın kök kısmını çevreleyen kil, boşluklar veya çatlakları dolduran kum içeriyorsa) azaltma katsayısı 0.5 değerine kadar düşebilir.

Kohezyonlu zeminlerde önemli bir konu da delme, genişletme, ve enjeksiyon işlemlerinin süresidir. Bu süre zemin üzerinde suyun yumuşatma etkisinden etkilenmeyecek kadar kısa olmalıdır. Gecikmeler ankraj taşıma gücünün düşmesine ve büyük öngerme kayıplarına neden olmaktadır.

Genişletme için en uygun zeminler drenajsız kayma dayanımı 90 kN/m^2 olan zeminlerdir.

Genişletmenin başladığı ve bittiği boyun kısımlarında yapımdaki zorluklardan dolayı bu değer 60 kN/m²-70 kN/m² olarak beklenir. Drenajsız kayma dayanımının 50 kN/m²' den az olduğu zeminlerde uygulanması olanaksızdır. Ayrıca plastisite indisi (I_p)< 20 olan düşük plastisiteli zeminlerde uygulanması çok zordur.

Genişletmelerin aralığı (δ_u):

$$\delta_u < (D^2 - d^2) \cdot N_c / 4D \quad (2.8)$$

bağıntısından hesaplanır.

2.3.2.3 Kayaçlarda ankraj taşıma gücü

A tipi ve D tipi ankrajlar kayalarda kullanılmaktadır. Buna karşılık Tremie yönteminin, ekonomikliği ve imalatının daha basit oluşu nedeni ile pratikte A tipi ankrajlar daha çok kullanılmaktadır. Düşük basınç altında enjeksiyonlama işlemi yapılan B tipi ankrajlar kaya-enjeksiyon aderansını sağlamak ve kaya-enjeksiyon değme yüzeyini arttırmak amacıyla zayıf ve çatlaklı kayalarda kullanılabilirler. Bağ sağlandığı zaman tasarım yönteminin güvenilirliğini kontrol etmek için arazide uygun kontrol deneyleri yapılmalıdır. D tipi ankrajlar ankraj kökünün çapını arttırmak için zayıf kayalarda kullanılabilir.

Bu ankrajlarda, tasarım uniform evre sürtünmesi varsayımı üzerine kurulmuştur. Böylece kök kısmının taşıma gücü

$$P_u = \pi \cdot d_s \cdot L_0 \cdot \delta \quad (2.9)$$

bağıntısıyla verilir.

Burada

L_0 : Ankraj kökündeki enjeksiyon boyu

d_s : Delinen şaft çapı

δ : enjeksiyon-kayaç kesiti dayanımıdır. (izelge 2.2)

Çizelge 2.2 Bazı kayaçlar için tipik kök sıyrılma değerleri (NAVFAC 1983)

Kayaç tipi (sağlam, bozuşmamış)	Ankraj kökünde son kayaç-enjeksiyon gerilmesi (δ) (kPa)
Garanit ve Bazalt	1725-3100
Kireçtaşı	2070-2760
Dolomitik Kireçtaşı	1380-2070
Yumuşak Kireçtaşı	1035-1520
Kayrak ve sert Şeyl	830-1380
Yumuşak Şeyl	205-830
Kumtaşı	830-1035
Tebeşir	205-1035
Marn (sert, gevşek, fissürlü)	170-250

Çizelge 2.3 1m uzunluk için kökte son taşıma gücü (FHWA)

Kum - çakıl	Gevşek	145
	Orta sıkı	220
	Sıkı	290
Kum	Gevşek	100
	Orta sıkı	145
	Sıkı	190
Kum ve Silt	Gevşek	70
	Orta sıkı	100
	Sıkı	130
LL, PI, LI kısıtlamalarıyla (katı)		30
Silt-kil karışımları veya ince mikalı kum veya silt karışımları		60
Granit veya bazalt		730
Dolomitik kireçtaşı		580
Yumuşak kireçtaşı		440
Kumtaşı		440
Sleyt ve sert şeyl		365
Yumuşak Şeyl		145

2.3.3 Ankraj Kök Boyu ve Kökler Arası Etkileşim

Serbest ankraj boyu: Ankrajın serbest boyu aşağıdaki kriterlere göre hesaplanır:

- Kökün, duraylılık analizlerine göre bulunacak (dairesel veya düzlemsel) yüzeyin dışında olması sağlanmalıdır.
- Kök, Rankine aktif yüzeyinden $1/5 H$ kadar uzakta ve ona paralel bir yüzeyin dışında kalmalıdır.
- Duvar yüzünden köke kadar eğik serbest boyu en az 4.5m olmalıdır.

Ankraj Kök Boyunun Hesabı:

- Kayada Ankraj Kök Boyu:** Kök boyunun uzunluğu kaya bulonları hariç 3 m.'den az ve 10

m.'den çok olmamalıdır. Kök boyunca kayanın niteliğinde ani bir düşüş, ciddi miktarlarda yük taşıma gücünü düşürebilir. Çizelge 2.4'te çimento enjeksiyonlu kaya ankrajları için minimum kök uzunlukları verilmiştir.

Çizelge 2.4 Çimento Enjeksiyonlu Kaya Ankrajları için Kök Boyları

Kök Boyu		Kaynak
Minimum(m)	Aralık(m)	
3.0		İsviçre: Nordin (1966)
3.0		İtalya: Berardi(1967)
	4.0 - 6.5	Kanada: Hanna&Seeton (1967)
3.0	3.0 - 10.0	İngiltere; Littlejohn (1972)
	3.0 - 10.0	Fransa: Fenoux (1972)
	3.0 - 8.0	İtalya: Conti (1972)
4.0 (çok sıkı kaya)		Güney Afrika: Code of Practice (1972)
6.0 (sıkı kaya)		Güney Afrika: Code of Practice (1972)
5.0		Fransa: Brueau Securitas (1972)
5.0		Amerika: White (1973)
3.0	3.0 - 6.0	Almanya: Skocker (1973)
3.0		İtalya Mascardi (1973)
3.0		İngiltere: Universal Anchorage Co. Ltd. (1972)
3.0		İngiltere: Ground Anchors Ltd (1974)
3.5	*	İngiltere: Associated Tunneling Co. Ltd. (1973)

b) Kohezyonsuz Zeminlerde Ankraj Kök Boyu: Kohezyonsuz zeminlerde yapılan ankrajlarda kök boyu 3m'den az, 10m' den fazla olmamalıdır.

c) Kohezyonlu Zeminlerde Ankraj Kök Boyu: Ankraj kök boyu 3m' den az ve 10m' den fazla olmamalıdır.

Kökler Arası Etkileşim: Ankraj kökleri arasındaki etkileşimi sınırlamak için, ankraj köklerinin merkezden merkeze olan uzaklıkları D ankraj kökünün en büyük çapı olmak üzere 4D'den az olmamalıdır. Uygulamada, minimum aralık 1.5m. ile 2 m, arasında değişmektedir.

Bir ankrajın kök kısmı ile komşu temel ya da yeraltı yapısı arasındaki uzaklık 3m.'den fazla olmalıdır. Üstünde yüzeysel temel bulunması halinde ankraj kök kısmının derinliği 5m. ya da daha fazla olmalıdır.

2.3.4 Ankrajlarda Güvenlik

Kullanımdaki ankraj germe yöntemleri ve çeşitli standartlarda önerildiği biçimiyle, üretilen tüm ankrajlar, bir minimum ve ölçülmüş güvenlik katsayısını sağlayacak şekilde yüklenirler. Her yükleme deneyi sırasında tendonun aşırı yükleme nedeniyle hasar görmemesi esastır. Bu yüzden ankraj bileşenlerine minimum güvenlik etkeni de eklenmiştir. Ankrajlar geçici ve

kalıcı olarak sınıflandırmaktadırlar. Geçici bir ankraj için çalışma yükü, tendonun karakteristik çekme dayanımının f_{pu} %62,5'ini, ve deney yükü de %80'ini geçmemelidir. Bu kritere göre ölçülmüş güvenlik etkeni 1,25' tir. Kalıcı ankrajlar için tasarım yükü, f_{pu} 'nun %50'sininin altında kalmalıdır böylece deney yükünün, çalışma yükünün 1,5 katı olmasına izin verilmiştir. Daha yüksek deney yükleri istendiğinde bu gerilme seviyeleri için ek tendon temin etmek gerekebilir, (Hanna, 1983).

Minimum ankraj güvenlik etkeninin sağlanması gerekliliğinin bir nedeni de arazideki gerçek yükün tasarım yükünden daha büyük olması nedeniyle oluşabilecek yük tahmin hatalarıyla baş edebilmek ve gruptaki bir ankrajın göçmesi yüzünden diğer ankrajlarda oluşacak yük artışını karşılayabilmektir, Stille (1976).

Güvenlik etkeni ankrajın ömrüyle birlikte anılmalıdır. Güvenlik etkenleri genellikle tendona göre seçilirler. Bazı yönetmeliklerde, tek bir ankrajın çekmesiyle ilgili olarak verilen bir güvenlik etkeni , ankrajın kök bölgesinde kısmi çözölmelere, sünmeye ve yük kapasitesinde zamanla oluşacak bozulmalardan sorumlu doğal olaylara karşı güvenliği sağlamalıdır. Genellikle bu gibi güvenlik etkenleri, tendon çeliği için bunlardan oldukça fazladır. Katı killerde 3 veya daha fazlası için değerler kullanılmaktadır, kumlarda, çakıllarda ve zayıf kayalarda 2,5'e kadar, orta dayanımlı kayalarda 2' ye kadar azaltılabilir. Bu denli büyük yüklerin denenmesi fazladan halat kullanılmasını dolayısıyla üretilenden daha geniş ankraj delgileri açılmasını gerektirdiği için sahada sorunlar yaratabilir. Diğer bir yaklaşım, ya da bazen savunulan şey, bu deneyleri yapabilmek için ankraj kökü uzunluğunu azaltmaktır. Böyle bir yaklaşımda, ankraj kökü boyunca yapışma dağılımının lineer olmayışından dolayı tehlike söz konusudur, (Hanna, 1983).

Geçici ve sürekli ankrajlar için ankraj sınıfına göre kullanılan güvenlik etkenleri Çizelge 2.5' te verilmiştir.

Çizelge2.5 Servis Ömrünün Ve Risk Potansiyelinin Bir Fonksiyonu Olarak Önerilen Güvenlik Etkenleri
(Hong Kong,1980) [10]

Risk Potansiyeli Sınıflandırması		Geçici Ankrajlar		Kalıcı Ankrajlar	
Kategori	a. Servis ömrü kaybı b. Ekonomik kayıp	Sınıf	F	Sınıf	F
Düşük	a. Beklenmiyor b. Minimal yapısal hasar.	1	1,6	4	1,8
Kayda değer	a. Birkaç b. Hatırı sayılır derecede yapısal hasar	2	1,6	5	2,0
Yüksek	a. Birkaçtan fazla b. Haddinden fazla	3	1,8	6	2,0

2.4 Ankrajların Öngerilmesi

Öngermenin amacı, ankrajın serbest tendon bölgesinde germe aletleri yardımı ile elastik gerilme oluşturmaktır. Böylece ankraj yapısına önceden bilinen bir kuvvet uygulanır. Öngerme ile ankrajın denenmesi yapılmış olur. Varsa tasarım ve üretim sırasında oluşan hatalar ortaya çıkar.

Servis yükü, ankrajın servis süresi boyunca dayanacağı yüküdür ve statik hesaplarla bulunur. Servis yükü, ankrajın son yük durumuna ulaşmaması için bazı güvenlik sınırları içerir. Güvenlik sınır değeri ise ankraj arazi deneyleri sonuçlarından bulunur. Çizelge 2.6' da tavsiye edilen güvenlik etkenleri gösterilmiştir.

Çizelge 2.6 Ankraj çubuğunda güvenlik katsayıları

Gözönüne Alınacak Dayanım	Güvenlik Sayısı
Ankraj çubuğunun son dayanımı	1.65-2.00
Ankraj çubuğunun akma dayanımı	1.33-1.65
Ankraj kökünün son dayanımı	1.60-1.70

Deney yükü ise tüm ankraj yapısının, seçilen güvenlik etkenlerinin kontrolü ve servis yükünün sürekli olarak zemine iletilip iletilmeyeceğinin denenmesi amacıyla kullanılır. Maksimum deney yükü ise ankrajın sıyrılması için gereken yük olarak tanımlanır.

2.4.1 Öngerme Teknikleri

Öngerme tekniği hem kullanılan ankraj kafasının şekline, hem de germe kuvvetinin büyüklüğüne bağlıdır. Ankraj kafa kısımları civata şeklinde üretilen kabloların öngerme işlemleri hidrolik krikolar yardımı ile yapılır. Hidrolik krikonun ortasından geçen civata içeride veya arka uçta bulunan bir somunla aygıtı birleştirilir. Öngerme işlemi bitirildikten sonra ankraj kafası bir somun ile ankraj yapısına birleştirilir.

Ancak ankrajların çoğunluğu (tellerden ve halatlardan oluşan) kilitlemeli (sıkıştırılmalı) kafa yapısına sahip olduklarından özel öngerme krikolarıyla gerilirler. Hidrolik krikoların, halat veya tellerin gövdelerine tutturuluş şekline bağlı olarak bir çeşidi vardır. Öngerme işlemleri şu şekilde yapılır:

- 1) Tendonun her bir halatı, ankraj kafası ve taşıma plakası temizlenir.
- 2) Ankraj kafasının üstündeki deliklerden halatlar geçirilir ve ankraj kafası taşıma (yük dağıtma) plakasına sürülür. Daha sonra kavrama konileri halatların üstüne geçirilir ankraj

kafasındaki deliklere yerleştirilirler.

- 3) Hidrolik krik o ve krik o üzerindeki germe başlığı kirişe birleştirilir. Yüksek basınçlı yağ pompası hidrolik krikoya bağlanır. Öngerme işlemine başlanır.
- 4) Krik o pistonun ilk hareketi ile kiriş germe başlığına iyice sıkıştırılır. Bu sırada serbest kalan ankraj kafası ve koniler krikonun ön ucundaki desteklerle tutulur.
- 5) Krikonun basıncı gittikçe artırılarak gerekli maksimum kuvvete ulaşılır. Gerekli öngerme kuvveti bulunurken ankrajın gerilmesi sırasında oluşan sürtünme kayıpları, halatların ankraj kafasına oturması ve sıkışması sırasındaki kayıplar göz önüne alınmalı, böylece servis yükü önceden belirlenen bir katsayıyla çarpılarak krikonun uygulaması gereken kuvvet hesaplanır. Germe işleminin her safhasında basınç ve deformasyon okumaları alınmalıdır.
- 6) Belirlenen yüke gelindiğinde krikonun basıncı serbest bırakılarak halatların kendi kendine ankraj kafasına yerleşmesi sağlanır.

2.5 Ankrajların Zaman İçinde Davranışı

Ankrajların zaman içerisindeki davranışını belirlemek üzere yapılacak gözlemler ankrajın yerleştirilmesinden 24 saat sonra başlar. Bu gözlemlerin amacı zemindeki gerilme durumunun değişmesi, ankrajlanmış yapının yük değişimleri, ısı değişimleri ve oluşacak şoklar sonucunda ankraj üzerindeki ön germenin değişimini belirlemektir. Ankrajların uzun süreli gerilme değişimlerinin incelenmesi, kısa sürede yapılacak deneylerden daha güvenilir sonuçlar vermektedir.

2.5.1 Öngermenin Zamanla Azalması

Destekleme sisteminden gelen yükleri zemine aktaran ankrajların kalıcı gerilmeleri zaman içinde sürekli değişim gösterir. Bu azalmanın nedeni ankraj çubuğunun zamanla gevşemesi ve zeminde oluşan sünme olayıdır. Gevşeme, deformasyon olmaksızın ön gerilmede oluşan düşüş olarak tanımlanır. Sünme ise malzemenin değişmeyen bir yük altında yaptığı deformasyondur. Çeliğin gevşemesi ile ilgili yapılmış incelemeler oldukça geniş ve kapsamlı olmasına karşın, değişmeyen bir ankraj yükü altındaki zemin veya kayada oluşacak sünme hakkında ankraj köklerindeki gerilmelerin dağılımı ve genliğine ilişkin sınırlı bazı bilgilerden fazlası yoktur.

2.5.1.1 Çeliğin Zamanla Gevşemesi

Çeliğin gevşemesinin karakteristikleri hakkında gerekli bilgiler sağlanabilmektedir. Uzun

sürekli bir ön germe yükü altındaki çeliğin genelde gevşeme miktarı %5-10 civarındadır. Çeliğin karakteristik çekme dayanımının %70' ine kadar yüklenerek yapılan birçok deney sonucunda çeliğin yüklemekten 10 saat sonraki gevşemesinin, 1 saat sonrakinin yaklaşık iki katı olduğu ve toplam gevşemenin %60' ının yüklemekten 1000 saat sonra olduğu belirlenmiştir, (BS 8081).

Gevşeme miktarı aynı zamanda çeliğin yükleme miktarına da bağlıdır. Eğer çelik dayanımının %50'si kadar yüklenirse gevşeme miktarı önemsiz derecededir. Önemsiz olan bu oran yükün artmasıyla veya sıcaklığın 20°C'ın üzerinde olması durumunda artar, (BS 8081).

2.5.2 Zemin ve Kayalarda Sünme

Zemindeki sünme, plastik sıkıştırmadan veya yükleme sonucu zemin ya da kayada oluşan değişimlerden kaynaklanır. Bu nedenle sünme, ön germeli ankrajlarda ankraj kafasının bulunduğu bölgenin altında ve ankraj kökünde gerilme yığılmalarının olduğu bölgelerde oluşur.

2.5.2.1 Sert Kayalarda Sünme

Normal olarak yükleme dayanımı göz önüne alınarak yapılan yükleme altında oluşan gerilmelere ek olarak, kayanın doğal tabakaları içinde de bazı gerilmeler oluşur. Zaman içerisinde ön germenin azalması sonucu bir denge durumuna erişilir. Çubuk ankrajlarda bu düşüş %20 oranındadır. Büyük işlenebilirliğe sahip özellikle 10m' den uzun kablolu ankrajlarda ise bu oran daha düşüktür. Başlangıçtaki ön germe miktarı, aygıtlar ile sonradan kolaylıkla ayarlanabilir. Sert bir kayadaki uygulamada oluşan ek gerilmelerin 24 saat, 1 ve 2 hafta sonra kontrol edilmesi gerekir.

Büyük ve uzun süreli yükler altında bile olsa sert kayalarda sünme miktarı gözardı edilebilecek kadar azdır. Kaya ankrajlarındaki ön germe azalması 7 gün sonra yaklaşık %3 olarak belirlenmiş olup bu genelde ankraj çeliğinin gevşemesinden kaynaklanmaktadır. Barajlardaki uzun süreli uygulamaların incelenmesi sonucu ankrajlardaki gerilme azalmalarının %10 seviyesinde kaldığı ve bunun büyük kısmının ana kayanın sünmesinden daha çok, betonda oluşan sünme olayından ve çeliğin gevşemesinden meydana geldiği belirlenmiştir, (Dumlu, 1988).

2.5.2.2 Yumuşak Kaya ve Zeminlerde Sünme

Yumuşak kaya ve zeminlerde zaman içinde oluşan deformasyonların oluşumu oldukça yavaştır. Kohezyonlu ve iyi derecelenmiş kohezyonsuz zeminlerde zaman içinde deforma-

yonlar oluştuğu, bu tip zeminlerde uygulanan ankrajlarda, ankraj kökünde sünme deformasyonları, kök çevresinde ise zeminde plastik akmalar oluştuğu gözlenmiştir. Yer değiştirmeler zamanla artmakta, bunun sonucu olarak da ankrajlarda hesaplanan gerilme sürekli olarak sağlanamamaktadır. Böylece yük taşıma gücü düşmekte ve yapının duraylılığı tehlikeye girmektedir.

Yapılan araştırmalar 20-25m. uzunluğunda, 10-15cm çapında enjeksiyon köküne sahip ankrajlarda sünme gevşemesi miktarının sert killerde %6, yumuşak killerde %12 civarında olduğunu göstermiştir. Bu araştırmalarda elde edilen diğer önemli bir sonuç ise gerilme düşüşünün ankrajın gerilmesinden başlayarak 2-4 ay içerisinde oluştuğu ve daha sonra değişmediğidir, (Dumlu, 1988).

Oluşacak sünme sorununu engellemek üzere ankrajların taşıma güçlerinin aşılmamasına özen göstererek, zaman içerisinde sünme sonucu oluşacak gerilme düşüşüne eşit ek bir gerilmeyle gerilebilirler.

Sonuç olarak ankrajların yüksek sıkışabilirliğe sahip, büyük oranda organik madde içeren çok yumuşak (dolgu veya gevsek kum) zeminlerde kullanılması önerilmemektedir.

2.6 Ankrajlarda Yük Transferi

Bir ankraj, aşağıda belirtilen nedenlerden biri veya birkaçı yüzünden göçebilir:

- i) enjeksiyon / tendon göçmesi ile,
- ii) zemin / enjeksiyon göçmesi ile,
- iii) zemindeki toptan göçme ile,
- iv) tendonun kopmasıyla,
- v) tendon etrafındaki enjeksiyon kolonunun, ezilmesi veya kırılmasıyla,
- vi) bir ankraj kümesinin gömesiyle.

Belirlenmiş bir ankrajlı sistemin güvenli olarak taşıyıp taşıyamayacağını saptamak için bu etkenlerin her birini birbirleriyle bağlantılı olarak sorgulamak ve yükün yapım yöntemindeki değişikliklerden nasıl etkilenebileceğini kavramak gereklidir, (Hanna, 1983).

2.6.1 Aderans

Betonarme ya da öngermeli beton alanında, aderans yardımı ile transferin nasıl olanaklı olduğu ile ilgili olarak çok miktarda bilgi mevcutken, zemin ankrajları ile ilgili çalışma yapılması gerekli olmaktadır. Yerinde bir zemin ankrajın enjeksiyona aderansı sağlanmış

tendonunun göçme biçimi, beton teknolojisinde kullanılan tendon çekme deneyindekiyle benzer değildir. Birinci durumda enjeksiyon sürekli çekmeye çalışır, oysa standart bir aderans deneyinde, en azından bir kısmında, tendonu çevreleyen beton basınç altındadır. Böylece zemin ankrajlarında, tendon ile enjeksiyon arasındaki yüzeyin aderans mekanizması çeliğin elastisite modülü ve enjeksiyona bağlıdır. Çoğunlukla üç mekanizma olduğu varsayılmaktadır:

1) Yapışma: Bu, kayma öncesi başlangıç aderansını sağlar ve asıl olarak mikroskobik ölçüde girintili çıkıntılı çeliğin ve de onu çevreleyen enjeksiyonun fiziksel kenetlenmesinden (yani yapışmasından) oluşur. Çeliğin üstündeki mikro çentiklerin boyutları ile karşılaştırılabilecek boyutta kayma meydana geldiğinde yapışmanın gözden kaybolduğu varsayılır.

2) Sürtünme: Sürtünme, basınç, çeliğin yüzeysel özellikleri ve ötelenmeye bağlıdır. Tendon geriliminin büyüklüğünden bağımsızdır. Yayılma ve çatlak hareketleri de, uzunlamasına gerilimin değiştiği yerde, radyal gerilmeler hareketlendikçe, bu sürtünme direncine katkıda bulunur.

3) Mekanik Kenetlenme: Bu, mikro-mekanik kenetlenme ile aynıdır, fakat enjeksiyonun kesme kuvveti belli başlı kiriş düzensizliklerine, yani eğriliklere ve bükümlere doğru hareket ettikçe daha geniş çapta ortaya çıkar.

Kısa ankraj uzunlukları için yapışma unsuru en önemlisidir. Fakat daha fazla uzunluklar için her üç mekanizma da işlerlik kazanır. Başlangıçta serbest boyda meydana gelen ve ankraj kafasına doğru ilerleyen yapışma zarfı sürtünme ve/veya mekanik kenetlenme ile giderilecektir. Sürtünme ve kenetlenme dirençleri kenar basınçla artmakta ve kenar gerilimle azalmaktadır. Enjeksiyonun kayma dayanımı ve tendon malzemesinin özellikleri aderans özelliklerinin belirlenmesinde en önemli etkidir.

2.6.1.1 Aderansı Etkileyen Etkenler

Pasın Aderans Üzerindeki Etkisi: Aderans özellikleri üzerinde çeliğin yüzey şartlarının etkisini araştırılmıştır. Araştırma sonuçları aşağıdaki şekilde değerlendirilebilir:

1) 6-8 aylık açıkta bırakılmalarından sonra çubuklarda oluşan derin, pullu pas aderansı düşürür. Fakat gevşemiş olan pasların temizlenmesi, çubuğun paslanmamış durumu ile aynı, hatta daha iyi bir aderans geliştirilmesine elverişli bir yüzey kazanmasını sağlar.

2) Uç aylık açıkta bırakma sürecinden sonra oluşan hafif paslı çubuklar, passız veya pası temizlenmiş çubuklardan daha fazla aderans sağlarlar.

3) Açıkta bırakıldıklarının ilk birkaç haftasında çubuklarda beliren gevşek toz halindeki pasın çubukların aderans özellikleri üzerinde önemli bir etkisi yoktur.

Ankraj Deliğindeki Tendonun Yoğunluğu: Tendonun enine kesit alanı, delik alanının birbirine paralel birden fazla elemandan oluşan tendonlarda %15'inden ve tek elemanlı tendonlarda ya da uygun düğümlenmiş birden fazla elemandan oluşan örgü tellerde %20'sinden fazla olamaz. Bunun amacı aderansın bozulmasını azaltmaktır.

Tendon Aderans Uzunluğu: Çimento veya reçine enjeksiyonu yapılmış zemin ankrajları için kaya bulonları hariç, aderansın uzunluğu tüm araziye kapsayan deneylerin sonuçlarına göre daha kısa bağ uzunluğunun onaylanması süz konusu olmadıkça aşağıdaki değerlerden az olmamalıdır:

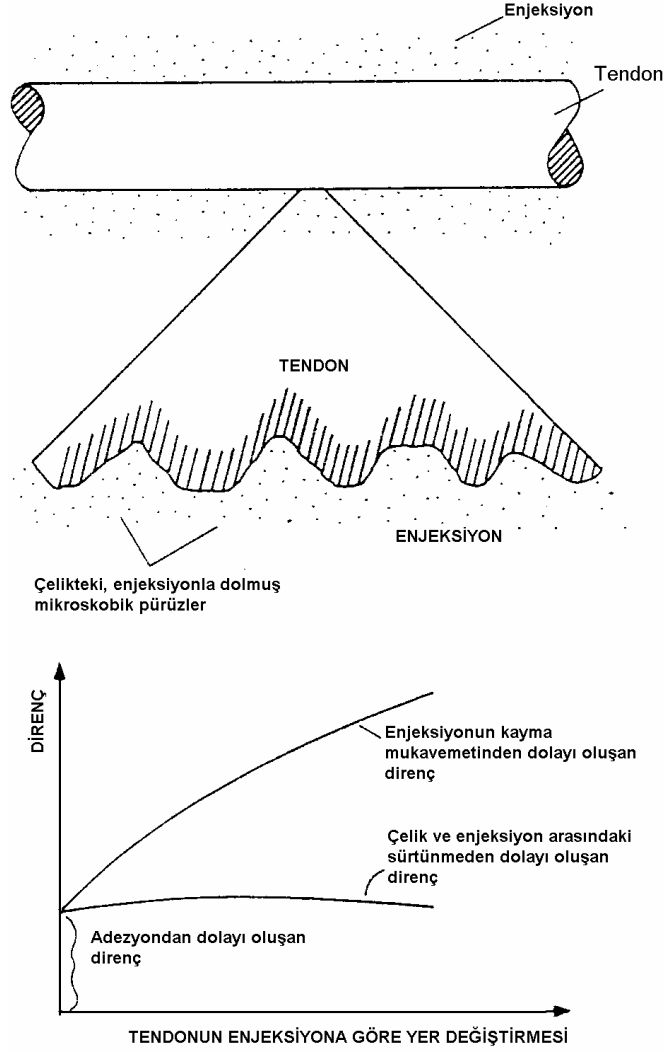
- a) Tendon yerleştirilmiş ve yerinde enjeksiyonla bağlanmışsa 3.0 m.,
- b) Tendon kontrollü şartlar altında enjeksiyona bağlanmışsa 2.0 m.

Eğer uygun tendonun aderans boyu konusunda şüpheye düşülürse, ankraj deneyleriyle denetimi yapılmalıdır.

Yüzey Koşullarının Aderansa Etkisi: Aderansın dayanımı çok büyük miktarda tendonun yüzey koşullarından etkilenir. Kısmen gevşek ya da yağlayıcı özellikleri olan malzemelerin yüzeyde varlığı aderans dayanımını etkiler Tendonların yüzeyleri dökümü şeklindeki paslardan, zeminden, boyadan, yağdan, sabun ve diğer yağlayıcı maddelerden arındırılmalıdır. Eğer tendonlar koruyucu yağlar ile kaplanmışlarsa, bunlar buhar ya da özel olarak geliştirilmiş kimyasal çözücüler kullanılarak yüzeyden çıkarılmalıdır.

2.6.2 Tendondan Enjeksiyona Yük Transfer Biçimi

Çelik tendon ve onu çevreleyen enjeksiyon kolonu arasında gelişen yapışma direnci yalnızca kısmen anlaşılabilir fakat zemin / enjeksiyon yapışması genellikle daha kritik olduğu için, bağlantılı olarak, ankraj davranışının daha önceki hallerine az özen gösterilir. En uygun biçim, tendon çeliğinin mikroskobik ölçekte pürüzlü olduğu ve çelik etrafındaki enjeksiyon kolonunun bu pürüzler arasındaki boşlukları doldurduğu şeklindedir, (Hanna, 1983).

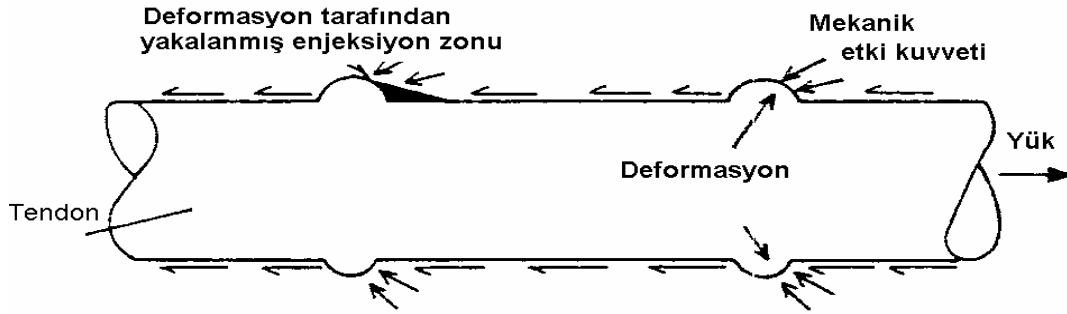


Şekil 2.5 Tendon / enjeksiyon ara yüzeyinin basitleştirilmiş davranışı, (Hanna, 1983).

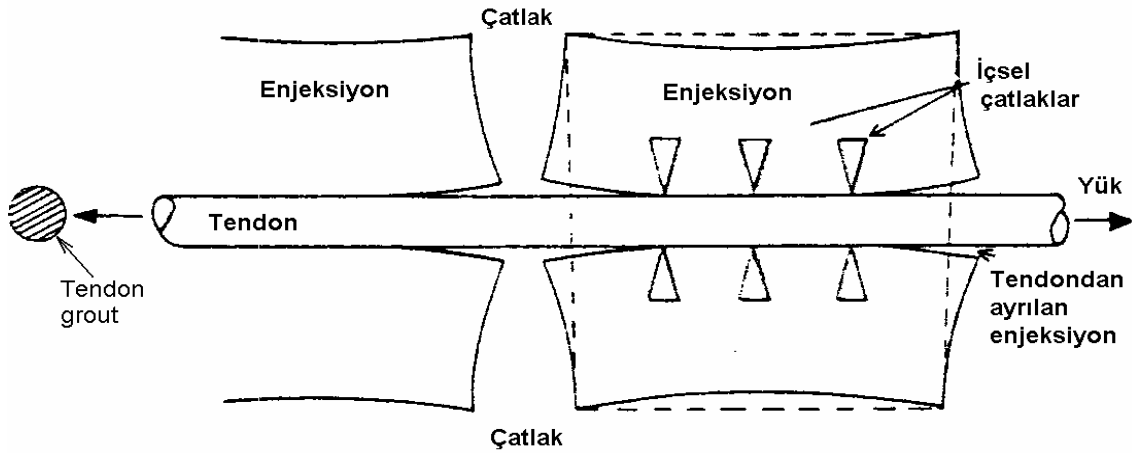
Bu ilişkide karmaşık bir kimyasal etkileşimin oluştuğuna inanılır. Enjeksiyonlanmış tendonun yüklenmesi sırasında, adezyon mobilize olur fakat yapışma, sınırlı göreceli yer değiştirmelerde etkin olarak zarar görür ve dayanım, tendon ve sınırlanmış enjeksiyon arasındaki sürtünmeyle gelişir. Enjeksiyondaki büyümeyle çoğaltılmış bu sürtünme dayanımı, tendon çeliğinin enjeksiyonun kayma gerilmesinin bir kısmının da gelişmesine neden olan düzensizlikleriyle de artabilir. Tendon / enjeksiyon ara yüzeyindeki bir elemanın dayanım - deformasyon davranışı, Şekil 2.5' te gösterilmiştir. Tendonlar, oldukça uzun ve elastik elemanlardır, tendonun enjeksiyona göre yaptığı hareketin miktarı, uzunluğu boyunca değişecektir. Hareketlerin çok küçük olduğu yerlerde, dayanım öncelikle adezyonda ve yük altındaki ankrajlarda çekmeyle gelişir, bu durum ankraj kökünün alt ucu yakınlarında oluşur. Göreceli hareketlerin, tendonun elastik esnemesi yüzünden daha büyük olduğu ankraj kökünün üst ucunda o zamanki sürtünme ve belki de kenetlenme etkisi ayrıca oluşacaktır. Dayanımın sürtünmeyle oluşan çeşidinin olduğu yerde, değeri, enjeksiyon kolonu tarafından sağlanan sınırlamanın derecesine bağlıdır. Bu nedenden, özellikle yüksek yük taşıyan

ankrajlarda kuyu çeperlerinde esnemeye ve enjeksiyon kolonundaki ezilmeye ayrı bir özen gösterilmelidir. Enjeksiyonda sünmenin ve ezilmenin olduğu yerlerde, tendonda enjeksiyona göre daha büyük yer değiştirmeler oluşur.

Bazı çalışmalar, yalın çelik tendonlar için yapışmanın, asıl olarak kayma oluşana kadar adezyona, kayma oluşuktan sonra sürtünmeye dayandığını göstermiştir. Tendonun şekil değiştirdiği yerlerde, yapışma, ilk olarak Şekil 2.6' da gösterildiği gibi mekanik etkiye bağlıdır. Tendon çeliğinin şekil değiştirdiği yerlerde, tendonun enjeksiyona göre kayması enjeksiyon kolonunun parçalanmasıyla ya da enjeksiyonun ezilmesiyle oluşur. Bu enjeksiyon yüzeyinin, belirlenen yük için gerekli kalınlığını kontrol eder. Tendon çekildiği zaman, tepki kuvvetleri enjeksiyon içindeki kayma gerilmeleri tarafından karşılanırlar. Asıl çekme gerilmesinin, enjeksiyonun çekme dayanımını aştığı yerde, çatlaklar oluşur. Şekil 2.7' de oluşan çatlaklara mekanik bir görünüm çizilmiştir.



Şekil 2.6 Deforme olmuş çubuk ve enjeksiyon arasındaki etkileşim



Şekil 2.7 Çelik tendonu saran enjeksiyonun çatlaması, (Hanna, 1983).

Tendon çeliğinin net olarak gözüktüğü yerlerde, enjeksiyonun parçalanmasından daha çok söz edilir.

Yukarıda da sözedildiği gibi, tendon uzunluğu boyunca yapışma gerilmesi dağılımı, çeşitli karmaşık ve kısmen anlaşılmış etkilere bağlıdır. Genelde, uygulanan yük arttığında kayma meydana gelir ve adezyon dağılımı, ankrajın alt ucuna doğru hareket eden maksimum değer

kayma gerilmeleri ile gelişen bir yapıda değişir. Bu durum Şekil 2.8’ de gösterilmiştir, tendona uygulanan yük artarken, adezyon gerilmeleri, sürtünme kazığına benzer bir davranış göstererek, ankraj köküne doğru yer değiştirirler, (Hanna, 1969). Maksimum adezyon, ankrajın kök bölgesinde tendon uzunluğu boyunca mobilize olduğunda, tendonda enjeksiyon kolonuna göre kayma oluşur ve eklenen kayma ile eklenen sürtünme dayanımı mobilize olur. Betondaki adezyonun dağılımı üzerine yapılmış ve ankraj problemine uygulanabilecek daha teorik ve deneysel çalışmalar vardır. Örnek olarak, Hawkes ve Evans’ ın (1951) daha sonra Philips (1970) tarafından genişletilen çalışmalarında, adezyon dağılımının aşağıda belirtilen formda bir üstel ilişkiye ilgili olduğu varsayılmaktadır:

$$\tau_x = \tau_0 * e^{-\frac{Ax}{d}} \quad (2.10)$$

τ_x : ankraj kökünün başlangıcından x uzaklığındaki kayma gerilmesi

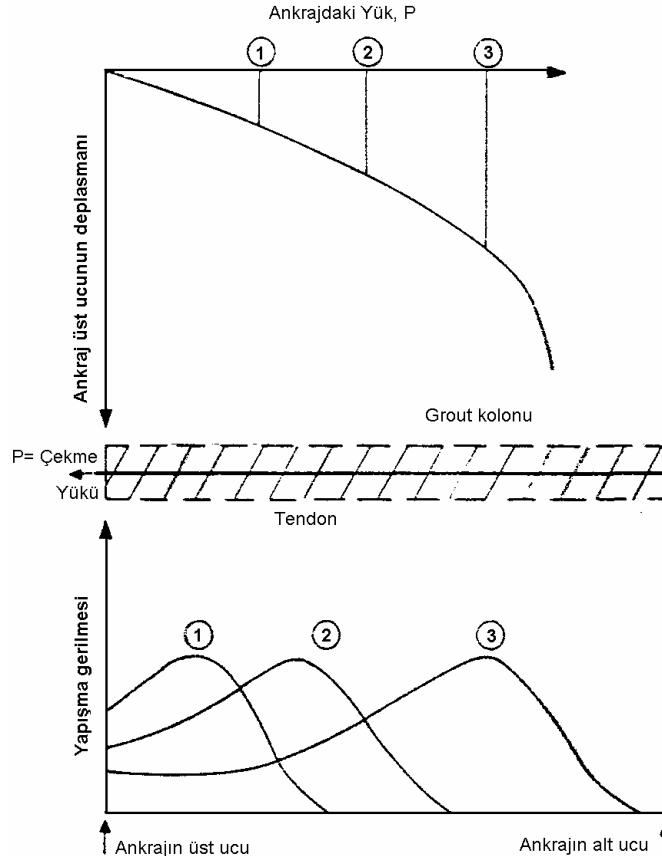
τ_0 : ankraj kökünün üst ucundaki kayma gerilmesi

d : tendon çapı

A : kayma gerilmesinin tendondaki eksenel gerilmeyle arasındaki sabit ilişki

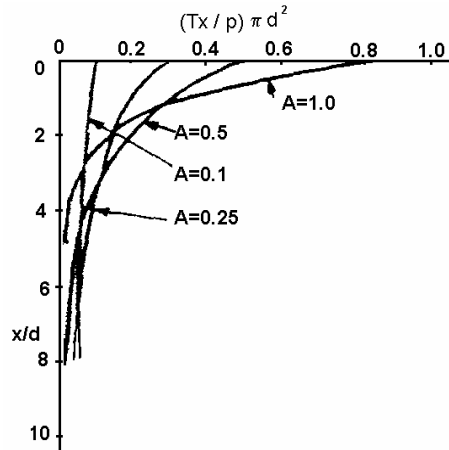
Ankraj kökü, L , boyunca yapılacak integrasyonda, sınır koşulları uygulandığında uygulanan ankraj yükü, P , aşağıdaki gibi olacaktır :

$$P = \frac{\pi * d^2 * \tau_0}{A} \quad (2.11)$$



Şekil 2.8 Yükleme sırasında tendon uzunluğu boyunca kayma gerilmesi değişimleri, (Hanna, 1983).

Bu eşitlik Şekil 2.9' da A 'nın değerlerinin belli bir aralığı için grafik olarak gösterilmiştir. Buradan da açıkça görüldüğü gibi, A 'nın küçük değerleri için, kayma gerilmelerinin tendon boyunca dağılımı daha yataydır.



Şekil 2.9 A 'nın değişik değerleri için tendon boyunca yük dağılımı (Philips, 1970)

Yukarıdan da görülebileceği gibi, tendonun sabitlenmiş boyunu kısalttıkça, mobilize olabilecek kayma dayanımını büyür.

Ankraj köküne gelindiğinde, mobilize olmuş kayma gerilmelerinin ortalaması, tendon / enjeksiyon ara yüzeyindeki yapışma göçmesinin olanaksız olduğundan emin olmak için yeterli şartlara sahip olmalıdır. Yapışma / adezyon gerilmelerinin geliştirmek için, yükü

tendondan enjeksiyona aktarmak için bir aktarma uzunluğu gereklidir. Halatlardan ve çoklu tellerden oluşan tendonlar, ankraj deliğine yerleştirilmelerinde kullanılan merkezleyiciler ve ayraçlar yüzünden çubuk tendonlardan oldukça farklıdır.

2.6.3 Enjeksiyon ve Delik Çeperi Arasındaki Adezyon Oluşumu

L uzunluğunda, d çaplı silindirik bir ankraj kökü için ortalama adezyon gerilmesi değeri τ ise ankraj yükü P :

$$P = \pi * d * L * \tau \quad (2.12)$$

Bu analize göre, enjeksiyon / zemin ara yüzeyinde herhangi bir bölgesel çözünme olmadığı, göçmenin enjeksiyon / zemin ara yüzeyindeki kayma ile oluştuğu, ankraj kökü yüzeyinin tamamına üniform dağılmış bir adezyon gerilmesi olduğu varsayılmaktadır. Gerçekte, bu tarz idealleştirmeler uygun değildir ve bu zorluklar üzerinde uygulanan yaklaşımlardan bir kaçış aşağıda verilmiştir.

Zeminde ankraj deliği açıldığında, ankraj yerleştirildiğinde, enjeksiyonlandığında ve ankraj yüklendiğinde komşu zemin, çok karmaşık bir yükleme etkisinde kalır ve şüphesiz ankrajın sonraki davranışı bu yükleme serisi ile belirlenir.

Göçme yüzeyi genelde, ankraj deliğinin pürüzlülüğü, zeminin dayanımı ve ayrıca inşaat işleri nedeniyle ankraj deliğinin yakın çevresindeki zeminde oluşan değişiklikler ile belirlenir. İlk olarak, deliğin açılması, zeminin kayma gerilmelerine, şişmeye ve düzensizliklerin varlığına olan duyarlılığı yüzünden herhangi bir güvenlik derecesiyle tanımlanması son derece zor olan gerilme boşalmasına ve mekanik bozukluklara neden olur, (Hanna, 1983).

3. ANKRAJLARIN VE ANKRAJLI YAPILARIN İZLENMESİ

Bu bölümde arazide yapılan çalışmanın sonuçları verilmektedir. Zemin çivisi ve püskürtme betonla oluşturulmuş bir dayanma sisteminde deplasmanı önlemek amacıyla yapılan ek ankrajlardan biri donatılarak ankraja uygulanan çekme kuvvetinin ankraj üzerindeki dağılımı gözlenmiştir. Dayanma yapısındaki yer değiştirme ölçümlerinin sonuçları ve beklenen yer değiştirme değerleriyle karşılaştırılması yapılmıştır.

Zemin ankrajlarının tasarımı ve kullanımında kısmen belirsizliğe götürebilecek ve ekonomik sıkıntılar doğurabilecek değişik problemler vardır. İlk olarak, zeminde ve kayada yapılan tüm laboratuvar deneyleri, yerinde zemin özelliklerini örselenmiş konumda sağlamaktadırlar. Bu durum, örnekleme sorunlarından ve zeminden örnek alırken, taşınma ve deney sırasında oluşan hasardan kaynaklanır. Elde edilen parametreler özellikle deformasyon parametreleri, büyük miktarlarda yanlış olabilir. İkinci olarak, zemin üniform değildir. Yine de çoğu varsayımlar, zeminin yaklaşık olarak çeşitli homojen katmanlara ayrılabilceği varsayımına dayandırılmaktadır.

Şekil 3.1 de yerleştirilen inklinometre borusu ve deney ankrajının yeri gösterilmektedir.



Şekil 3.1 Ölçüm yapılan cephenin görünüşü

3.1 Zemin Özelliklerini Belirlemeye Yönelik Yapılan Çalışmalar

Deney, Kozyatağı'nda yapımı sürdürülen konut inşaatının açılan temel çukuru için yapılan dayanma duvarı şantiyesinde yapılmıştır. 2000 yılında GEOS sondajcılık tarafından yapılan sondajlar doğrultusunda hazırlanan geoteknik raporda deney sahası sert KİL olarak tanımlanmıştır, ayrıca $w_L = \%29$ $w_p = \%14$ ve $I_p = \%15$ (düşük plastisiteli, inorganik kil) olarak verilmiştir. (B.Ü., 2000). Bölgeye ilişkin sondaj logları Ek-5' te verilmektedir. Ayrıca ankraj yapımından önce, açılan temel çukurundan shelby tüpü ile örnek alınmıştır. Alınan örnekler üzerinde zeminin dayanım parametrelerini belirlemek için serbest basınç deneyi ve 3 eksenli CU deneyi yapılmıştır. Laboratuarda yapılan deneylere ilişkin tutanaklar Ek-1 de verilmiştir.

Serbest basınç deneyi

2 adet örnek üzerinde deney yapılmış ve drenajsız kayma dayanımı değerleri 1. örnek için $c_u = 48$ kPa ve 2. örnek için $c_u = 64$ kPa olarak bulunmuştur. Serbest basınç deneyi sonuçları Çizelge 3.1' de verilmiştir. Serbest basınç deneyine ilişkin tutanak ve grafikler Ek-1 de verilmiştir.

Çizelge 3.1 Serbest basınç deneyi sonuçları

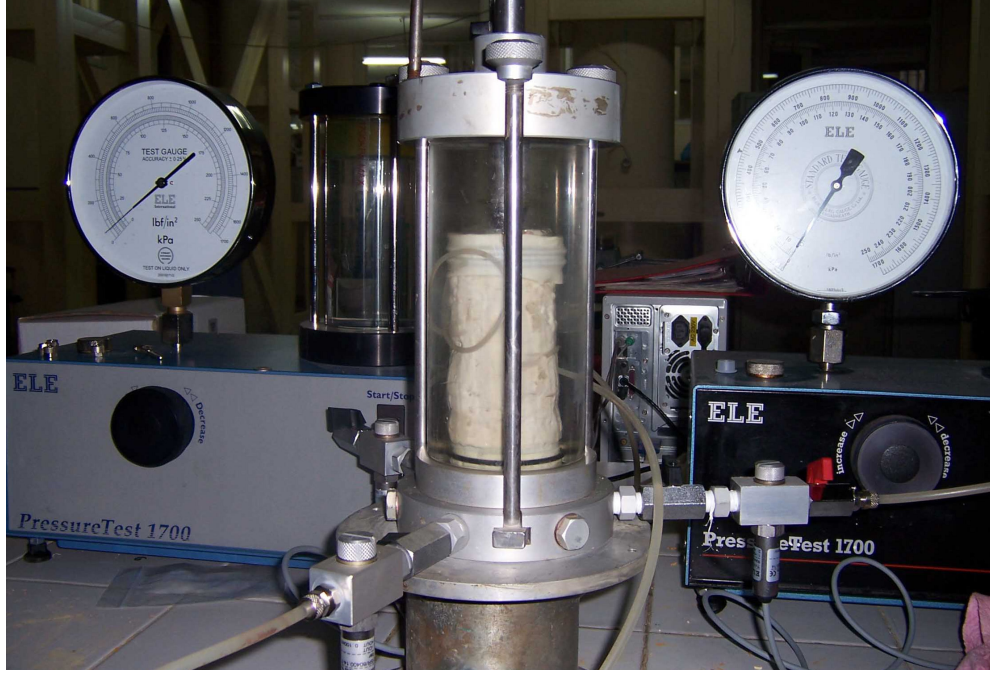
Numune	Derinlik	q_u [kPa]	c_u [kPa]	w %	$\gamma_{yaş}$ [kN/m ³]	γ_{kuru} [kN/m ³]
1	7,00-7,50	95,8	47,9	20	18,3	15,3
2	7,00-7,50	128,1	64,1	23	20,7	16,8

3 eksenli basınç deneyi

1 adet normal konsolide kil örneği üzerinde konsolidasyonlu – drenajsız 3 eksenli basınç deneyi yapılmıştır. Alınan örnek, 100 kPa efektif hücre basıncı altında artımsal ters basınç uygulanarak suya doyurulmuş ve 177 kPa altında konsolide edilmiştir. örnek, deviatorik gerilme değeri 236,91 kPa'a ulaştığı zaman göçmüştür, deney sonuçları Çizelge 3.2' de verilmiştir. Deney düzeneği Şekil 3.2' de gösterilmiştir.

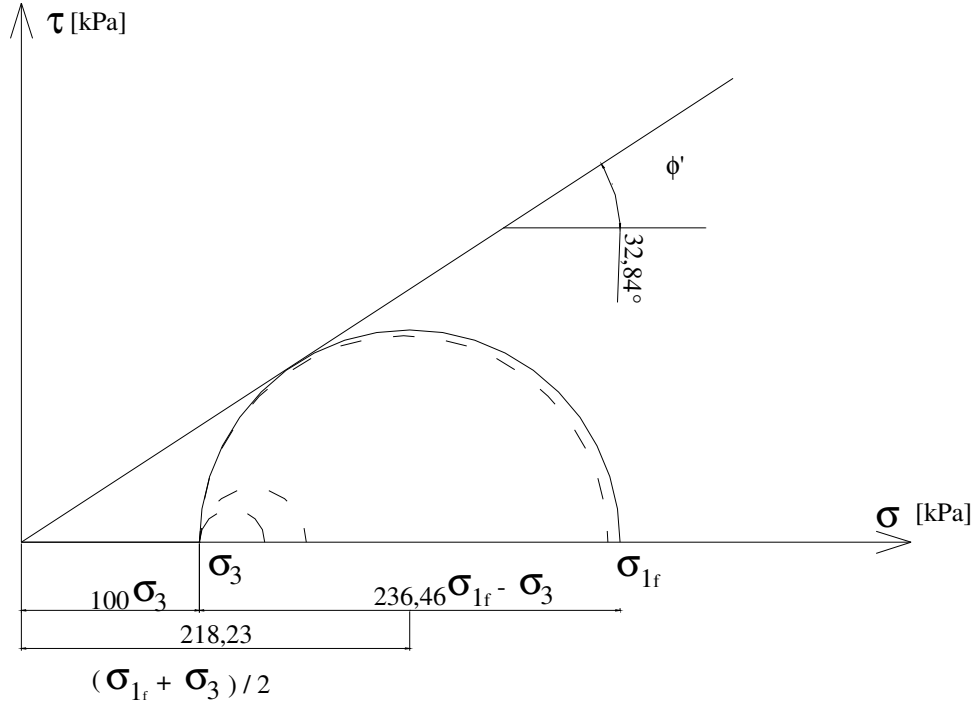
Çizelge 3.2 CU deneyi sonuçları

Numune	Derinlik	σ_3' [kPa]	$\sigma_1' - \sigma_3'$ [kPa]	ϕ' [kPa]	c' [kPa]	u [kPa]
3	7,00-7,50	100	236,91	32,84	0	127,5



Şekil 3.2 3 eksenli basınç deneyi düzeneği

Deney sonucunda elde edilen mohr gerilme dairesi Şekil 3.3' te gösterilmektedir.

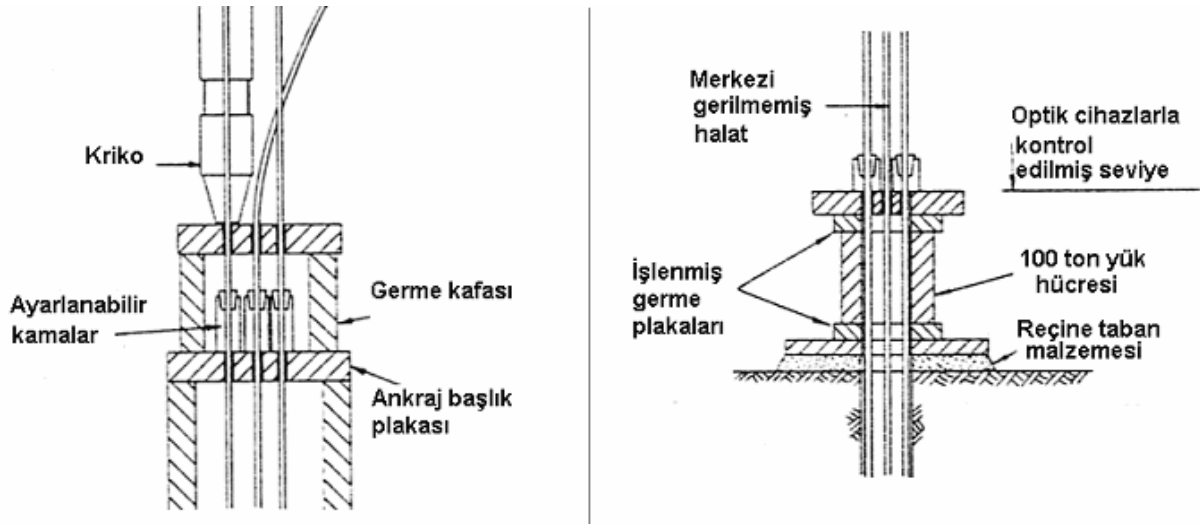


Şekil 3.3 CU deneyi sonucunda çizilen Mohr gerilme dairesi

3.2.2 Ankrajın Ölçüm Aygıtlarıyla Donatılması

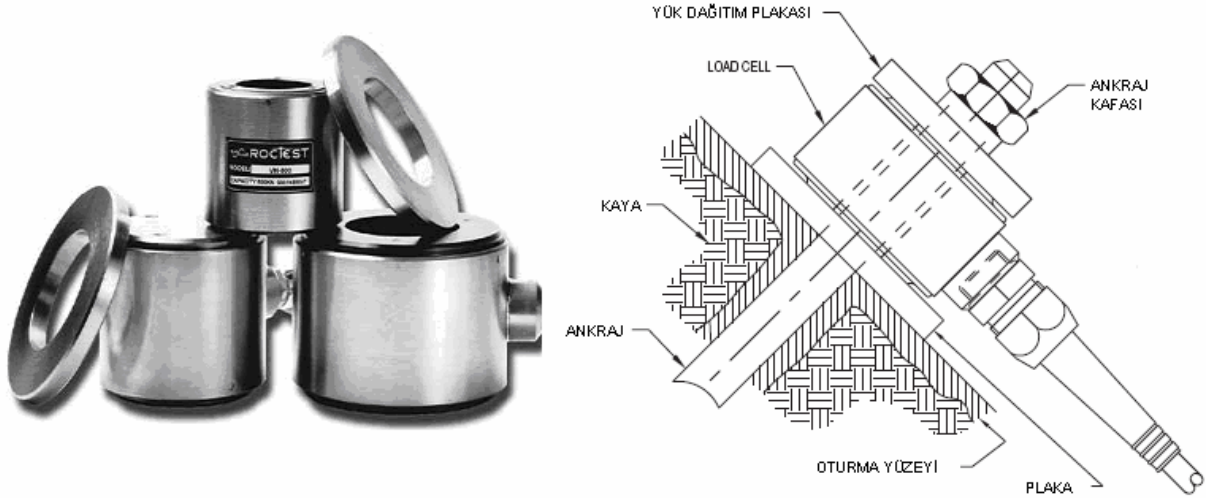
Yük ölçümü, ankrajların izlenmesinde genel bir işlemdir. Yük hücresi seçiminde, yükün büyüklüğüne, aralığına, doğruluğuna ve çevre koşullarına önem verilmelidir. Kalibrasyon, uzun süreli dayanımı ve yükün eksantrisitesi de titiz bir şekilde göz önüne alınmalıdır. Piyasada çeşitli tipte yük hücreleri bulunmaktadır (mekanik, fotoelastik, strain gauge hücresi, titreşen telli yük hücresi, dolaylı yöntem ve diğer özel yöntemler). Detaylar Hanna tarafından verilmiştir (1973). Yük ölçümünün en genel yöntemi, tendonun üzerinden geçirilerek ankraj germe plakasıyla yapı arasına sıkıştırılmış silindirik biçimli yük hücresi kullanılmasıdır. Germe plakasının yük hücresi yüzeyine uygun olması ve çok telli tendon kullanılması halinde yük hücresinin alt yüzeyinde halatlar arasında uygun bir merkezleyici kullanılması zorunludur. Yük hücreleri kötü çevre koşullarından etkilenebilecekleri için mekanik tipler tercih edilir. Böyle hücrelerin okumaları problem yaratabilir ve uzaktan okuma sistemi tercih edilebilir. Bu nedenle titreşen telli tür hücreler kullanılmaktadır, (Hanna, 1983).

Tek bir deney ankrajının donatılması, genellikle araştırma ve geliştirme amaçlıdır. En genel ölçümler, yük uygulanması, serbest bölge ve kök bölgesi boyuca yük dağılımı ve ankraj kökünün hareketidir. Uygulanan yük, hidrolik kriko ile seriler halinde yük hücresi aracılığıyla normal olarak ölçülür. Aşağıda Barley' e göre bir düzenlemeye örnek verilmiştir.



Şekil 3.5 VW yük hücresi ile ankraj yükünün uzun süre izlenmesi (Barley, 1978)

Dayanıklı germe plakalarının, yük hücresinin her iki tarafına da yerleştirildiğine özen gösterilmelidir. Daha düşük dayanımlı plakalar, halatlara merkezleyici olarak da kullanılabilirler. Şekil 3.6 da deneylerde kullanılacak VW tip yük hücresi ve şematik kurulumu gösterilmiştir.



Şekil 3.6 VW yük hücresi ve kurulum şeması

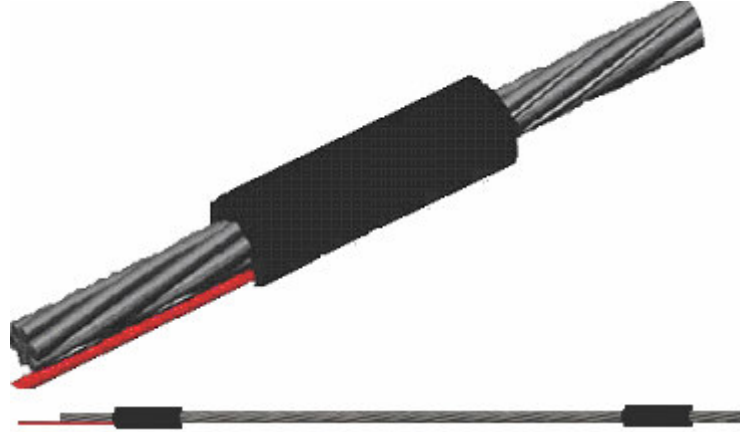
Buradaki titreşen telli yük hücresi halka içerisinde eşit aralıklarla dağılmış üç yük algılama birimi içerir. Halat merkezleyicisi hücrenin tepesinde görülmektedir. Soldaki dağılım kutusu 3 yük hücresine uyum sağlayabilir. Ankraj kökündeki hareketi ölçmek için kullanılan en genel yöntem ankraj kökünün enjeksiyonuna gerilmiş bir tel sabitlemek ve bu teli küçük çaplı bir koruma tüpü içerisinde ankraj kafasına kadar iletmektir. Böylece ankraj kökünün hareketi kaydedilebilir. Eğer sonuçta kesinlik isteniyorsa, böyle bir tekniğin kullanımında büyük bir özen ve deneyim gerekmektedir. Ankraj kökünün hareketinin genellikle çok küçük olduğu hatırlanmalıdır. Bundan dolayı ankraj germenin yapının yerel şekil değiştirmelerine neden olabileceği göz önünde bulundurularak, ankraj kafası yakınlarındaki bilgilerin sabitlenmesine özen gösterilmelidir. Daha basit bir yöntem de halatlardan birini germeden bırakmak ve ankraj kökünün hareketinin ölçümünde kullanmaktır. Bu durum Şekil 3.5’ te görülebilir.

Tendon boyunca yük dağılımını belirlemek için elektrik dirençli strain gauge kullanılması, bir çok soruna neden olabilir. Verebileceğinin en iyisi, yük dağılımının olası büyüklüğüne rehber olmaktır. Ana sorun, strain gauge okumalarına etki edebilecek çevresel değişikliklerdir. En ilginç veriler, basınç ve çekme ankrajları için Mastrantuono ve Tomiolo (1977) tarafından elde edilmiştir. Barley bu konuyu incelemiş ve aşağıda verilen önerileri yapmıştır:

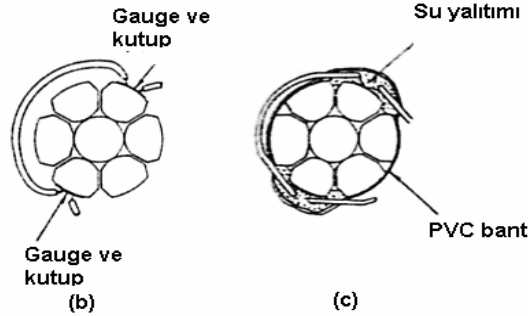
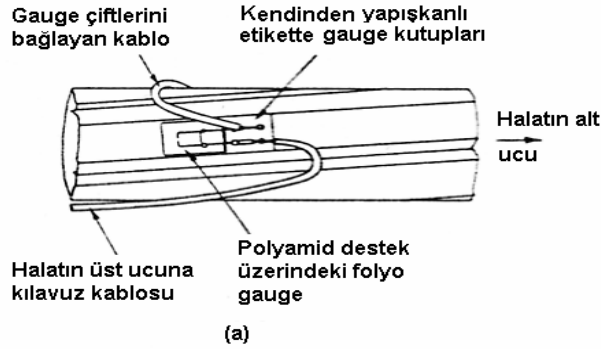
- i) Çeliğin görünen yüzeyleri, strain gauge’ lerin bulunduğu yerlerde, zımparayla temizlenir,
- ii) Gauge, temizlenmiş yüzeye epoksi ile tutturulur,
- iii) Halatın karşı yönlerindeki her gauge çiftinin arasındaki bağlantı kabloları lehimlenir,
- iv) Her bir gauge çifti için uygun tanımlama renklerine sahip besleme kabloları lehimlenir,

- v) Gaugelere su geçirmezliği sağlamak için thixotropic epoksi reçinesi uygulanır,
- vi) Su geçirmezliği ve korumayı sağlamak için gauge çiftlerinin etrafı PVC bantla sarılır,
- vii)Bağlantıların doğru yapıldığını kontrol etmek için her devre Watson köprüsü ile kontrol edilir,

Anlatılanlarla ilgili genel ayrıntılar, Şekil 3.7' de verilmiştir.



Şekil 3.7 a Ankraj halatına gerinim ölçerlerin montajı



Şekil 3.7 b Ankraj halatına gerilme ölçerlerin montajı

Sünme anındaki veriler isteniyorsa ankrajlar, bazen uzun süren deneylerle gözlemlenebilirler. İlk olarak, yük, uzun periyotlar süresince uygulanmalıdır. Hidrolik krikonun kullanıldığı bir sistemde, yükü sık aralıklarla yüklemek gerekecektir. Bu sorun, yükleme serilerinde, krikoyla birlikte bir yük koruyucu kullanarak giderilebilir, Rice ve Hanna (1981). İkincil olarak, ankraj

kafasının hareketleri de ayrıca ölçülmelidir. Çünkü sünme hareketleri genellikle küçüktür ve ölçme sisteminin güvenilirliğine özellikle özen gösterilmelidir.

Deney ankrajı 3 halat üzerine 12 adet strain gage yerleştirilerek donatılmıştır. Halatlar üzerine titreşen telli, 120 ohm elektrik dirençli 12 adet strain gage tutturulmuştur. 1 adet strain gage ise laboratuarda denenmek üzere 1m' lik bir halat örneği üzerine tutturulmuştur. Ankraj kafasına ayrıca yük kontrolü için bir yük hücresi ve dayanma sisteminin hareketini gözlemek için bir inklinometre borusu yerleştirilmiştir. Yük hücresi kalibrasyon formu Ek-3 de verilmiştir.

Ankraj köküne ve serbest bölgenin sonuna yerleştirilen stain gagelerle yük dağılımı gözlenmiştir. Aşağıda Çizelge 3.3'te strain gagelerin yerleşimleri gösterilmiştir.

Çizelge 3.3 Strain gage yerleşimleri

1		2		3	
Gage no	Aralık [cm]	Gage no	Aralık [cm]	Gage no	Aralık [cm]
1-5	0	2-5	0	3-3	0
1-4	61	2-4	67	3-2	113
1-3	260	2-3	267	3-1	315
1-2	460	2-2	470		
1-1	660	2-1	Lab.		

Halatlar arasındaki yük paylaşımını ve köke gelen yükleri belirlemek için her halatta ankraj serbest boyunun sonuna birer gage yerleştirilmiştir. Sahada yapılan kontrollerde 2-3 no.lu strain gage'in çalışmadığı belirlenmiştir.

İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı Malzemesi Laboratuvarında halatın elastisite modülünü belirlemek ve strain gagein kalibrasyonunu kontrol etmek için çekme deneyi yapılmıştır. Laboratuarda yapılan yükleme deneyinin sonuçları Ek-4' te verilmiştir. Saniyede bir birim uzama değerleri $\mu\epsilon$ olarak okunmuştur. Okunan değerlere karşılık gelen çekme yükü halatın kesit alanına bölünerek elde edilen gerilmenin, okunan birim uzama değerlerine bölünmesiyle elde edilen elastisite modüllerinin ortalaması alınmıştır. Ankraj halatının elastisite modülü $E= 211.000 \text{ N/mm}^2$ olarak hesaplanmıştır.

Donatılandırmada kullanılan yük hücresi ve strain gageler titreşen telli seçilmiştir. Yük hücresi okumaları Gage Technic marka veri okuyucu ile strain gage okumaları Vishay P3 gerinim belirleyici ile yapılmıştır.

3.2.3 Performans deneyi



Şekil 3.8 Ankraj performans deneyi düzeneği

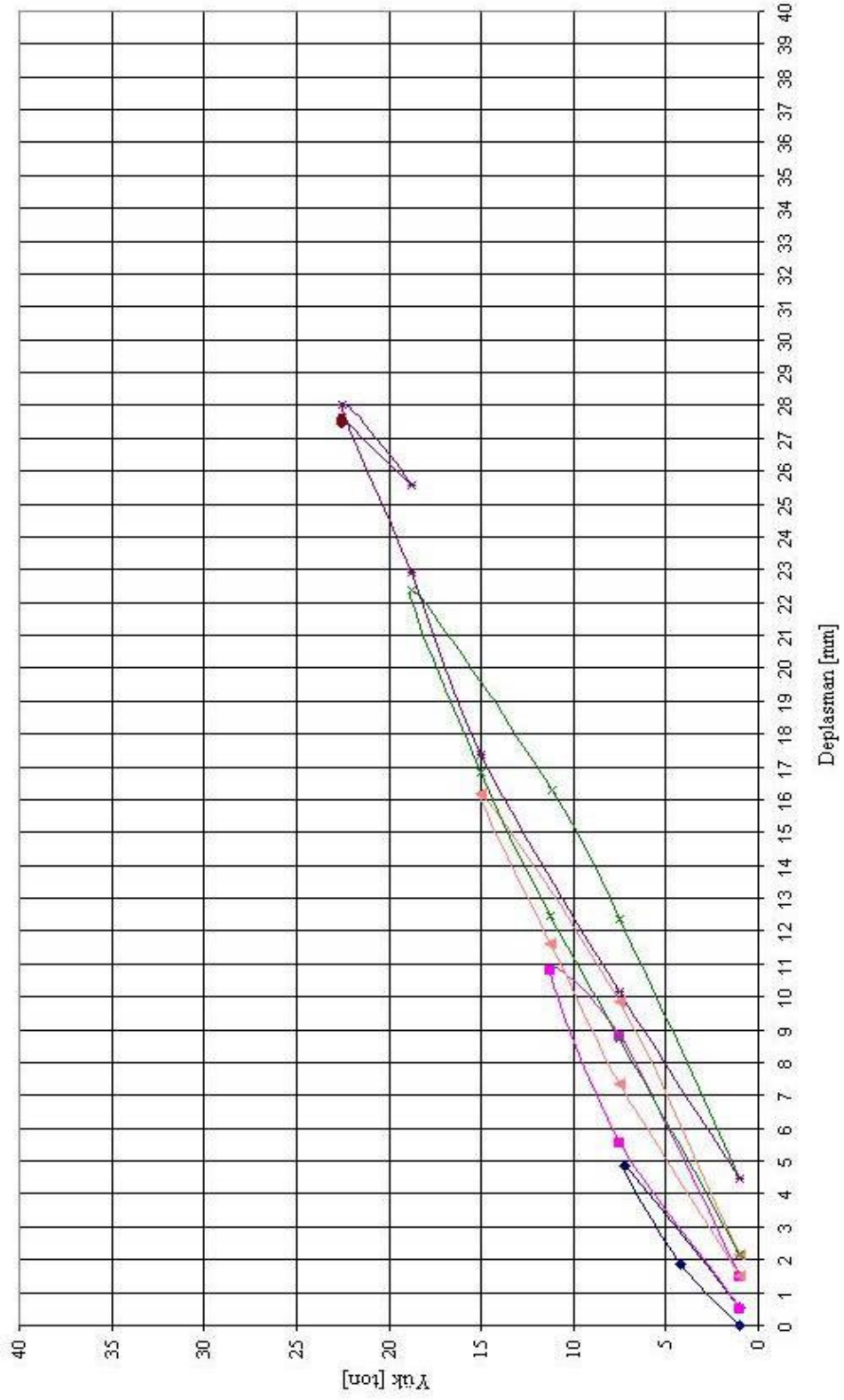
Performans deneyi FHWA-DP-68-1 e göre aşağıda belirtilen adımlar izlenerek yapılmıştır.

AL - 0,25P - 0,50P – AL - 0,50P - 0,75P - 0,50P – AL - 0,50P - 0,75P - 1,00P - 0,50P – AL – 0,50P – 0,75P – 1,00P – 1,25P – 0,75P – 0,50P – AL – 0,50P – 1,00P – 1,25P – 1,50P – 1,25P – 1,50P yük kademeleriyle arttırılmıştır. AL, deney düzeneğini sabit tutmak için gerekli en az yük, P ise çalışma yüküdür. Her yük kademesinde deplasman duruncaya kadar en az 1 dakika en son uygulanan 1.50P yükünde ise 50 dakika beklenerek yerleştirilen 2 adet komparatörden uzamalar okunmuştur. Sonuçlarda bu iki komparatörün değerlerinin ortalaması kullanılmıştır. Şekil 3.8’ de deney düzeneği görünmektedir. Performans deneyi sonuçları Çizelge 3.4 de verilmiştir.

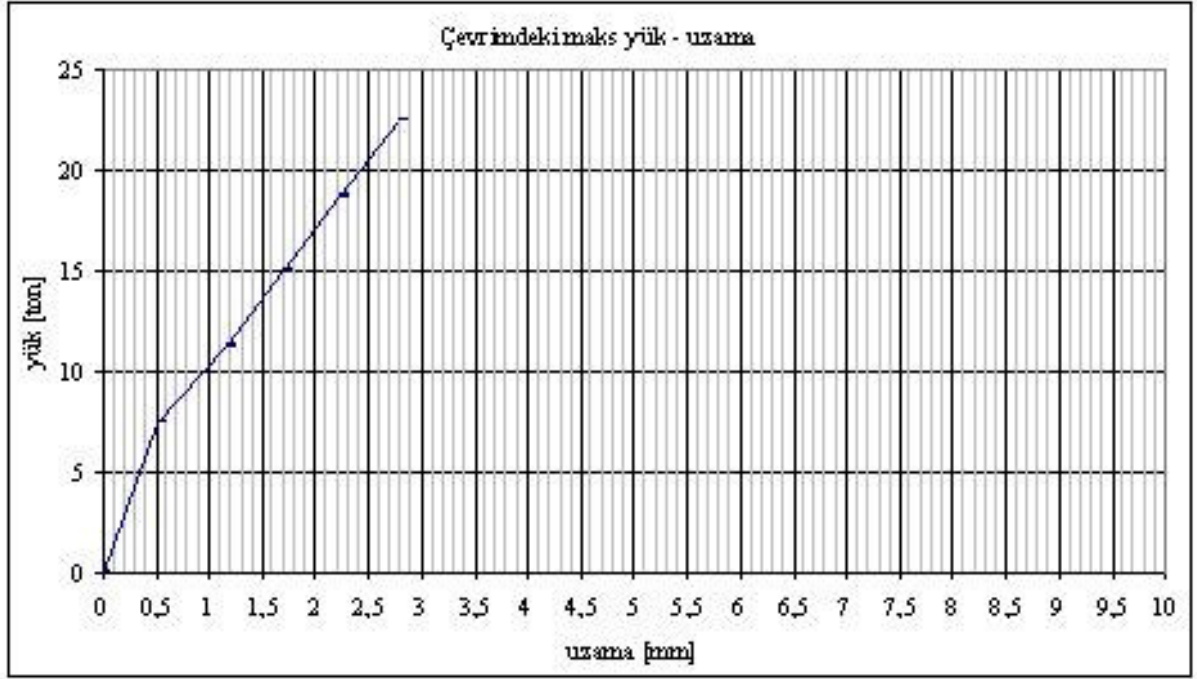
Çizelge 3.4 Performans deneyi ölçümleri

[illegible]

Performans Deneyi Yük-Deplasman Grafiği



Şekil 3.9 Performans deneyi yük-deplasman grafiği



Şekil 3.10 Performans deneyi maksimum yüklere karşılık gelen uzama değerleri

3.2.4 Ankraj Boyunca Ölçülmüş Yük Dağılımı ve Kayma Gerilmeleri

Bu bölümde performans deneyi sırasında yapılan ölçümlerin değerlendirilmesi yapılmış ve ankraj kökü boyunca yük ve kayma gerilmesi dağılımları belirlenmiştir. Kazı sonuna kadar ölçümler sürdürülerek kazı derinliğine bağlı olarak ankrajdaki yük dağılımındaki değişimler incelenmeye çalışılacaktır.

Strain Gage'lerden okunan değerlerin değerlendirilmesi:

Strain gage okumaları microstrain ($\mu\epsilon$) cinsinden alınmıştır. Okunan değerler Çizelge 3.5' te verilmiştir.

Burada $\mu\epsilon = \epsilon \times 10^{-6}$ ve $\epsilon = \frac{\Delta l}{l}$ dir.

Yükleme sırasındaki halatlarda oluşan yük ve gerilme değerleri Çizelge 3.6' da verilmiştir.

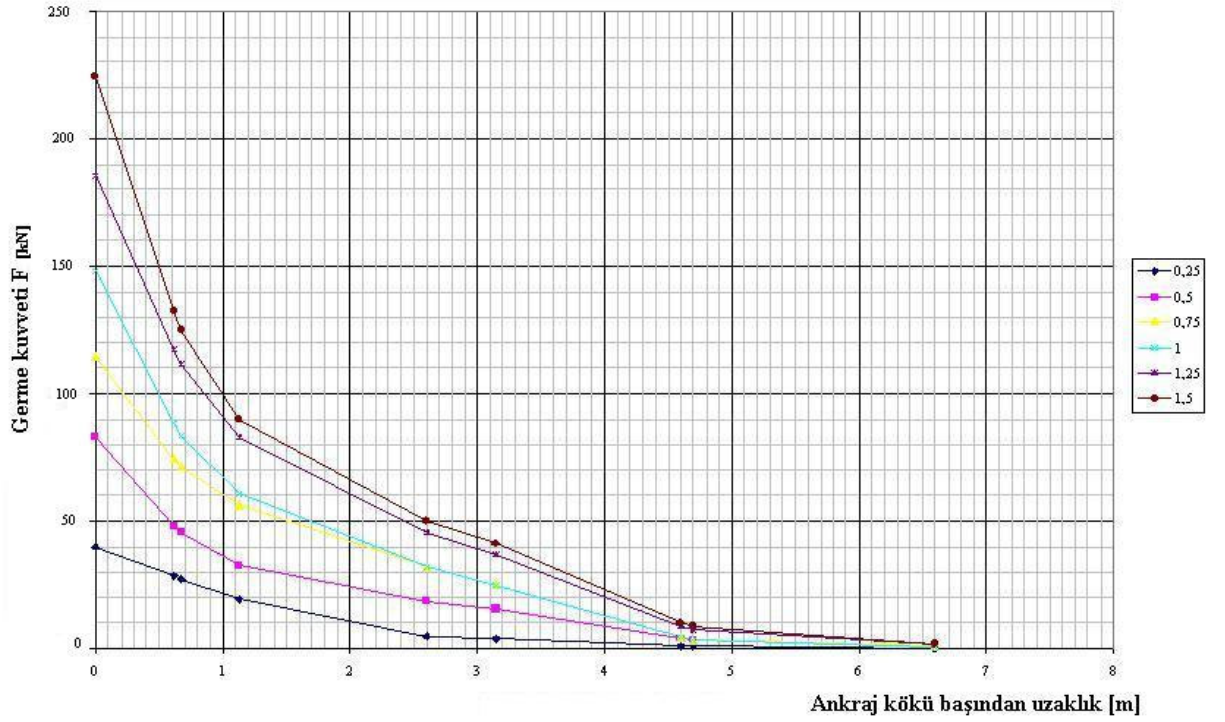
$$\sigma = E \times \mu\epsilon \times 10^{-6} = E \times \frac{\Delta l}{l} \quad (3.1)$$

$$F = \sigma \times A \quad (3.2)$$

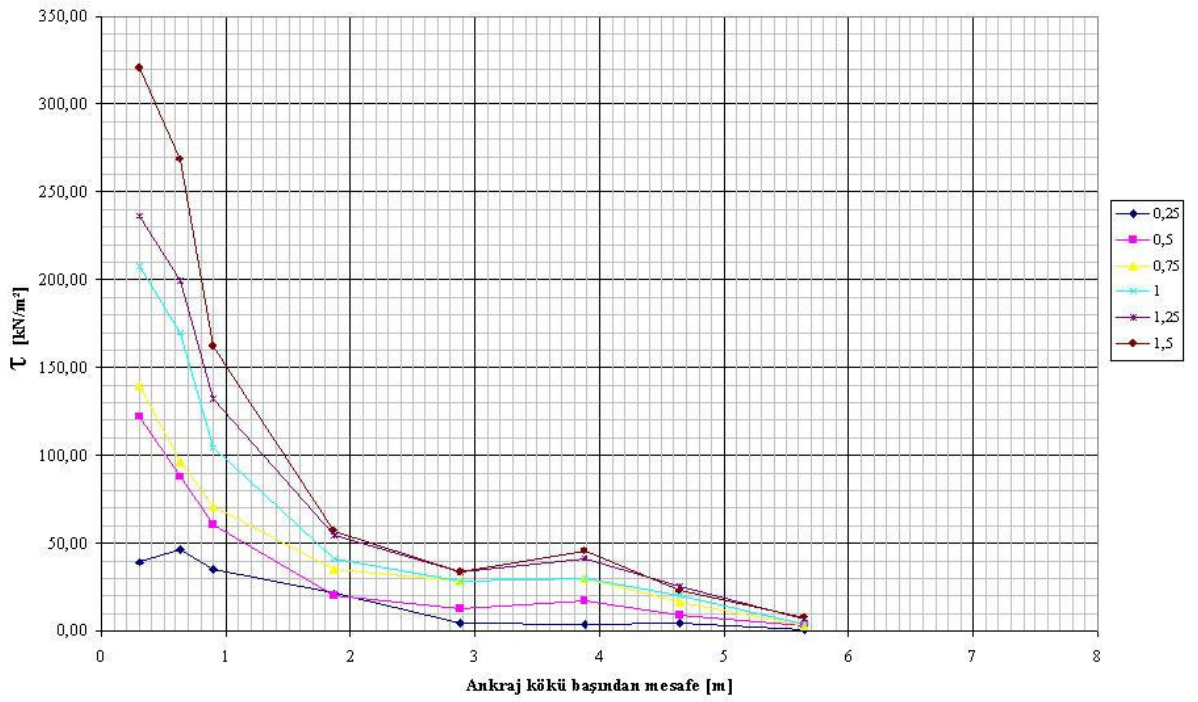
Çizelge 3.6 Performans deneyi sırasında halatlarda oluşan gerilme ve yük değerleri

E		211000 N/mm²																											
		σ																											
Halat	SG No.	uz. [cm]	AL	0,25	0,50	AL	0,50	0,75	1,00	0,50	AL	0,50	0,75	1,00	1,25	0,75	0,50	AL	0,50	1,00	1,25	1,50	1,25	1,50					
#1	1-5	0	133,6	137,4	233,4	133,1	242,9	308,5	387,0	233,4	133,6	233,4	308,5	386,1	465,9	308,1	233,4	133,6	233,4	387,2	469,5	546,7	483,2	548,4					
	1-4	61	111,2	117,5	135,7	111,8	130,4	151,7	207,0	135,7	111,2	135,7	151,7	207,0	284,4	185,9	135,7	111,2	135,7	258,1	324,9	360,8	337,0	365,0					
	1-3	260	3,6	4,2	6,1	4,0	9,3	20,7	37,6	6,1	4,2	6,1	20,7	39,7	79,8	77,4	76,2	34,6	47,9	91,6	104,7	115,6	108,2	115,4					
	1-2	460	0,8	1,5	1,9	0,8	1,9	2,1	2,5	1,5	0,8	1,5	1,7	2,3	9,1	8,4	8,4	6,5	6,8	8,9	12,4	18,1	18,1	21,9					
#2	1-1	660	0,2	0,0	0,2	0,2	0,4	0,2	0,4	0,0	0,2	0,2	0,2	0,4	0,6	0,2	0,2	0,0	0,2	0,2	0,2	2,1	2,3	3,4					
	2-5	0	78,5	84,8	168,6	78,5	186,3	242,7	315,0	168,6	78,5	168,6	242,7	314,6	399,4	242,7	168,6	78,5	168,6	315,7	400,9	506,8	398,6	508,3					
	2-4	67	45,2	51,5	70,9	45,2	65,4	89,5	136,3	70,9	45,2	70,9	89,5	137,4	185,7	159,3	127,0	73,6	93,9	144,7	190,5	215,4	214,8	233,2					
	2-2	470	3,2	4,9	4,9	3,2	4,9	5,3	5,9	4,9	3,2	4,9	5,3	4,2	13,7	10,8	11,4	8,9	9,3	9,3	15,2	16,7	17,7	22,8					
#3	3-3	0	36,1	61,4	186,1	36,1	206,4	267,3	354,3	187,4	36,1	189,1	264,2	353,6	439,1	267,3	192,4	36,1	192,4	354,3	439,9	544,0	442,0	546,9					
	3-2	113	3,0	6,1	13,7	3,0	10,6	22,4	64,8	32,9	9,7	39,2	51,3	66,9	109,3	101,7	86,5	24,1	34,2	90,3	118,2	126,6	124,5	131,0					
	3-1	315	1,3	1,3	2,5	1,3	3,2	4,2	12,7	10,1	8,4	11,8	17,5	19,6	48,5	49,4	49,2	27,4	31,4	47,3	65,4	86,9	86,3	102,1					
A		140 mm²																											
		F [ton]																											
Halat	SG No.	uz. [cm]	AL	0,25	0,50	AL	0,50	0,75	1,00	0,50	AL	0,50	0,75	1,00	1,25	0,75	0,50	AL	0,50	1,00	1,25	1,50	1,25	1,50					
#1	1-5	0	1,87	1,92	3,27	1,86	3,40	4,32	5,42	3,27	1,87	3,27	4,32	5,41	6,52	4,31	3,27	1,87	3,27	5,42	6,57	7,65	6,76	7,68					
	1-4	61	1,56	1,65	1,90	1,57	1,83	2,12	2,90	1,90	1,56	1,90	2,12	2,90	3,98	2,60	1,90	1,56	1,90	3,61	4,55	5,05	4,72	5,11					
	1-3	260	0,05	0,06	0,09	0,06	0,13	0,29	0,53	0,09	0,06	0,09	0,29	0,56	1,12	1,08	1,07	0,48	0,67	1,28	1,47	1,62	1,52	1,62					
	1-2	460	0,01	0,02	0,03	0,01	0,03	0,03	0,04	0,02	0,01	0,02	0,02	0,03	0,13	0,12	0,12	0,09	0,09	0,12	0,17	0,25	0,25	0,31					
#2	1-1	660	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,03	0,05					
	2-5	0	1,10	1,19	2,36	1,10	2,61	3,40	4,41	2,36	1,10	2,36	3,40	4,40	5,59	3,40	2,36	1,10	2,36	4,42	5,61	7,10	5,58	7,12					
	2-4	67	0,63	0,72	0,99	0,63	0,92	1,25	1,91	0,99	0,63	0,99	1,25	1,92	2,60	2,23	1,78	1,03	1,31	2,03	2,67	3,02	3,01	3,26					
	2-2	470	0,04	0,07	0,07	0,04	0,07	0,07	0,08	0,07	0,04	0,07	0,07	0,06	0,19	0,15	0,16	0,12	0,13	0,13	0,21	0,23	0,25	0,32					
#3	3-3	0	0,51	0,86	2,61	0,51	2,89	3,74	4,96	2,62	0,51	2,65	3,70	4,95	6,15	3,74	2,69	0,51	2,69	4,96	6,16	7,62	6,19	7,66					
	3-2	113	0,04	0,09	0,19	0,04	0,15	0,31	0,91	0,46	0,14	0,55	0,72	0,94	1,53	1,42	1,21	0,34	0,48	1,26	1,65	1,77	1,74	1,83					
	3-1	315	0,02	0,02	0,04	0,02	0,04	0,06	0,18	0,14	0,12	0,17	0,25	0,27	0,68	0,69	0,69	0,38	0,44	0,66	0,92	1,22	1,21	1,43					
	Toplam Yük		3,47	3,97	8,23	3,47	8,90	11,46	14,79	8,25	3,47	8,27	11,41	14,76	18,26	11,45	8,32	3,47	8,32	14,80	18,34	22,36	18,53	22,45					

Deney sırasında halatlara yerleştirilen strain gagelerden okunan $\mu\epsilon$ değerleri kullanılarak elde edilen yük ve kayma gerilmesi değerlerine ilişkin grafikler aşağıda verilmiştir.



Şekil 3.11 Performans deneyi sırasında maksimum yükler sırasında ankrajda gözlenen yük dağılımı



Şekil 3.12 Performans deneyi sırasında maksimum yükler sırasında ankrajda oluşan kayma gerilmesi dağılımı

3.3 Dayanma Yapısında Yer Değiştirme Ölçümleri

İnceleme konusunu teşkil eden cephede 15 m' lik bir inklinometre borusu yerleştirilmiştir. Kazı süresince deplasman okumalarına devam edilecektir. Plaxis programı kullanılarak yapılan modellemede öngörülen deplasman değerleri, yapılan inklinometrik ölçümlerle karşılaştırılmaktadır.

3.3.1 Dayanma Yapısında Yer Değiştirme Tahminleri

İnşaat süresince oluşacak yer değiştirmelerin tahmini için Plaxis programıyla çeşitli haller için modellemeler yapılmıştır. Duvarı ilave ankraj olmaması durumunda ve duvarın eğimli yapılması durumlarındaki oluşması beklenen deplasmanlar program yardımıyla tahmin edilerek, karşılaştırmaları yapılmıştır.

Tanımlanan malzeme özellikleri Çizelge 3.7' de verilmiştir. Modelleme yapılırken, mevsim koşulları da göz önüne alınarak drenajsız koşullar düşünülmüştür. Belirtilen parametrelerle yapılan modelleme sonuçlarının sahada yapılan inklinometre ölçümleriyle karşılaştırılması Çizelge 3.8' de verilmiştir. Kazı sonuna kadar okuma alınması ve sonuçların karşılaştırılması sürdürülecektir.

Çizelge 3.7 Modellemede kullanılan malzeme özellikleri

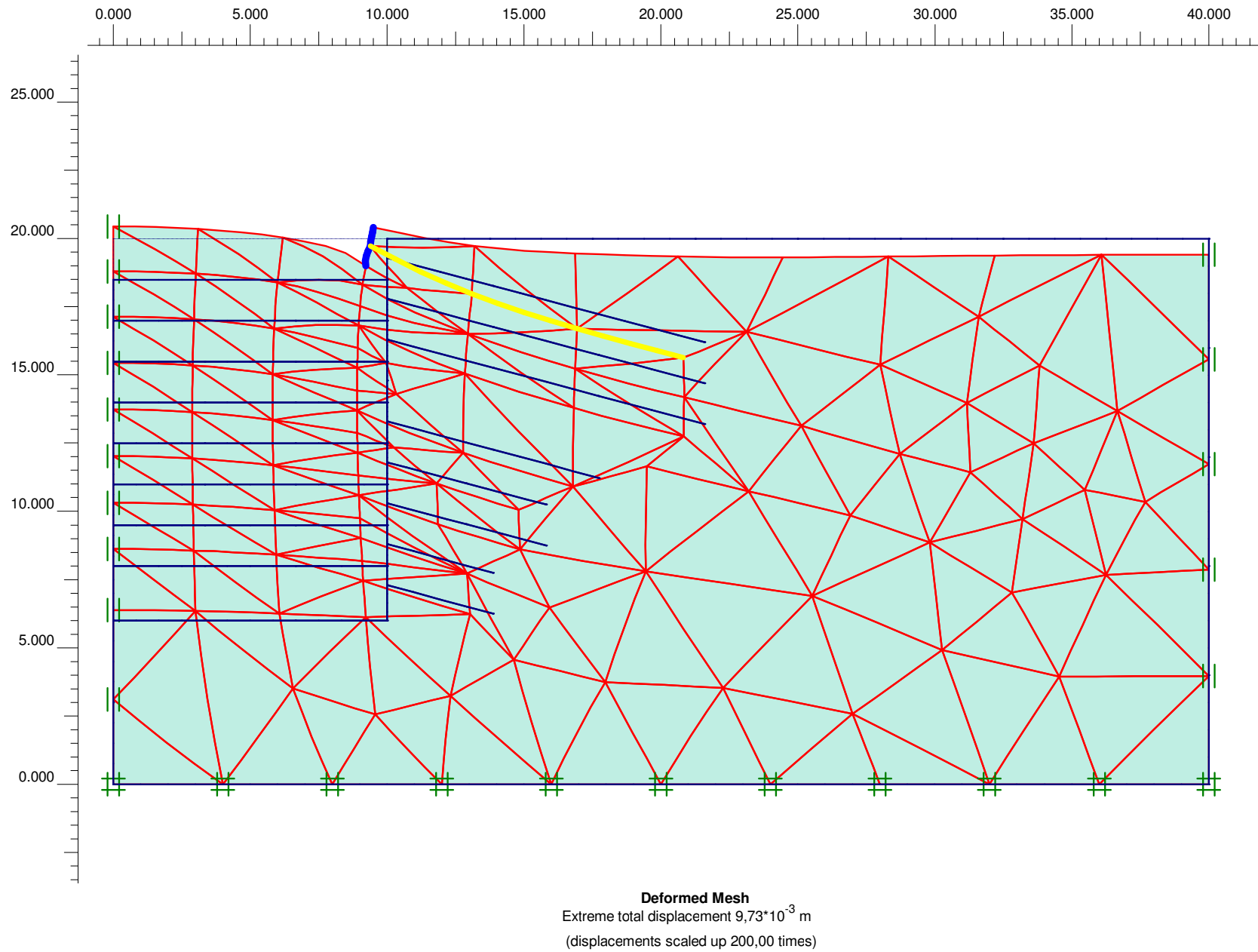
Malzeme	Parametre		
Püskürtme beton	Model	Lineer elastik	-
	EA	7125	kN/m
	EI	37	kNm ² /m
	w	1,5	kN/m/m
	v	0,015	
Zemin çivisi	EA	168840	kN/m
Ankraj halatı	Model	Elastik	-
	EA	83160	kN/m
	Ls	2	m
Ankraj kökü	EA	50000	kN/m
Zemin	Model	Mohr-Coulomb	
	Tip	Drenajsız	
	γ kuru	16	kN/m ³
	γ yağ	19,5	kN/m ³
	E ref	15000	kN/m
	v	0,3	
	Cu	56	kN/m ²
	ϕ	0	°

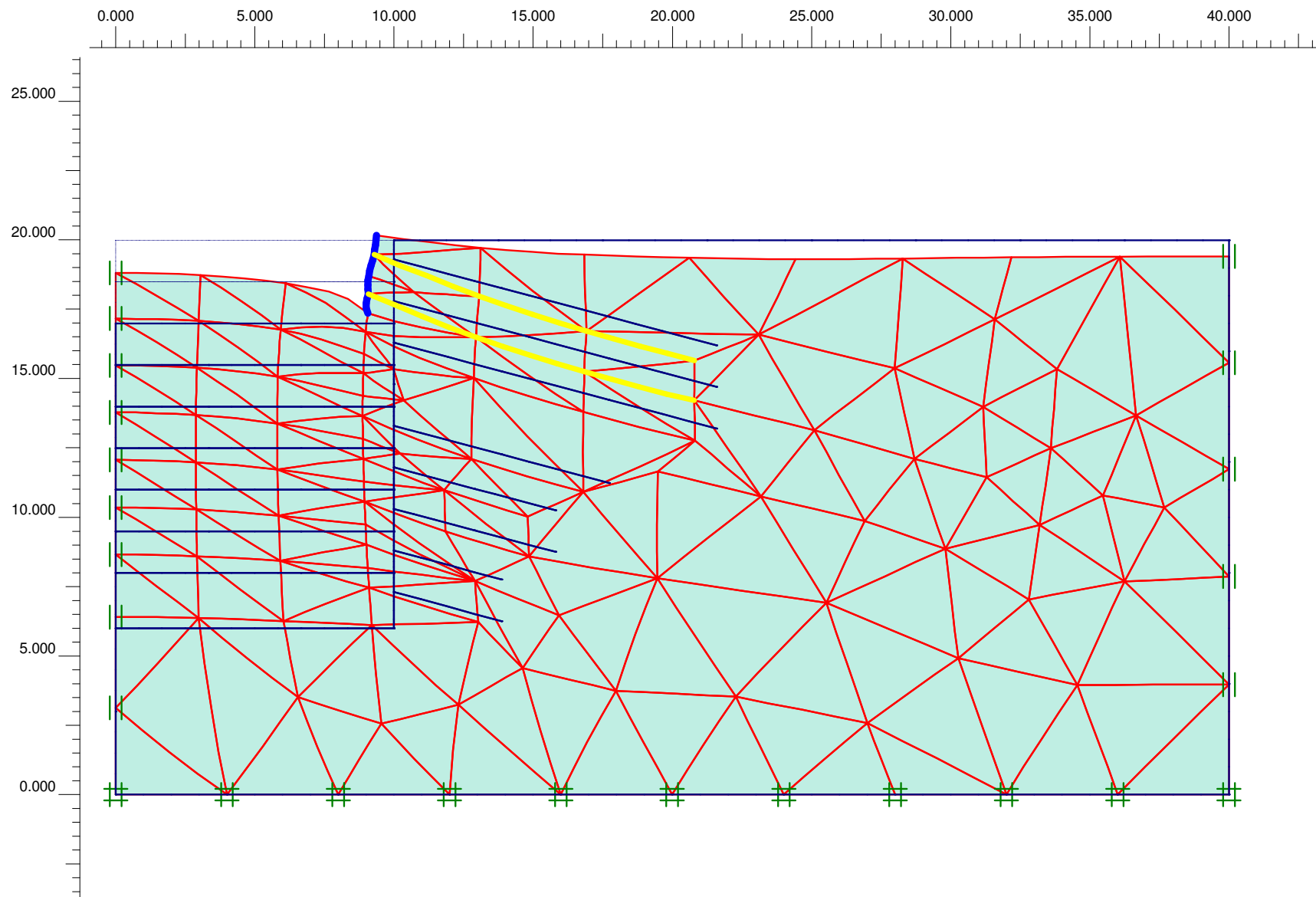
Çizelge 3.8 Yapılan modelleme sonuçlarının karşılaştırılması

Kazı Kademesi	Deplasman [mm]			
	90°	90°-ankrajlı	85°	80°
1.	9,73	9,73	9,53	9,22
2.	18,2	18,2	17,73	17,09
3.	25,28	25,27	24,47	23,47
4.	30,76	30,59	29,61	28,59
5.	37,4	36,37	37,16	37,13
6.	49,81	48,47	48,79	47,82
7.	63,83	62,64	61,82	59,42
8.	81,57	79,87	76,21	72,31
9.	138,59	128,59	122,42	100,96

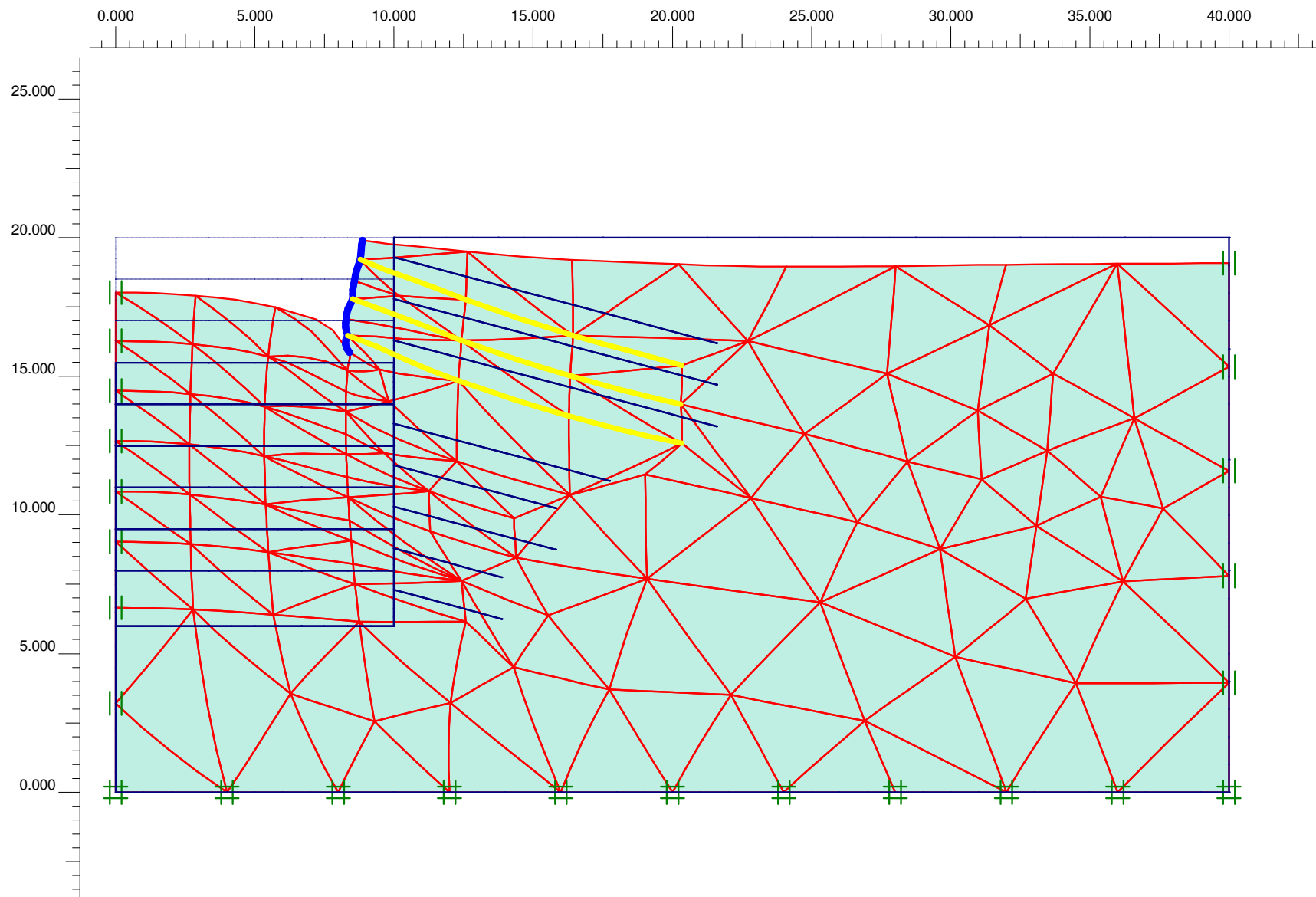
Yapılan modellemelerde 4. sırada ek olarak 150 kN öngerme yüküyle yapılan ankrajların yer değiştirmeleri engellemeyeceği görülmektedir. Elde edilen sonuçlardan dayanma sisteminin dik olarak değil de 80° açılı olarak tasarlanması yer değiştirmelerin azaltılmasında daha etkili olacağı söylenilebilir.

3.3.1.1 Bir Sıra İlave Ankrajlı 90°' lik Çivili Duvarın Modellemesi

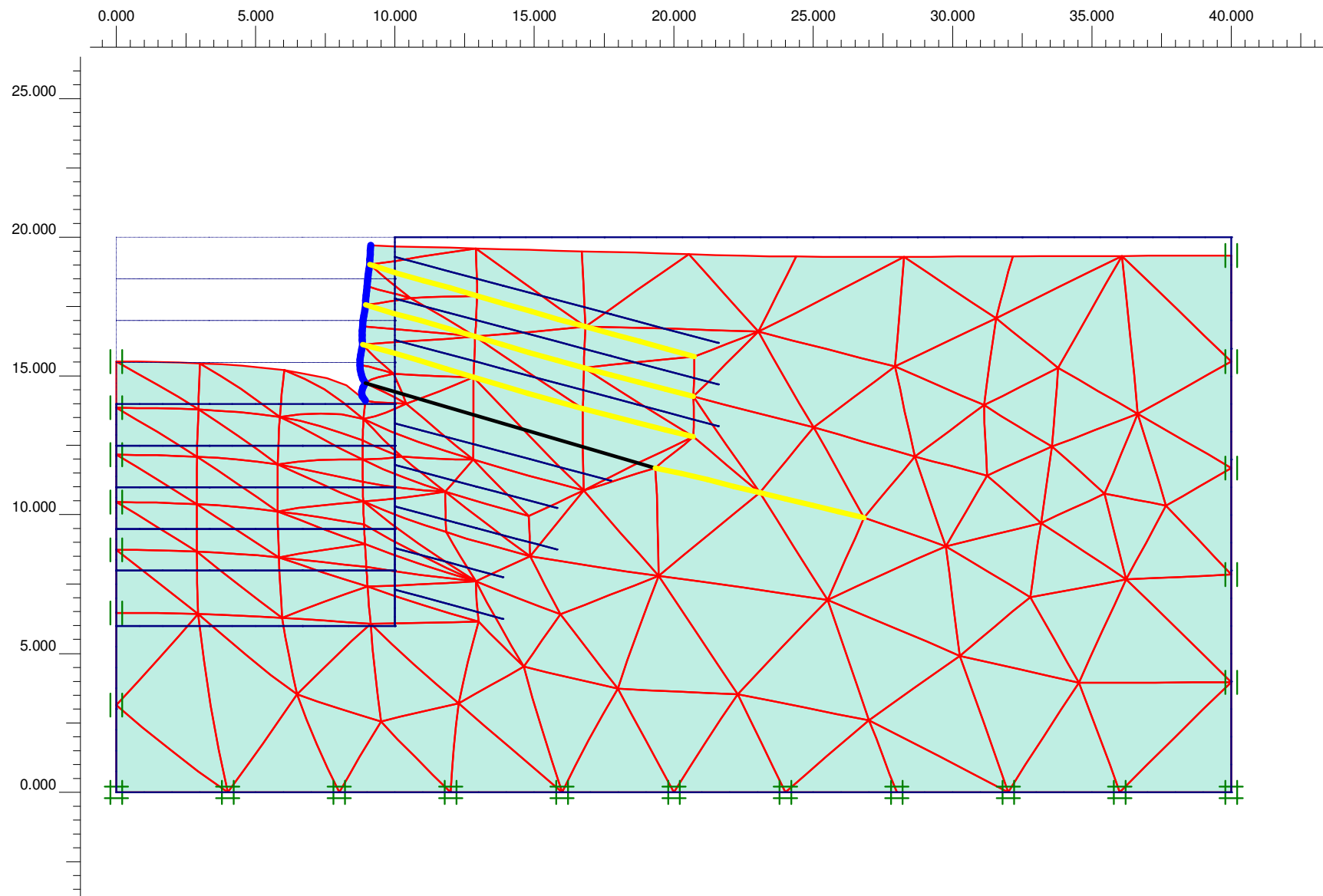




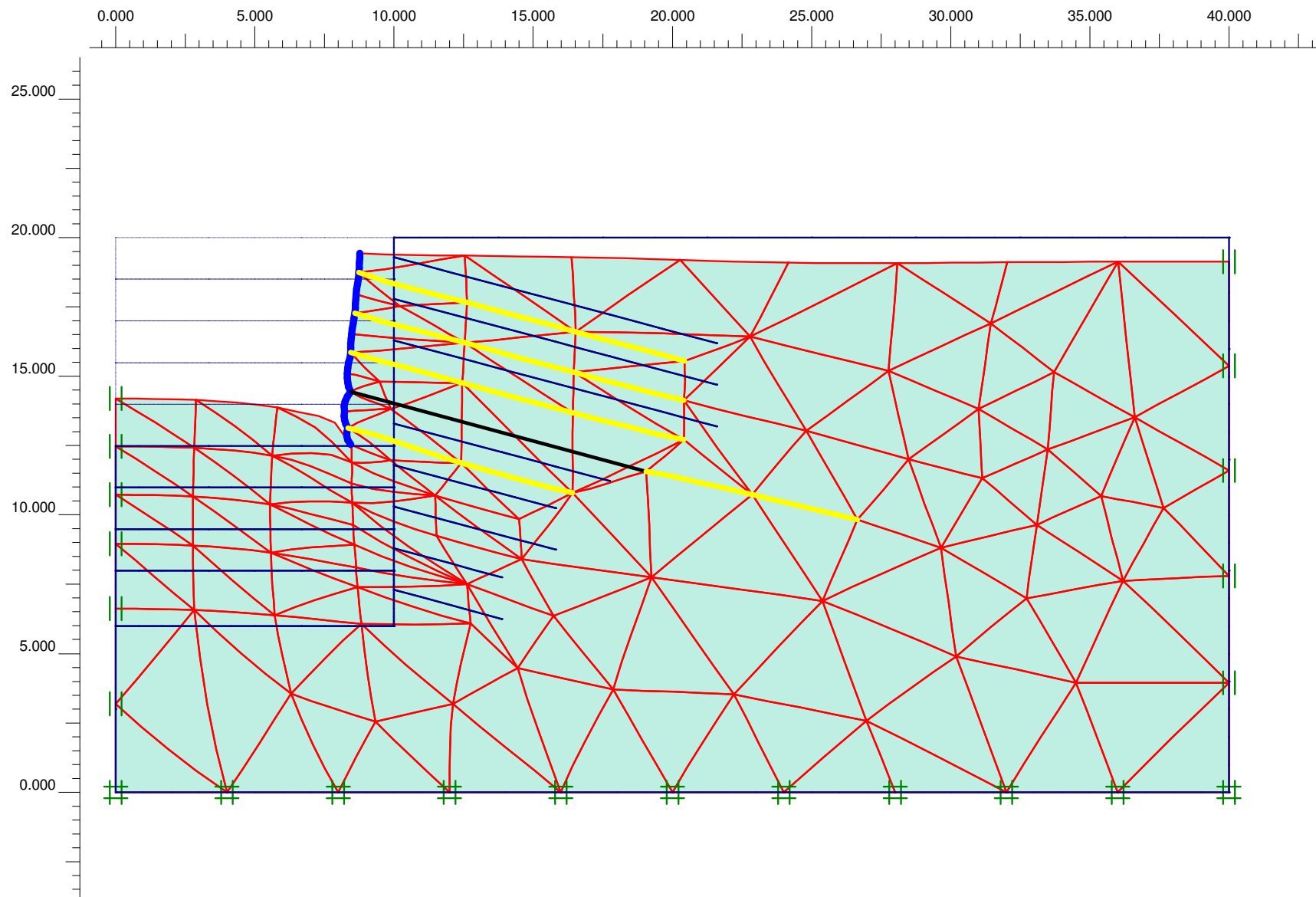
Deformed Mesh
Extreme total displacement $18,20 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 100,00 times)



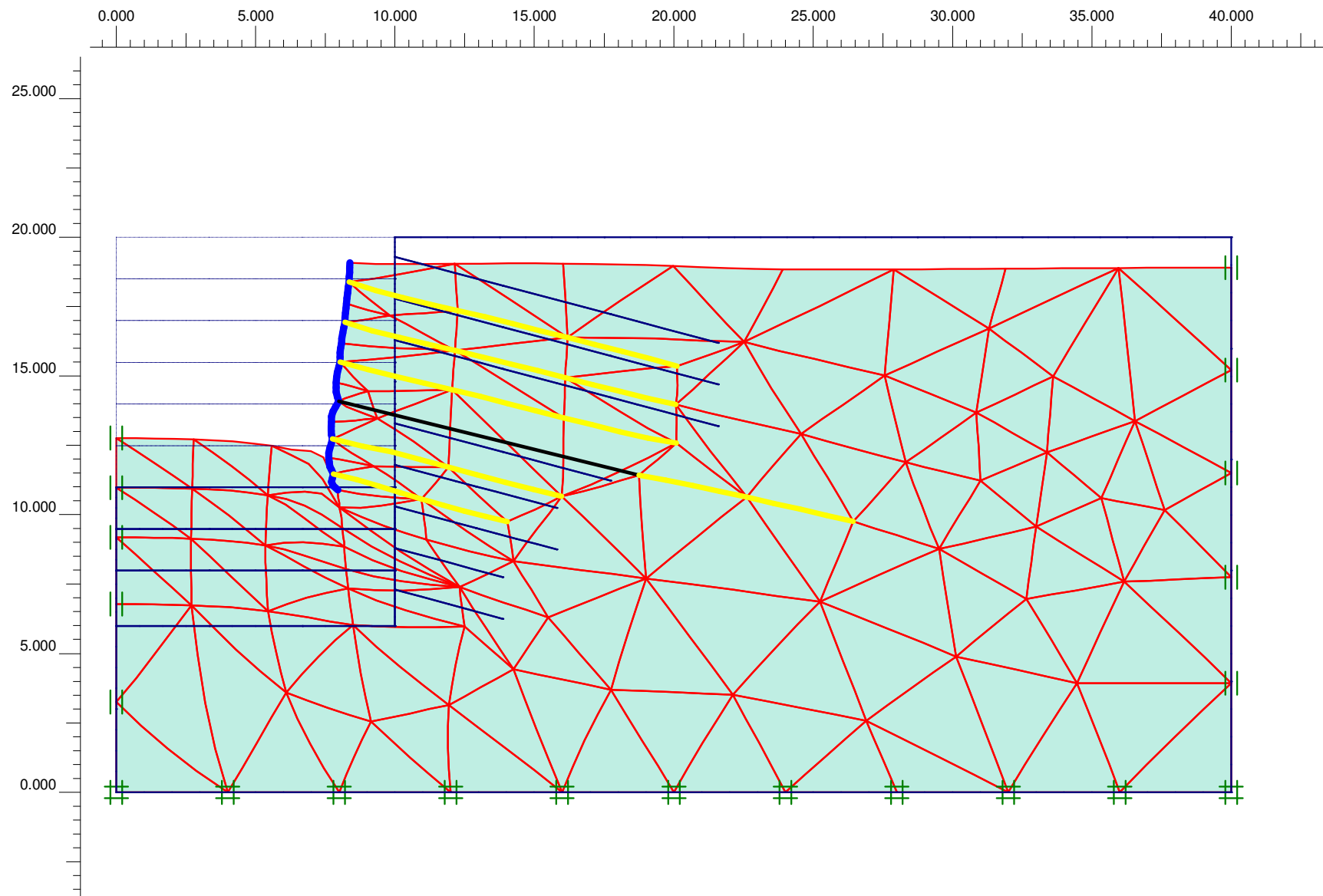
Deformed Mesh
Extreme total displacement $25,27 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 100,00 times)



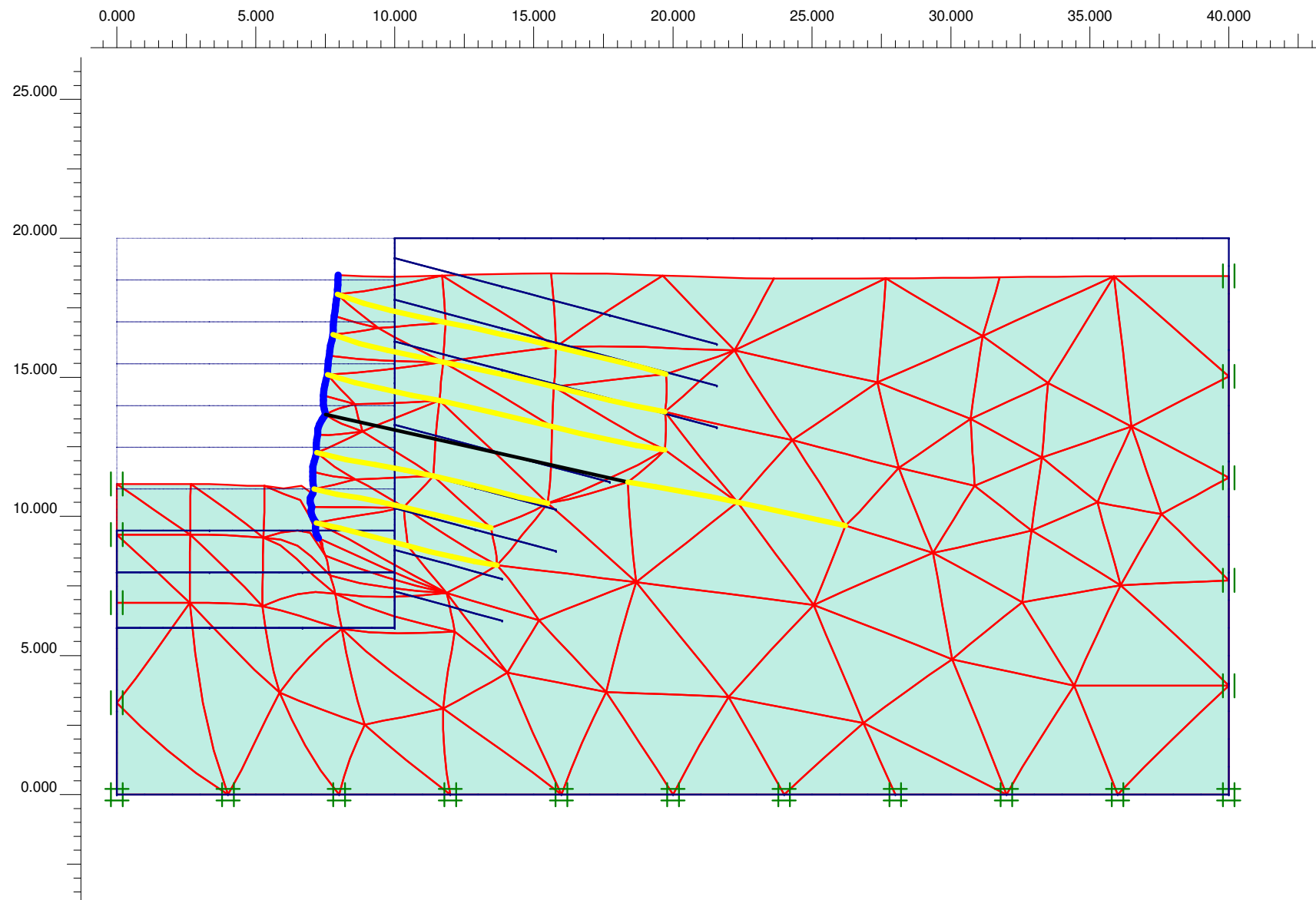
Deformed Mesh
Extreme total displacement $30,59 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 50,00 times)



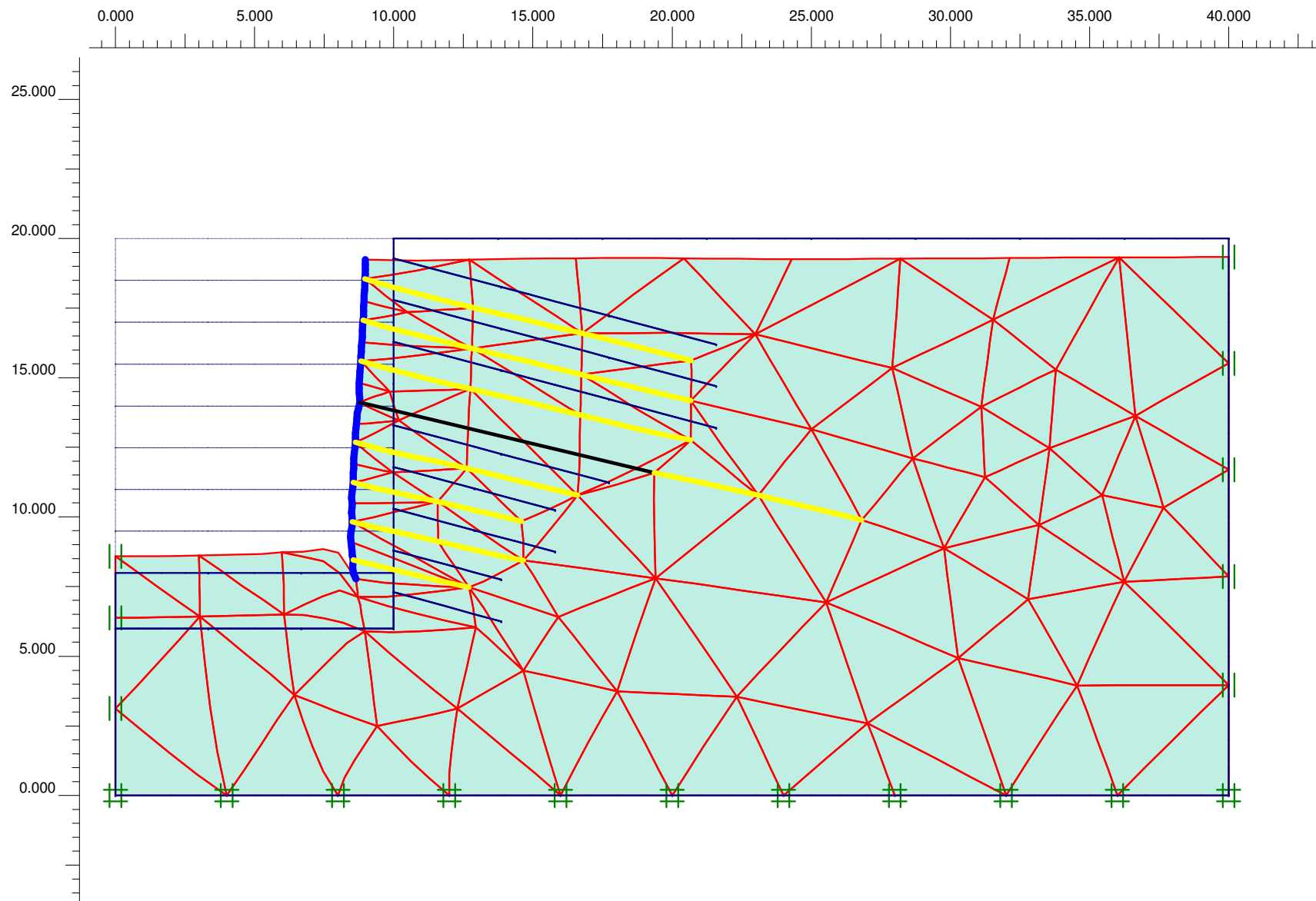
Deformed Mesh
Extreme total displacement $36,37 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 50,00 times)



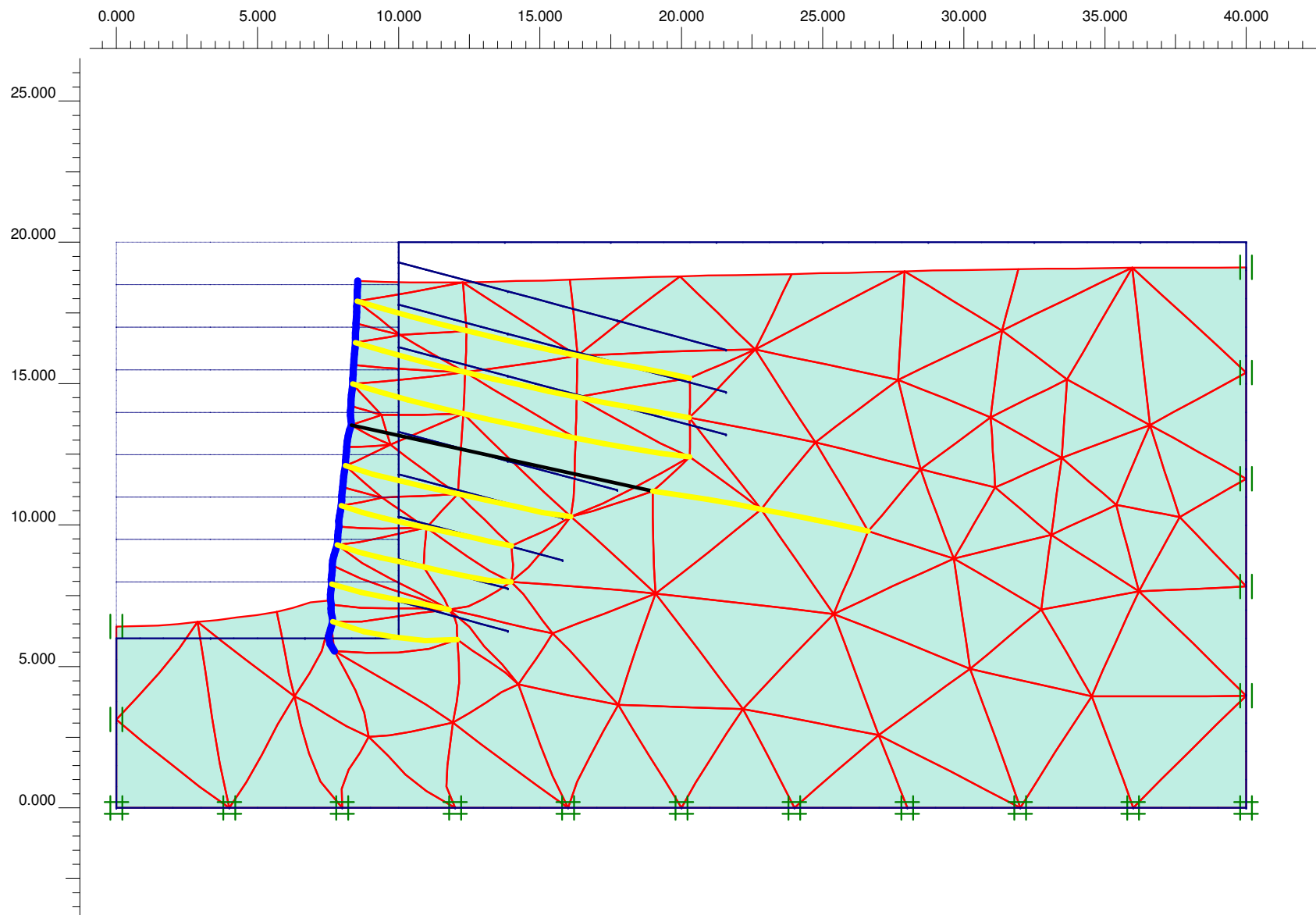
Deformed Mesh
Extreme total displacement $48,47 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 50,00 times)



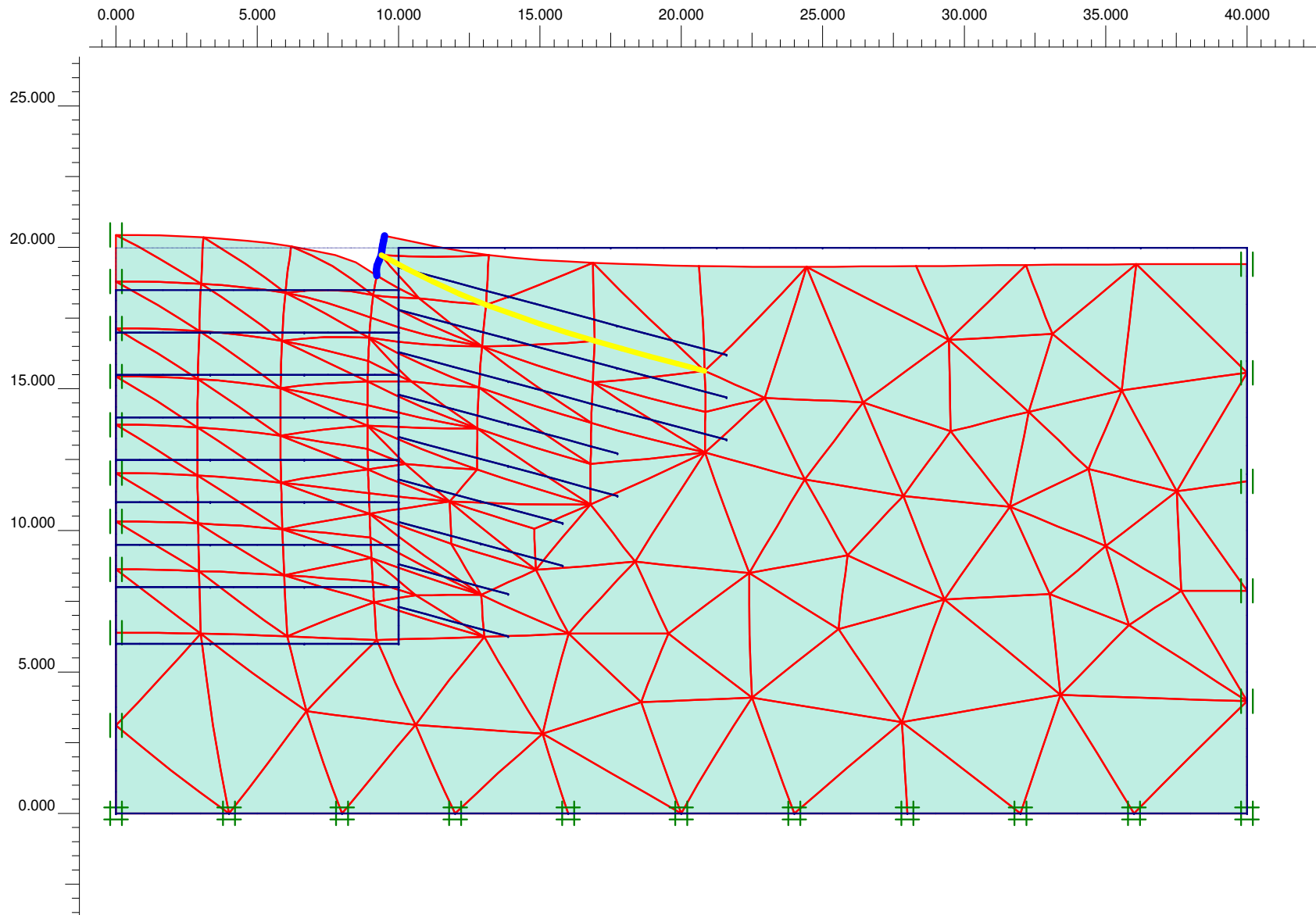
Deformed Mesh
Extreme total displacement $62,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 50,00 times)



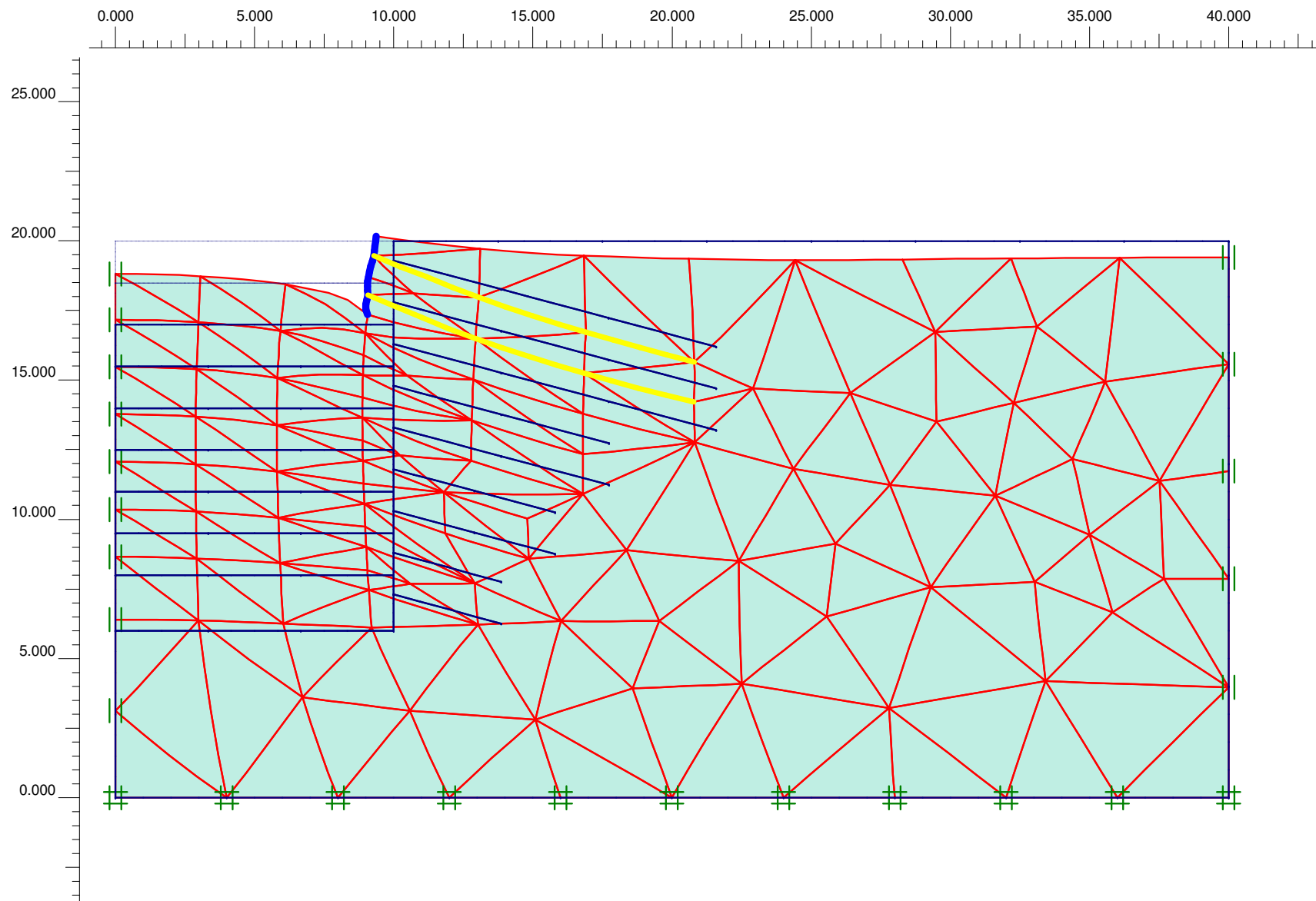
Deformed Mesh
Extreme total displacement $79,87 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 20,00 times)



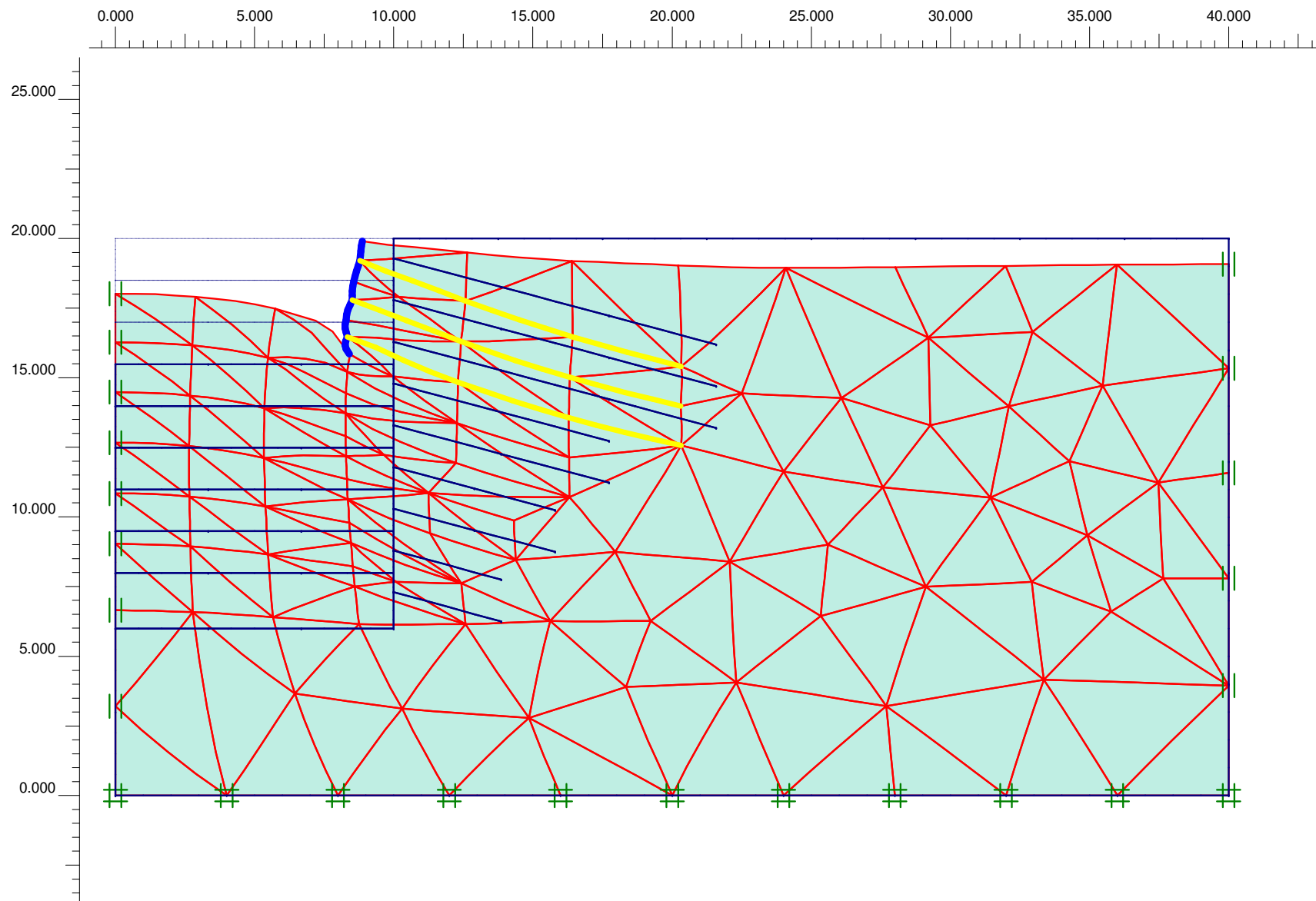
3.3.1.2 İlave Ankrajsız 90° İlk Çivili Duvarın Modellemesi

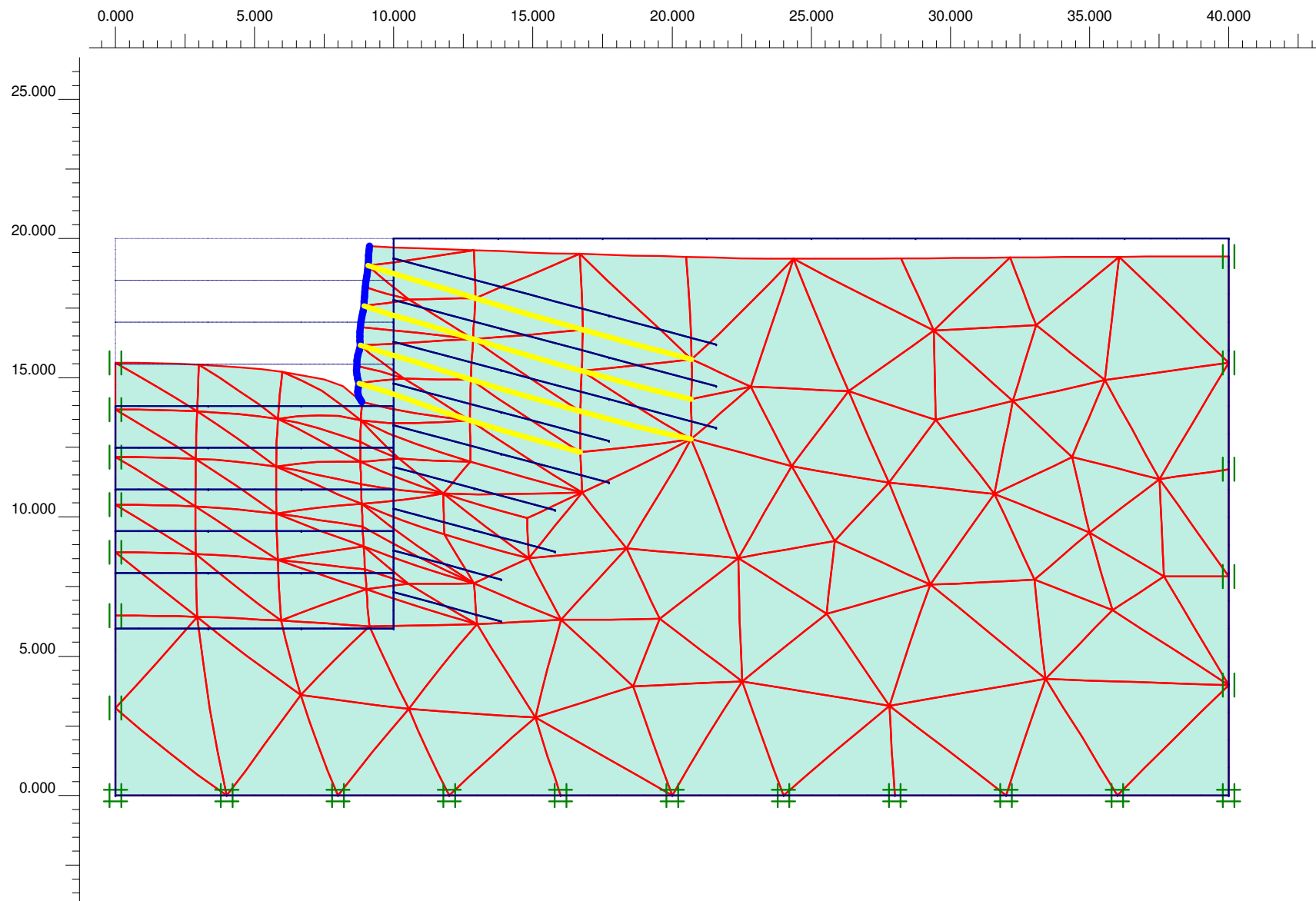


Deformed Mesh
 Extreme total displacement $9,73 \cdot 10^{-3}$ m
 (displacements scaled up 200,00 times)

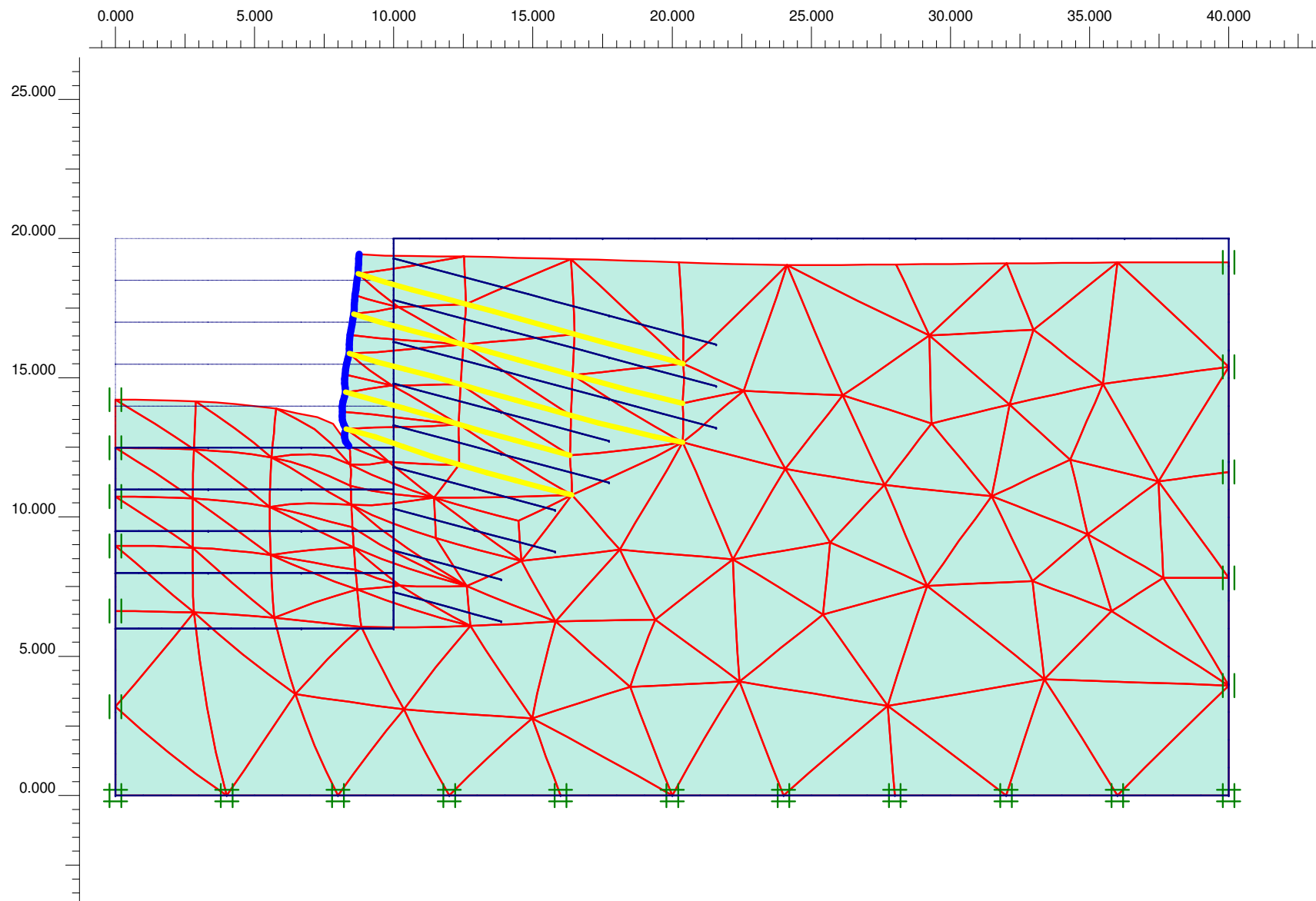


Deformed Mesh
Extreme total displacement $18,20 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 100,00 times)

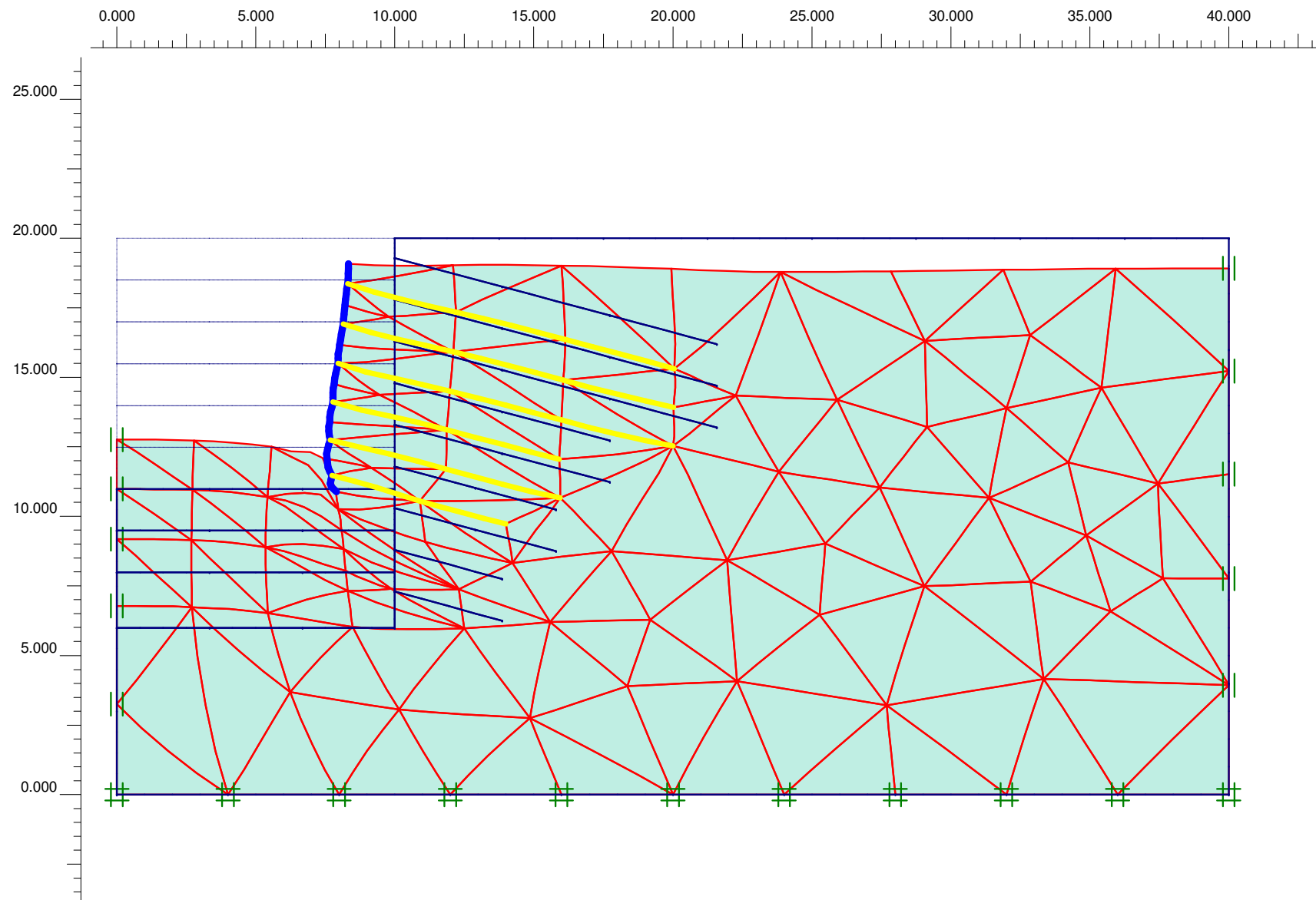




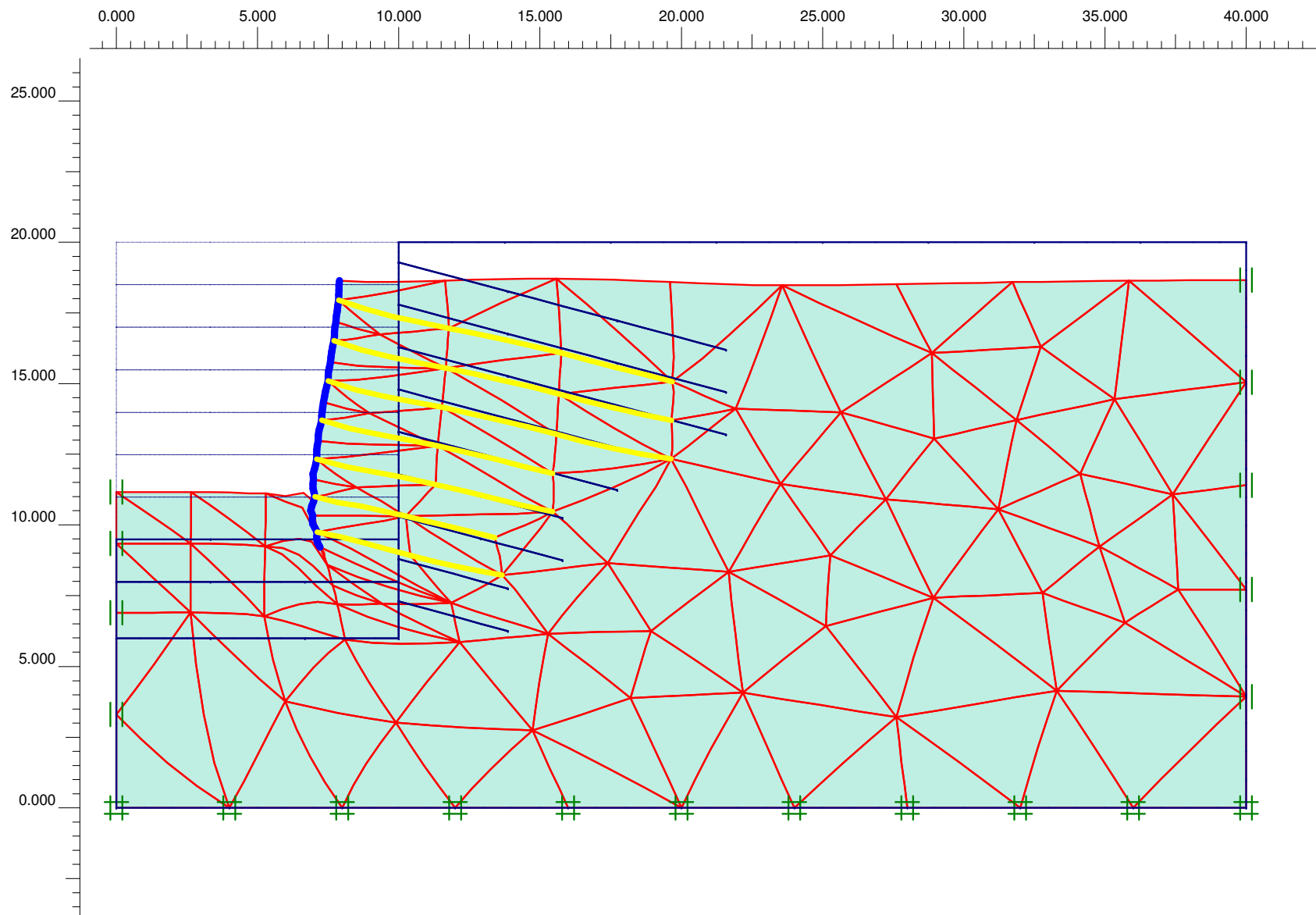
Deformed Mesh
Extreme total displacement $30,76 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 50,00 times)



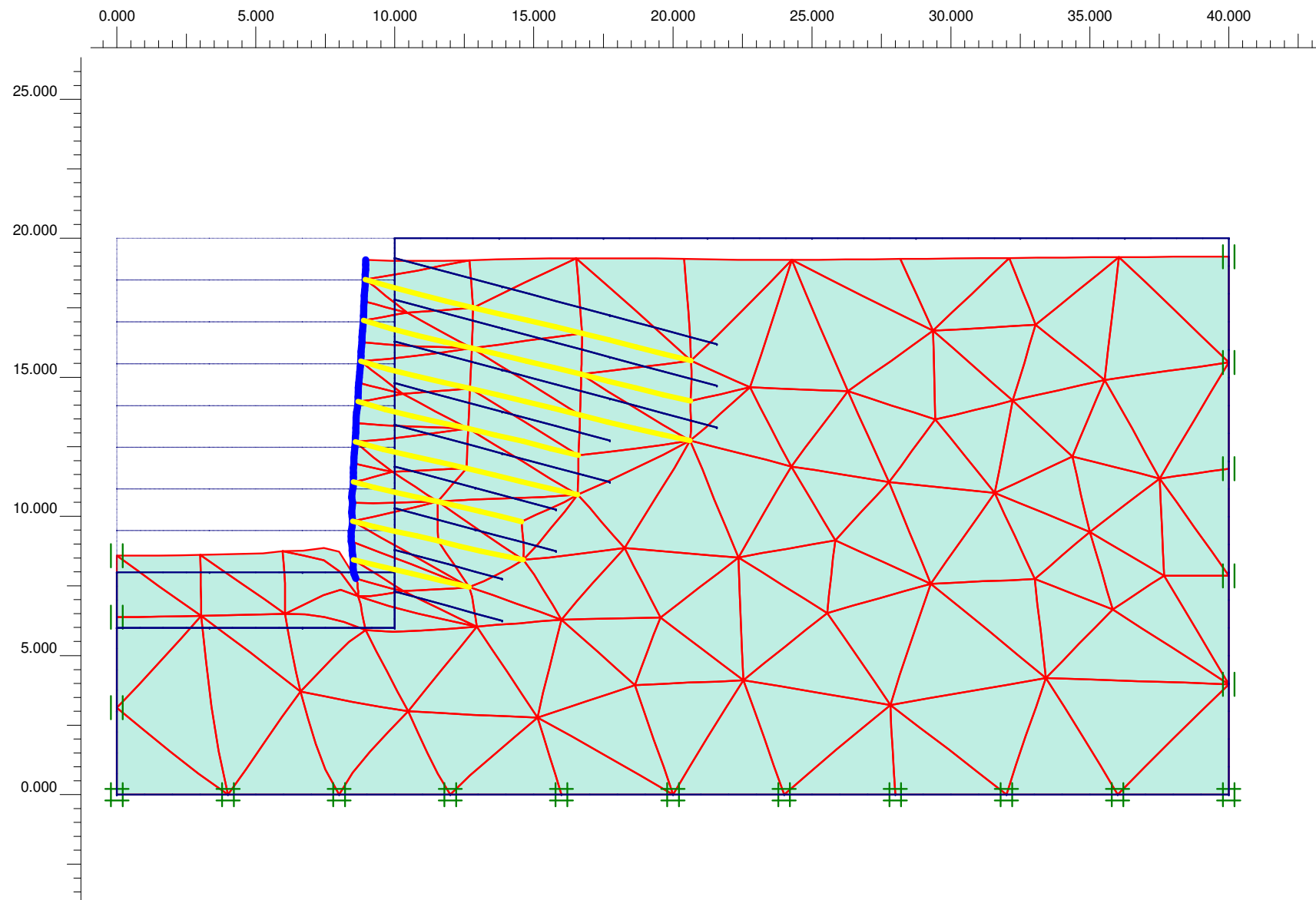
Deformed Mesh
Extreme total displacement $37,40 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 50,00 times)



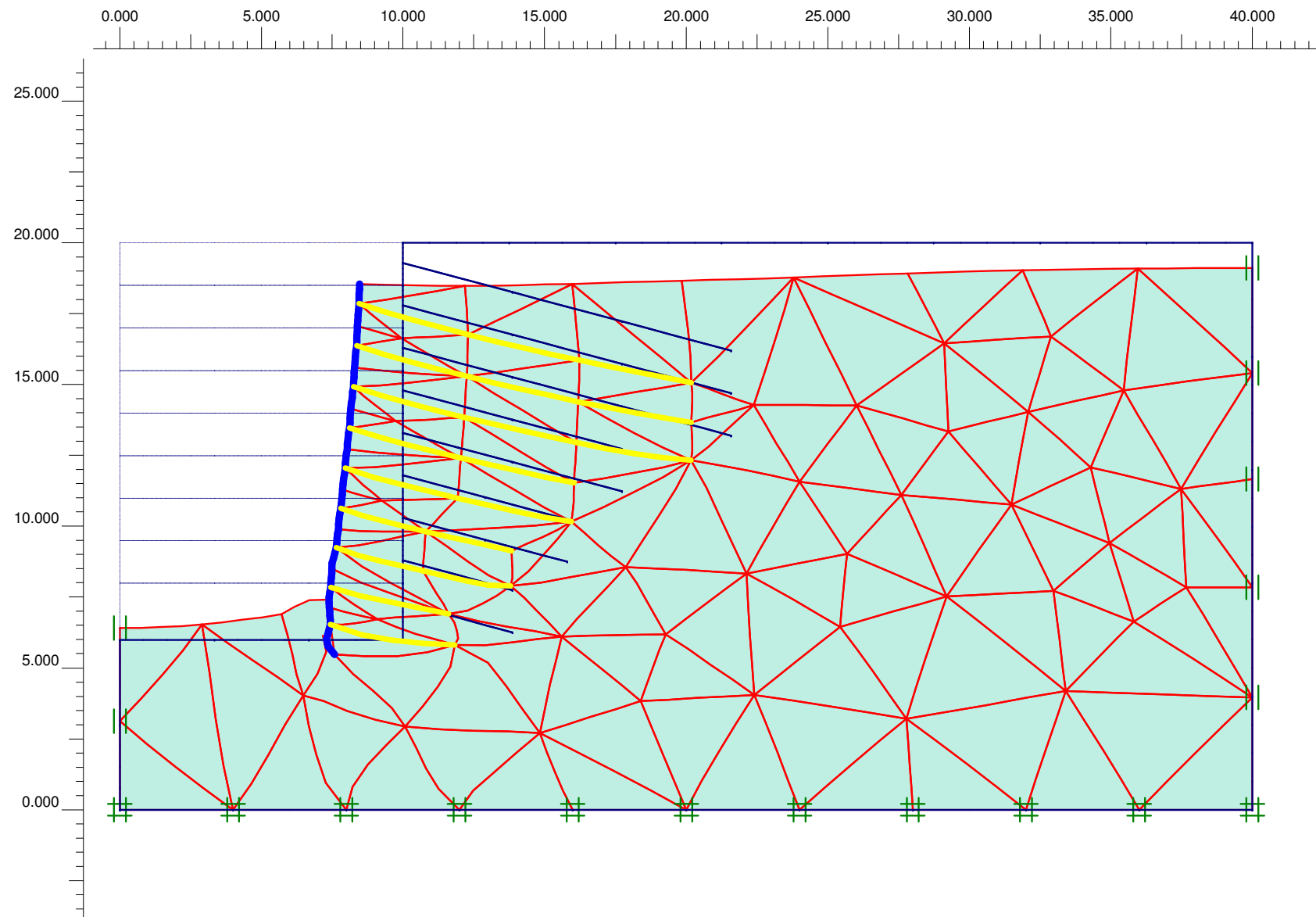
Deformed Mesh
Extreme total displacement $49,81 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 50,00 times)



Deformed Mesh
Extreme total displacement $63,83 \cdot 10^{-3}$ m
(displacements scaled up 50,00 times)

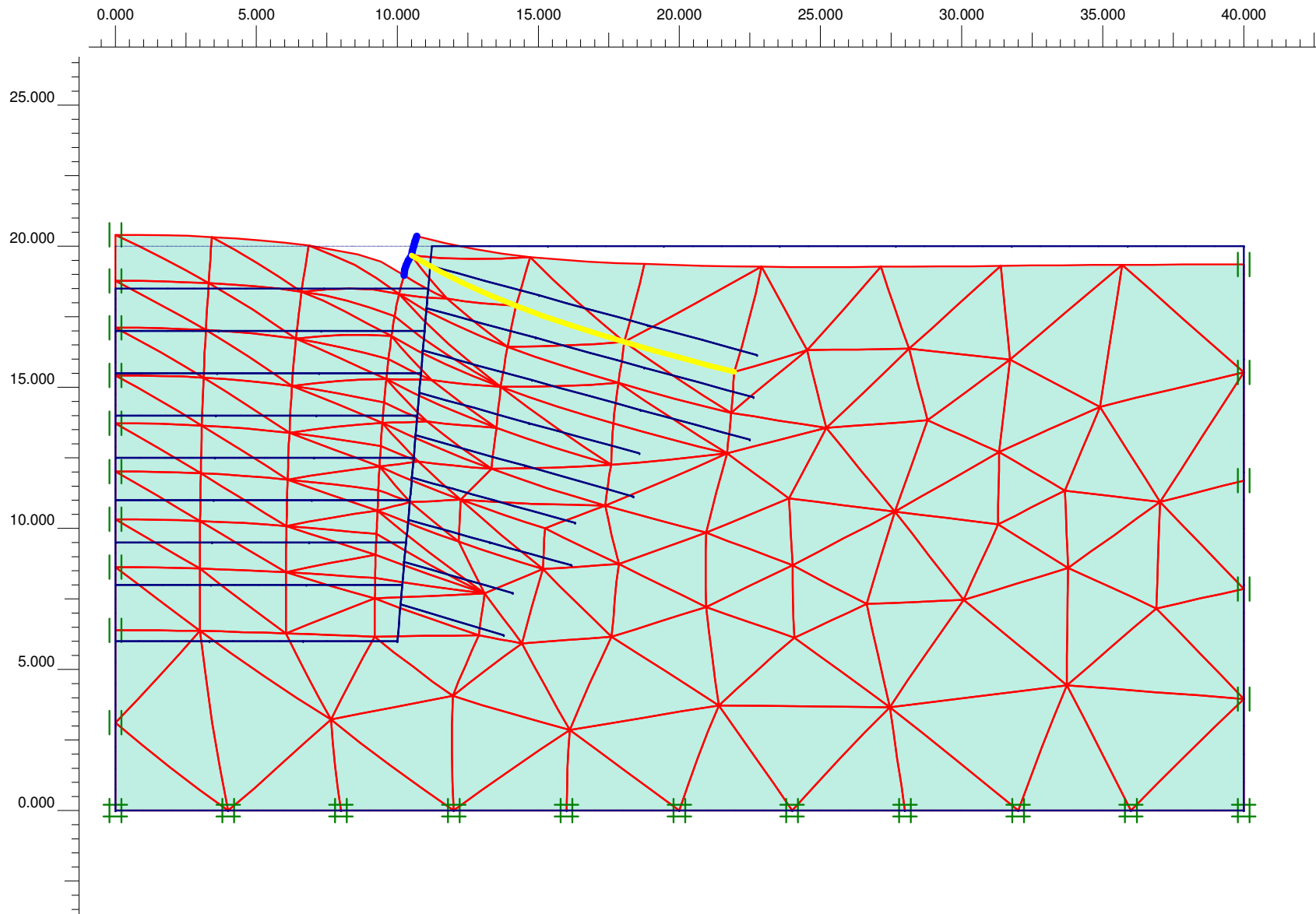


Deformed Mesh
Extreme total displacement $81,57 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 20,00 times)

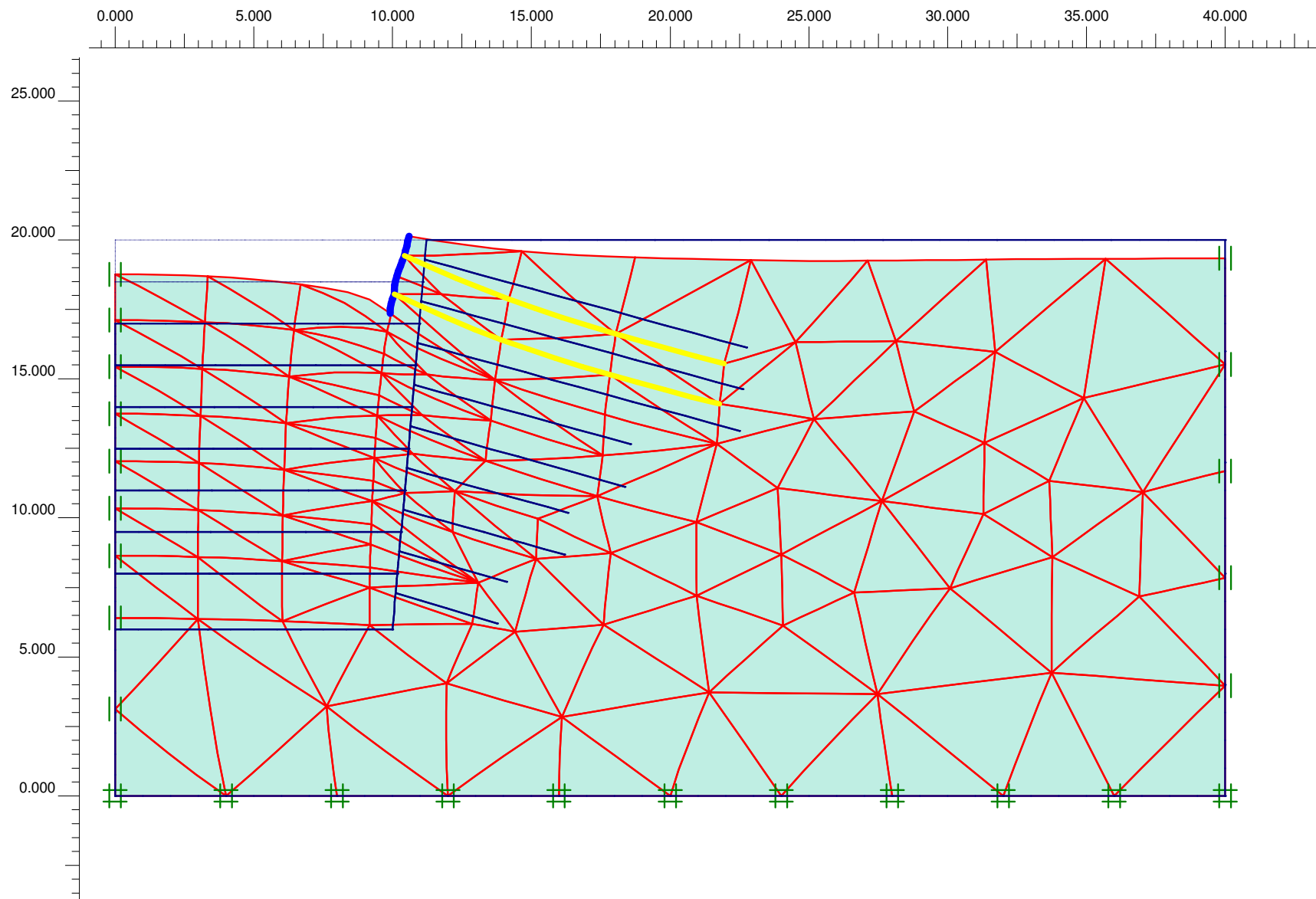


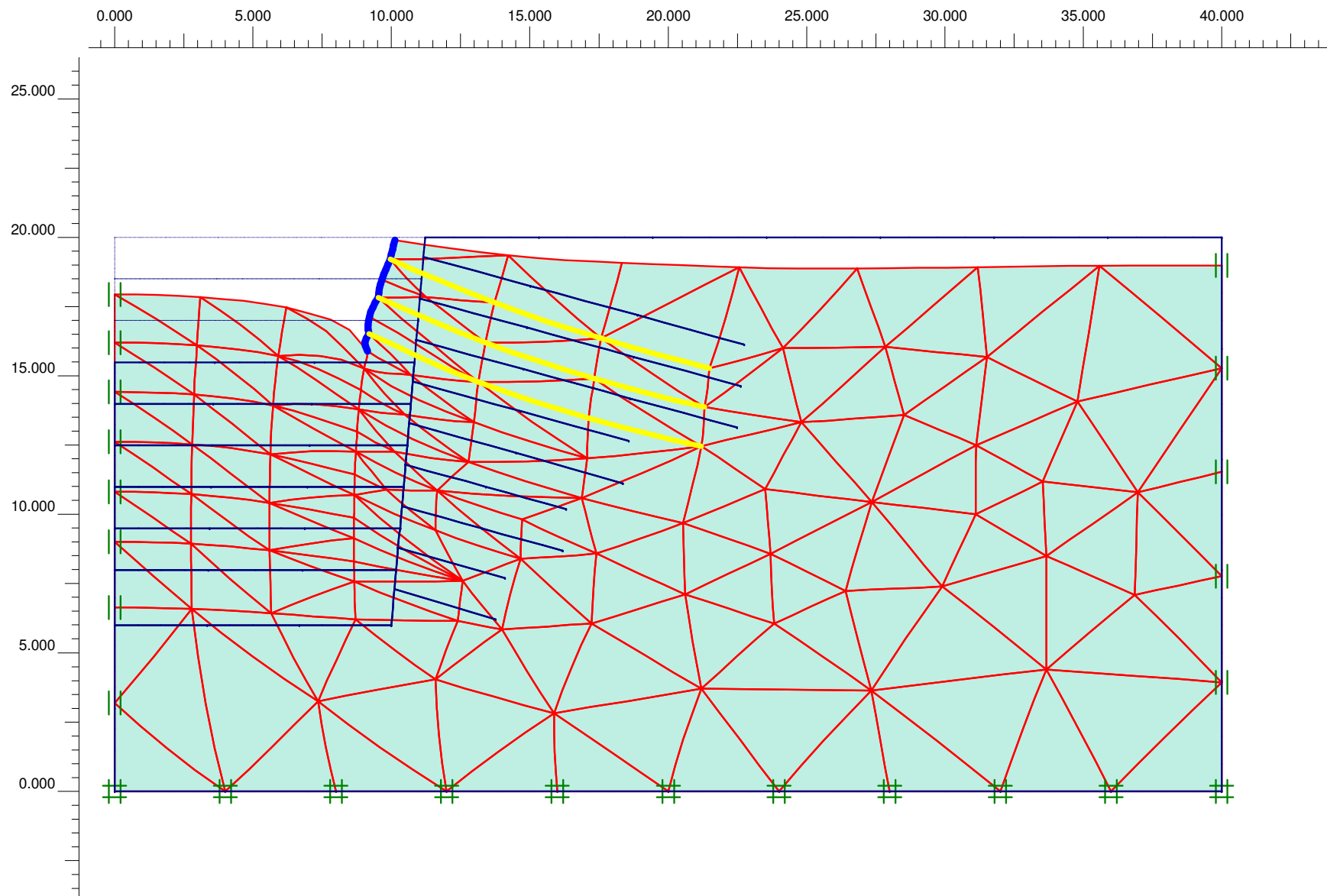
Deformed Mesh
Extreme total displacement $138,59 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 20,00 times)

3.3.1.3 İlave Ankrajsız 85°' ilk Çivili Duvarın Modellemesi

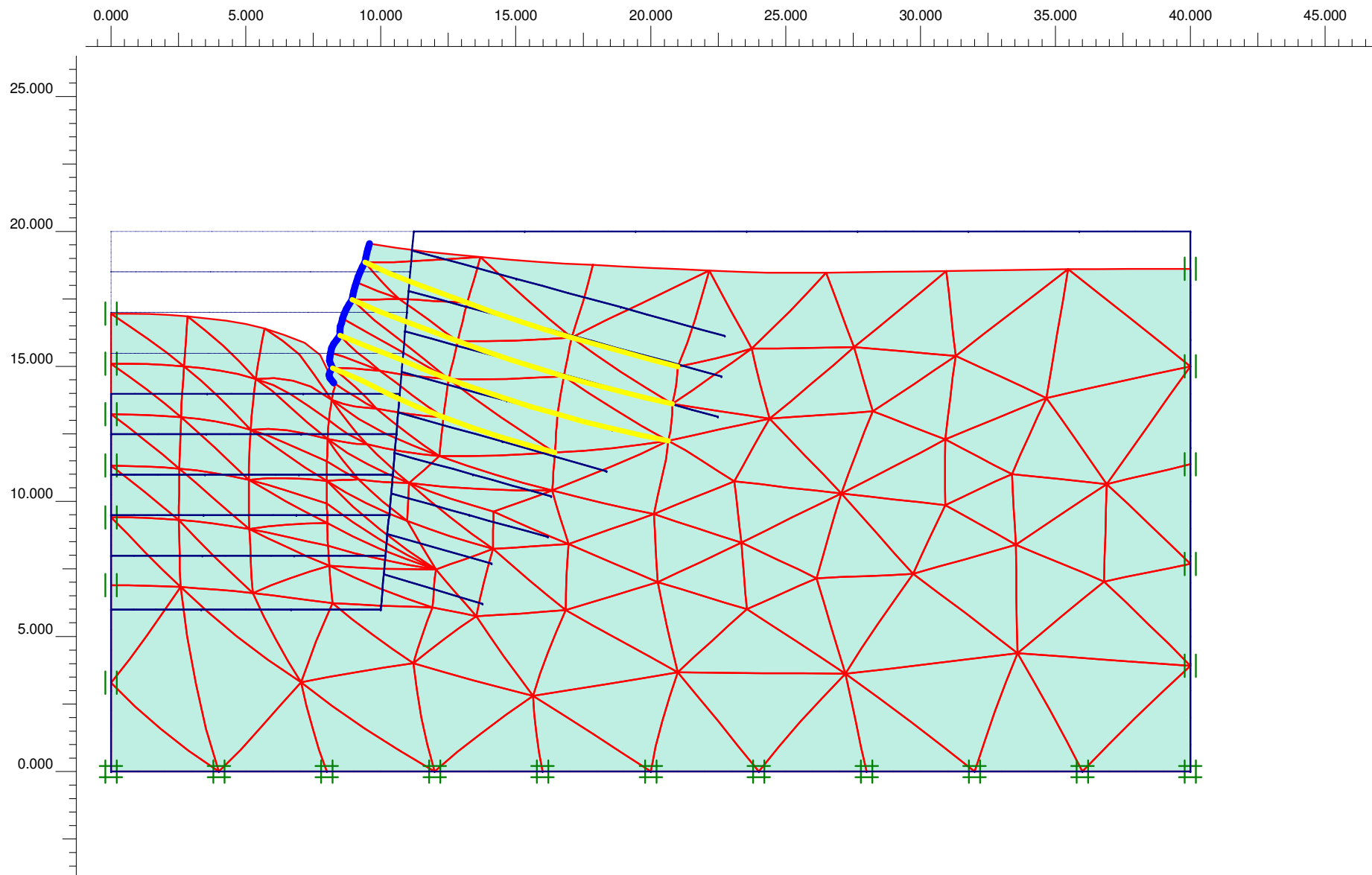


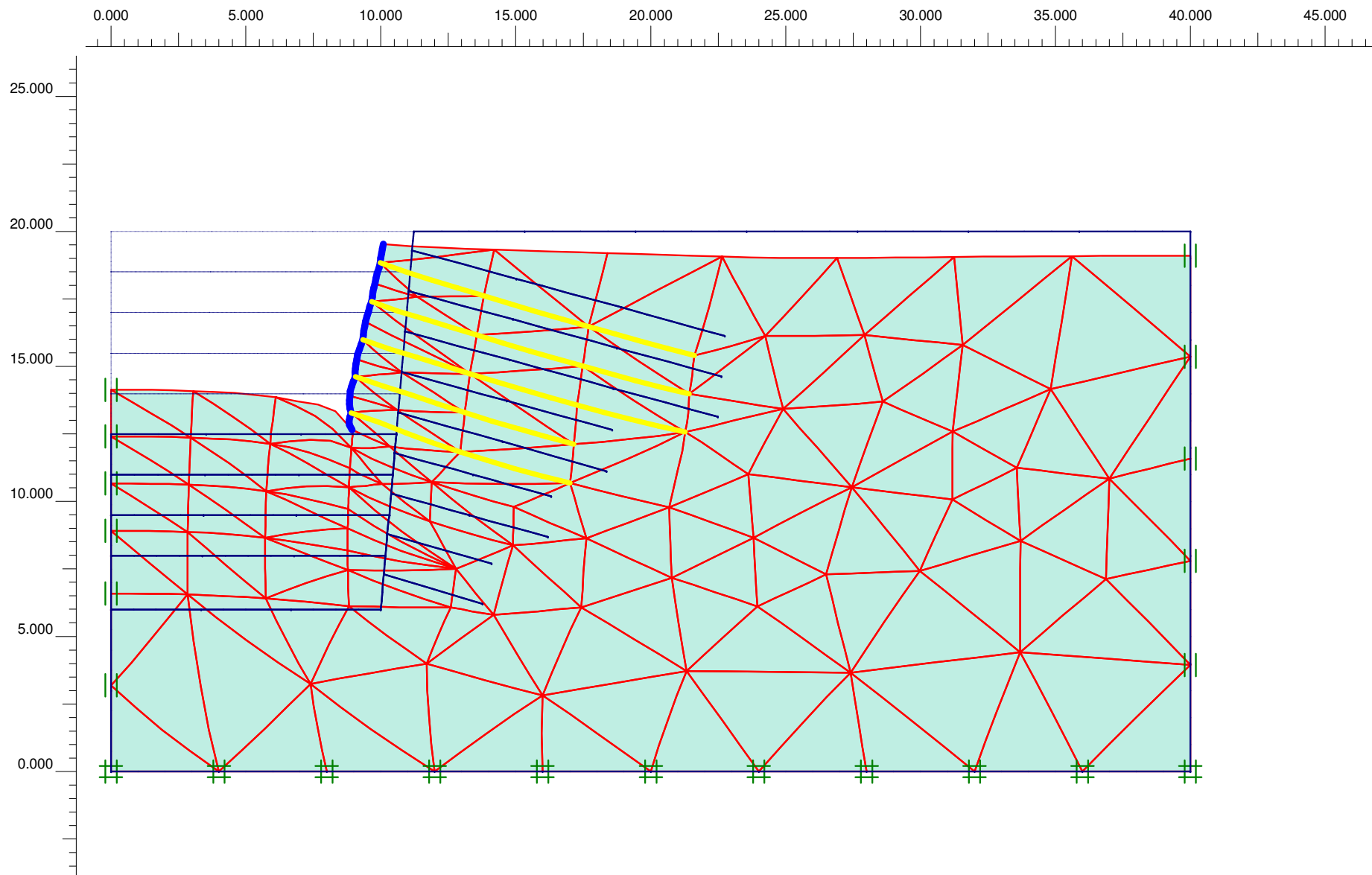
Deformed Mesh
 Extreme total displacement $9,53 \cdot 10^{-3}$ m
 (displacements scaled up 200,00 times)



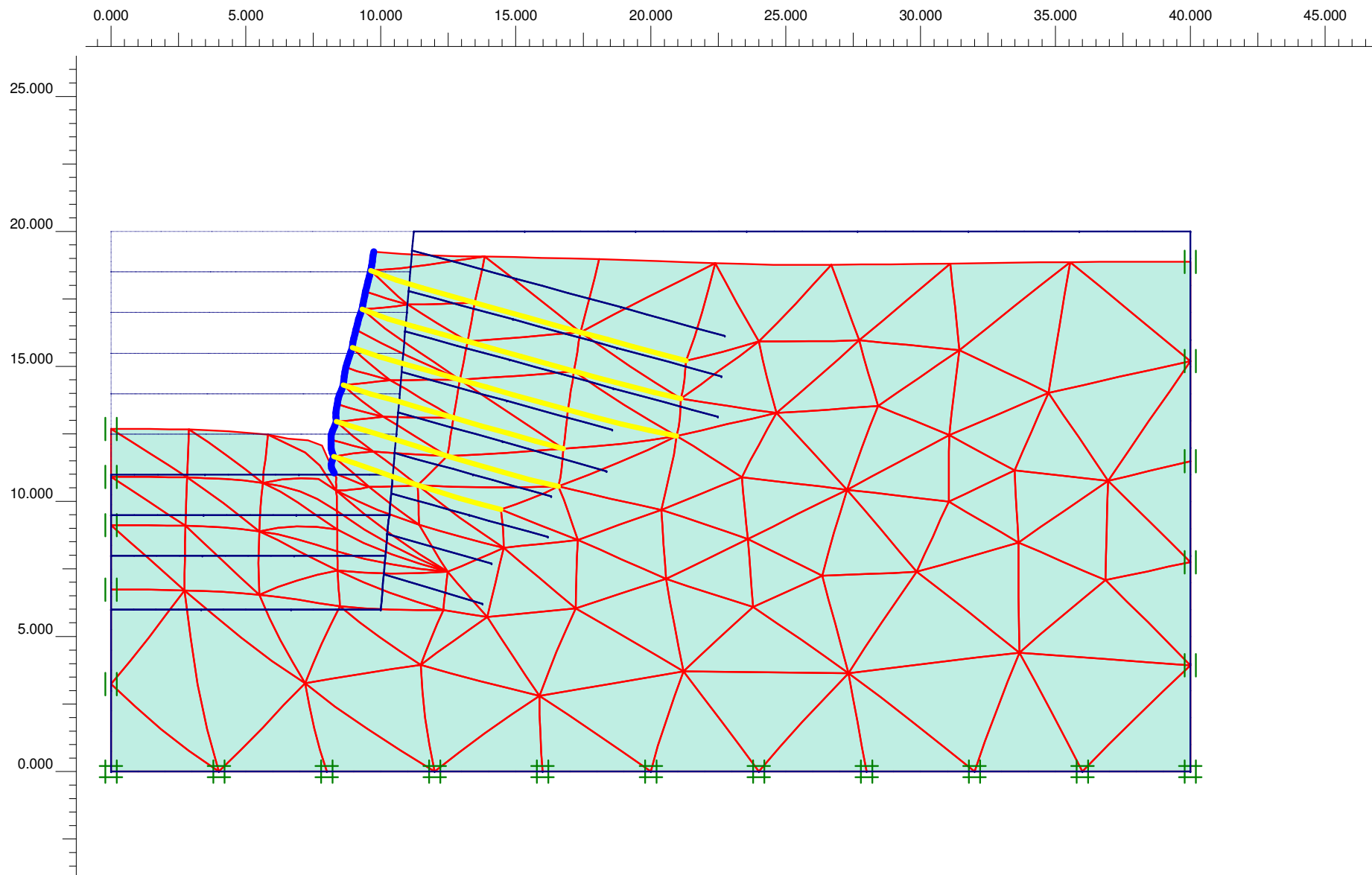


Deformed Mesh
Extreme total displacement $24,47 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 100,00 times)

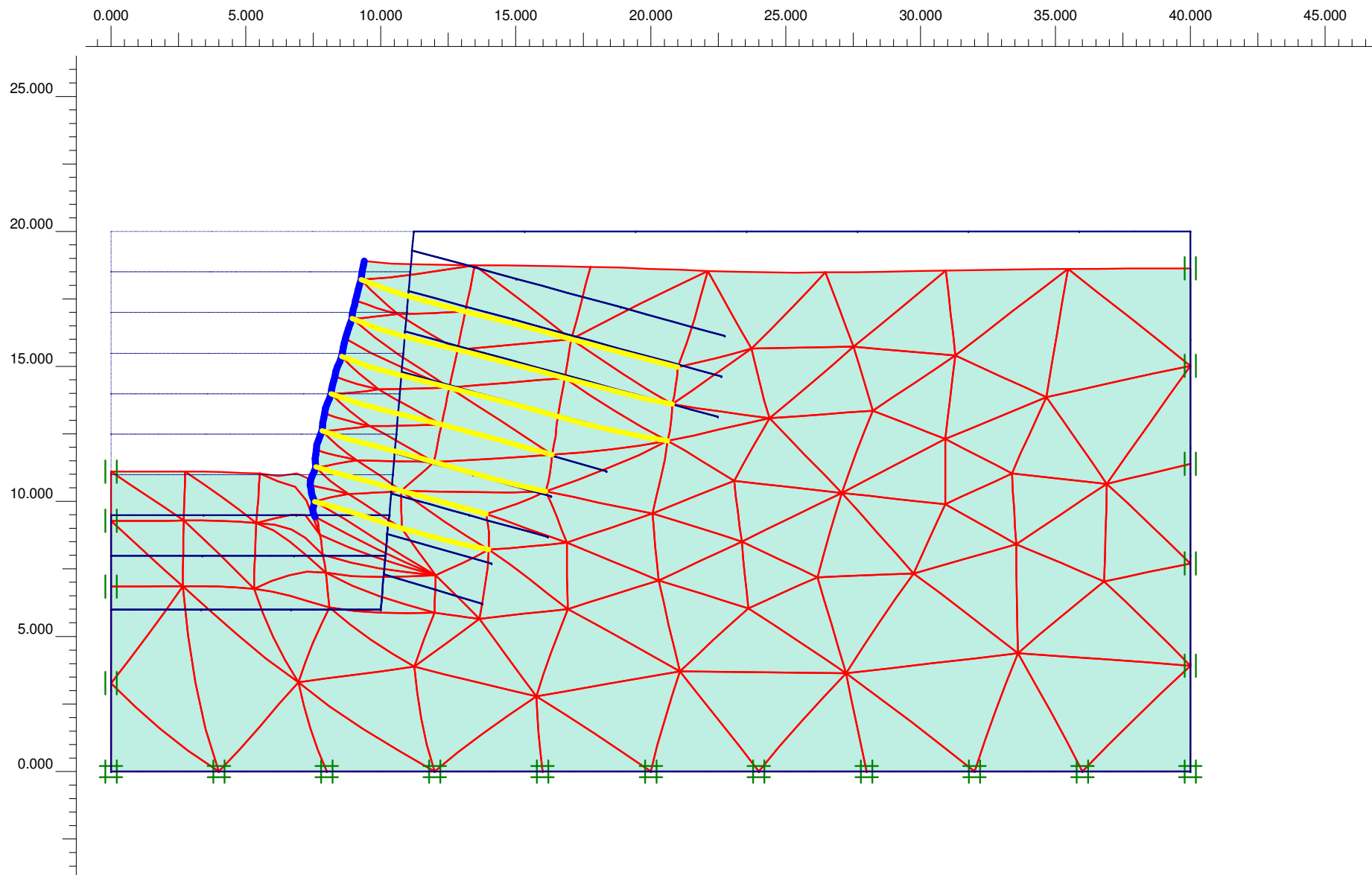




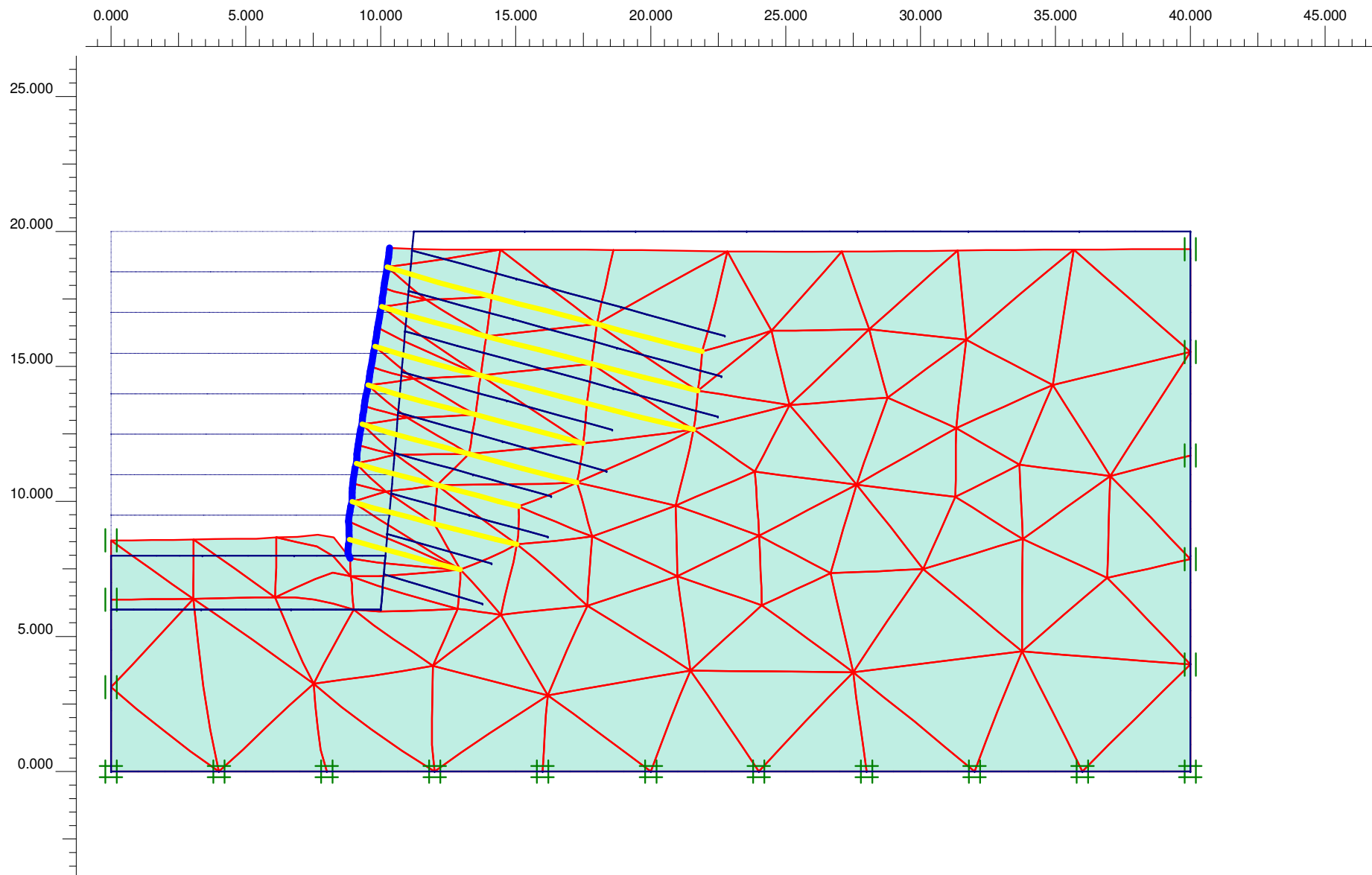
Deformed Mesh
Extreme total displacement $37,16 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 50,00 times)



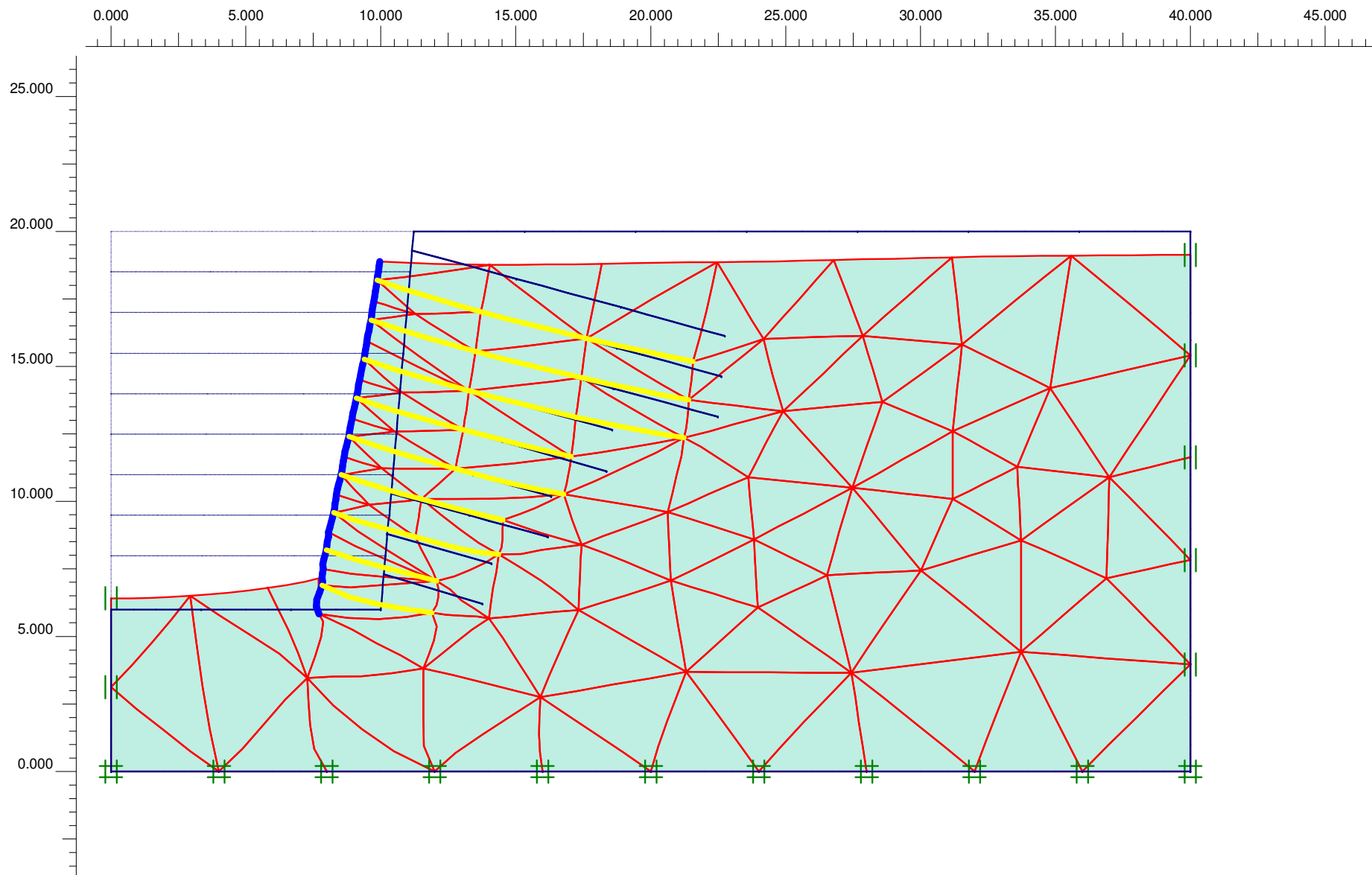
Deformed Mesh
Extreme total displacement $48,79 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 50,00 times)



Deformed Mesh
Extreme total displacement $61,82 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 50,00 times)

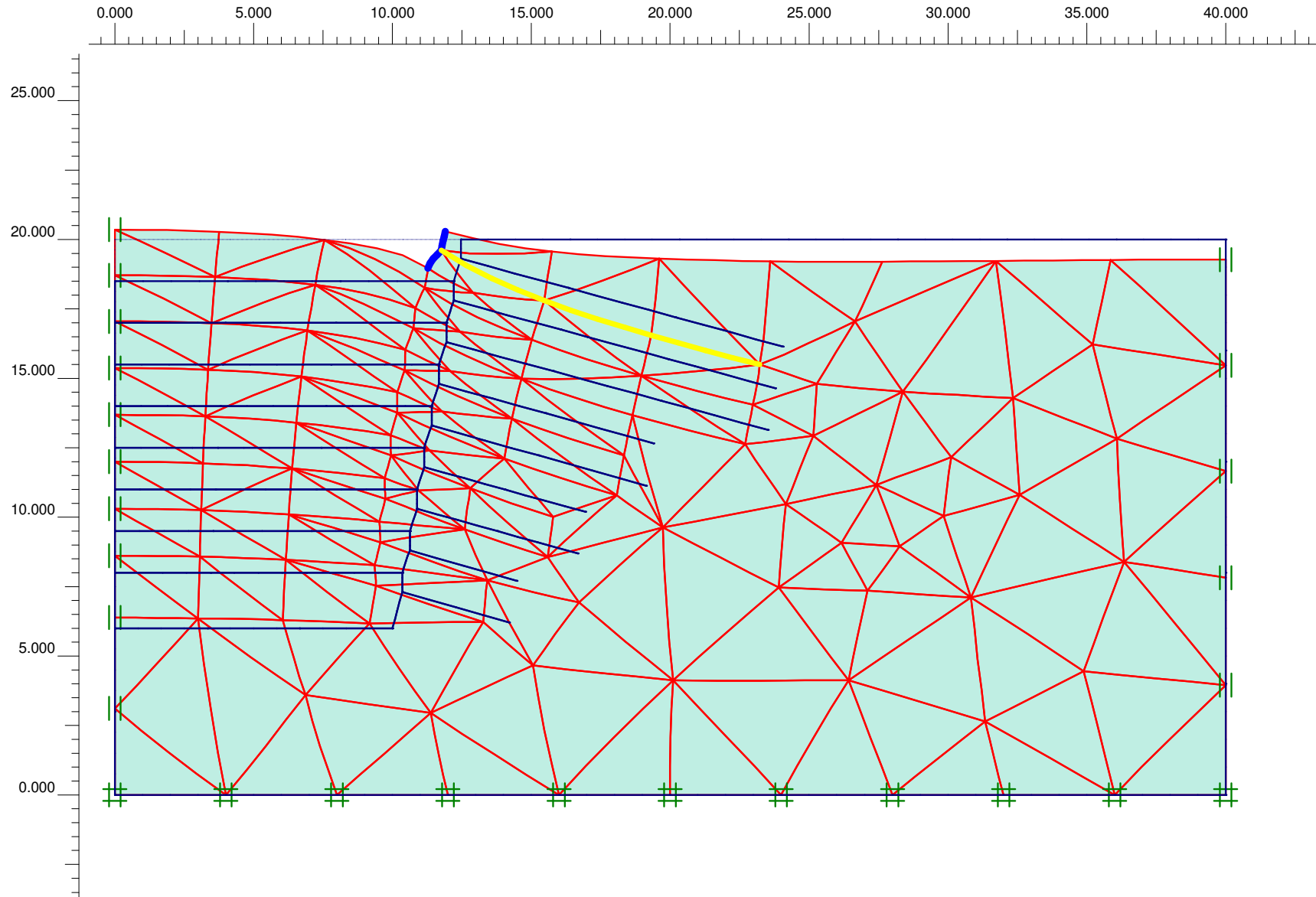


Deformed Mesh
Extreme total displacement $76,21 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 20,00 times)

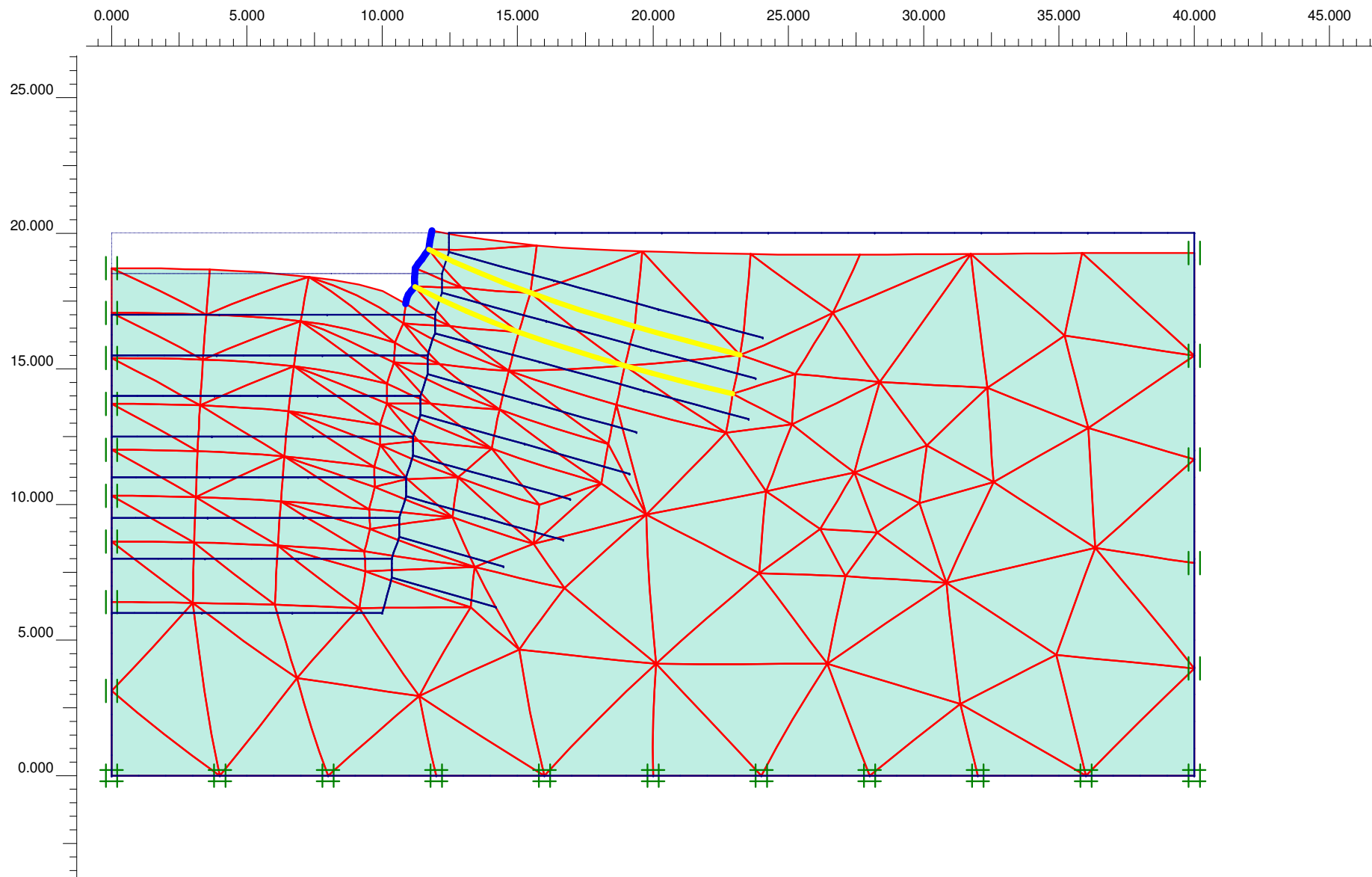


Deformed Mesh
Extreme total displacement $122,42 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 20,00 times)

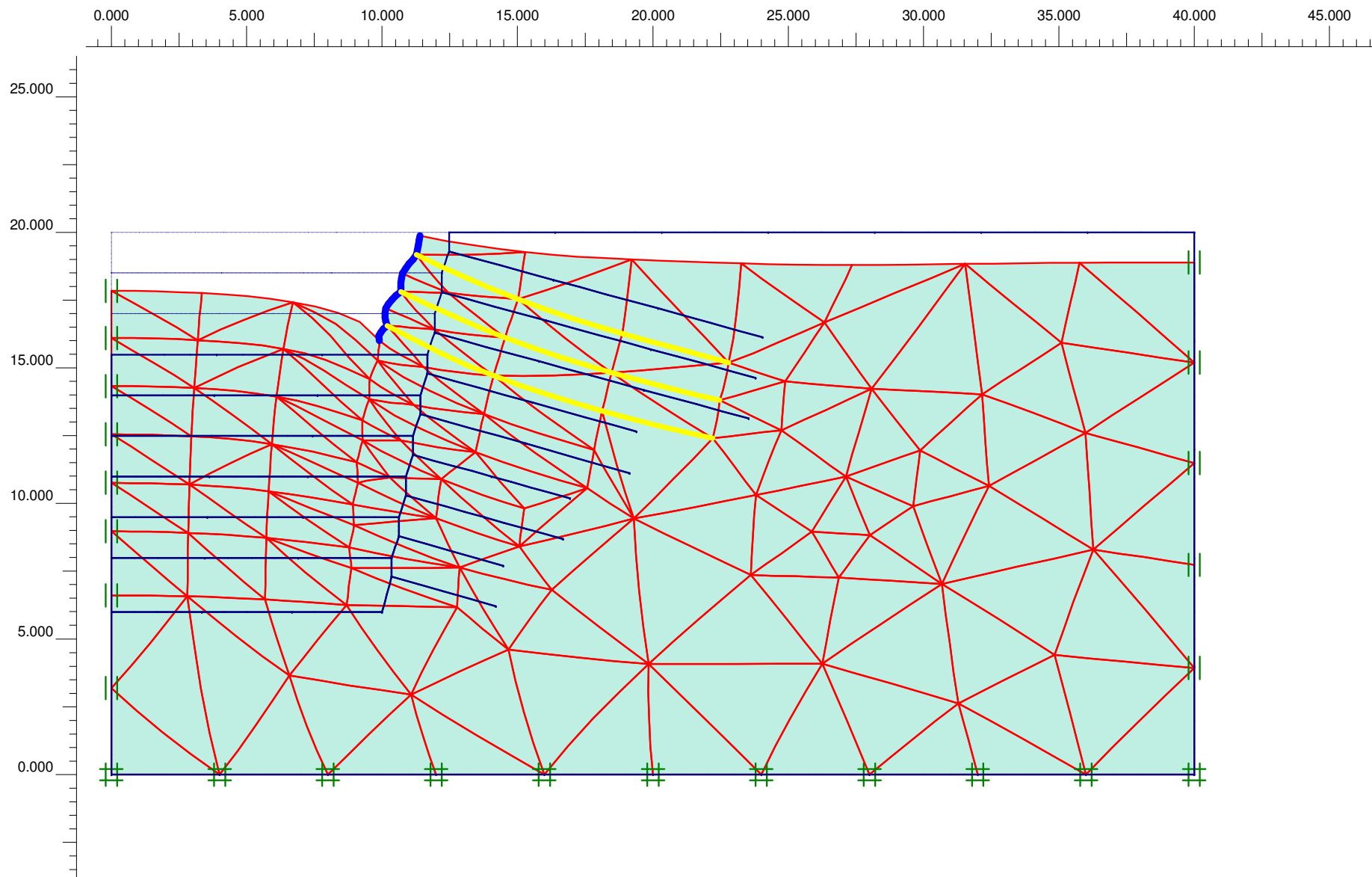
3.3.1.3 İlave Ankrajsız 80° İlk Çivili Duvarın Modellemesi



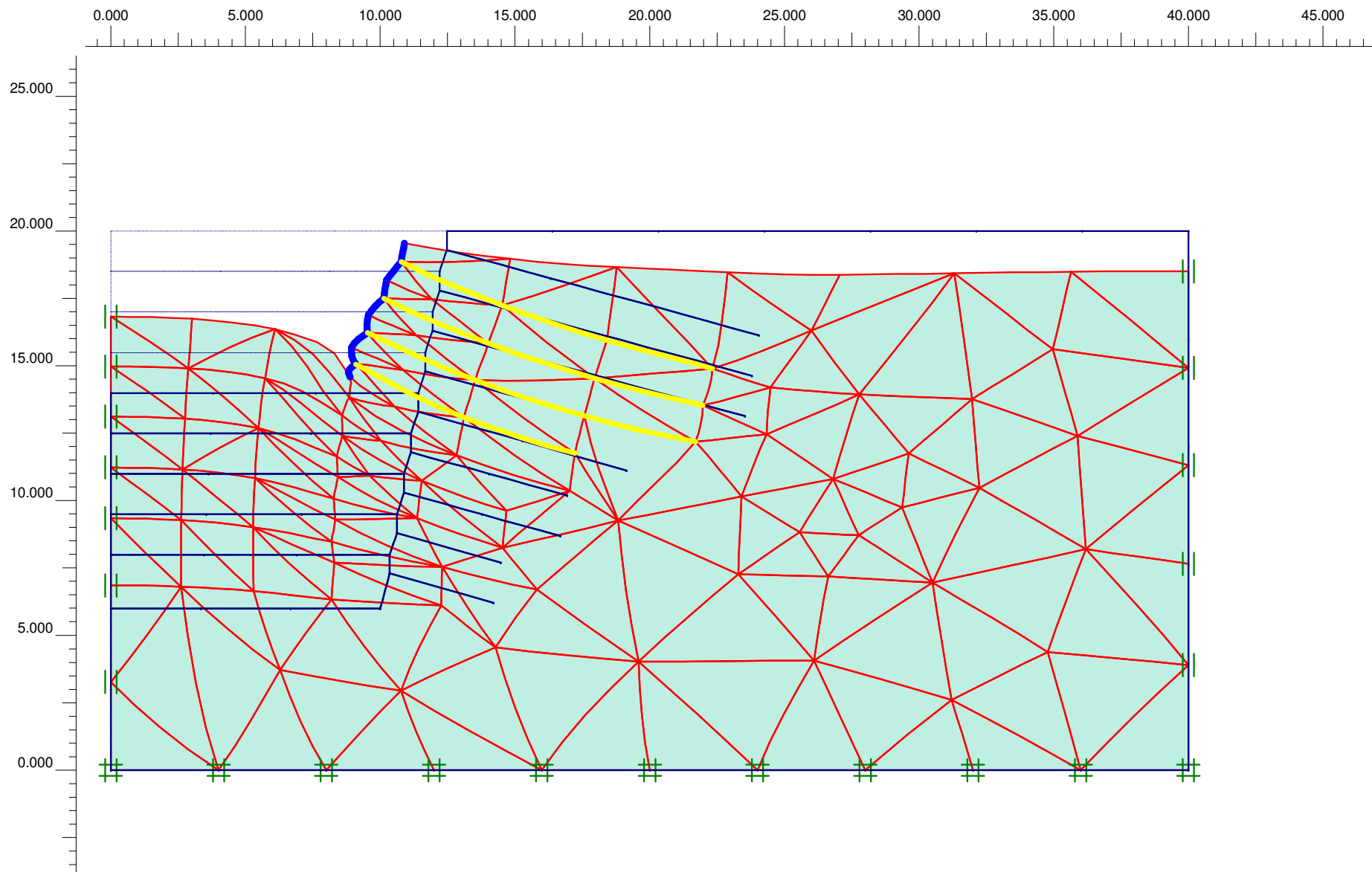
Deformed Mesh
 Extreme total displacement $9,22 \cdot 10^{-3}$ m
 (displacements scaled up 200,00 times)



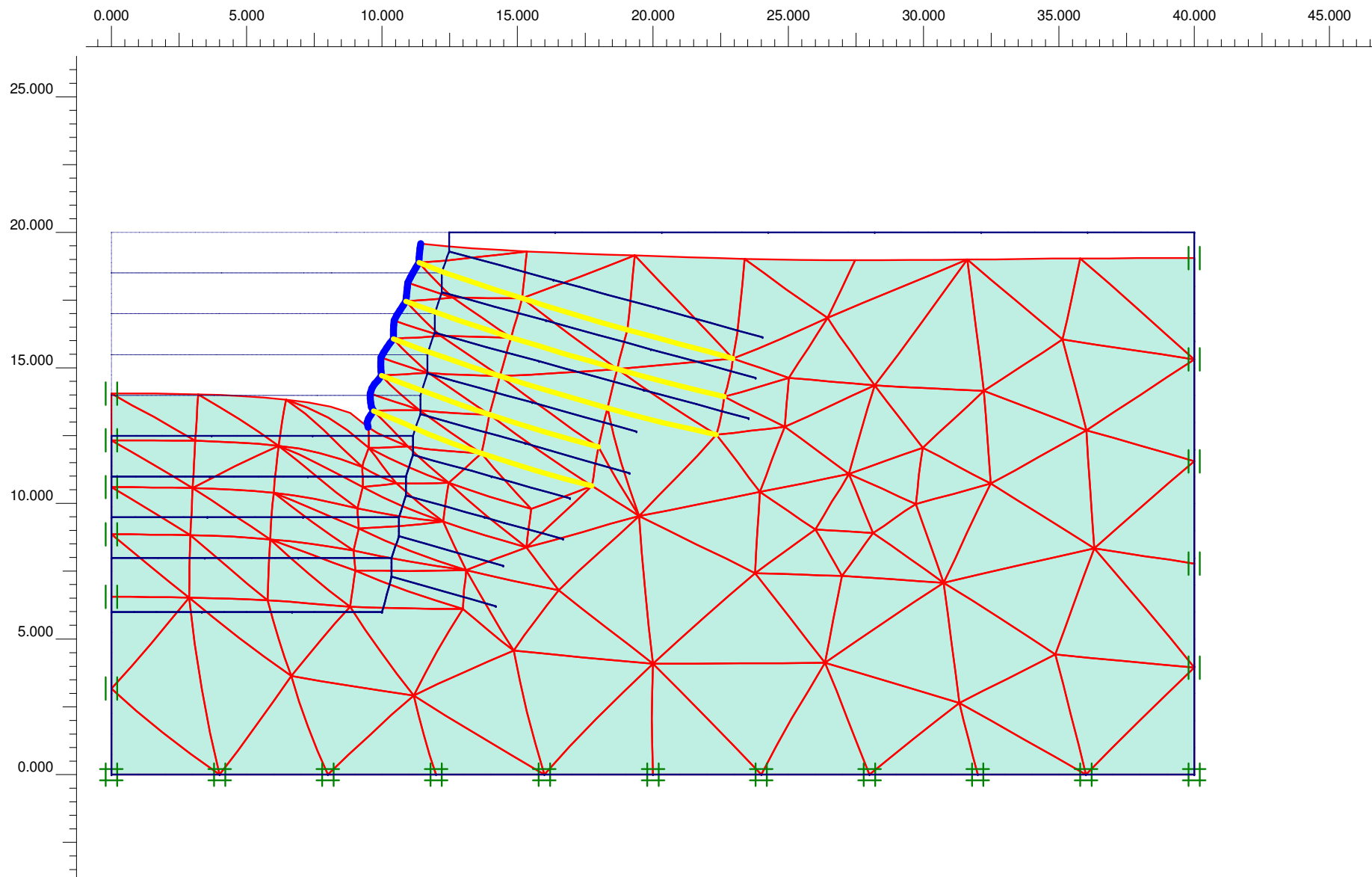
Deformed Mesh
Extreme total displacement $17,09 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 100,00 times)



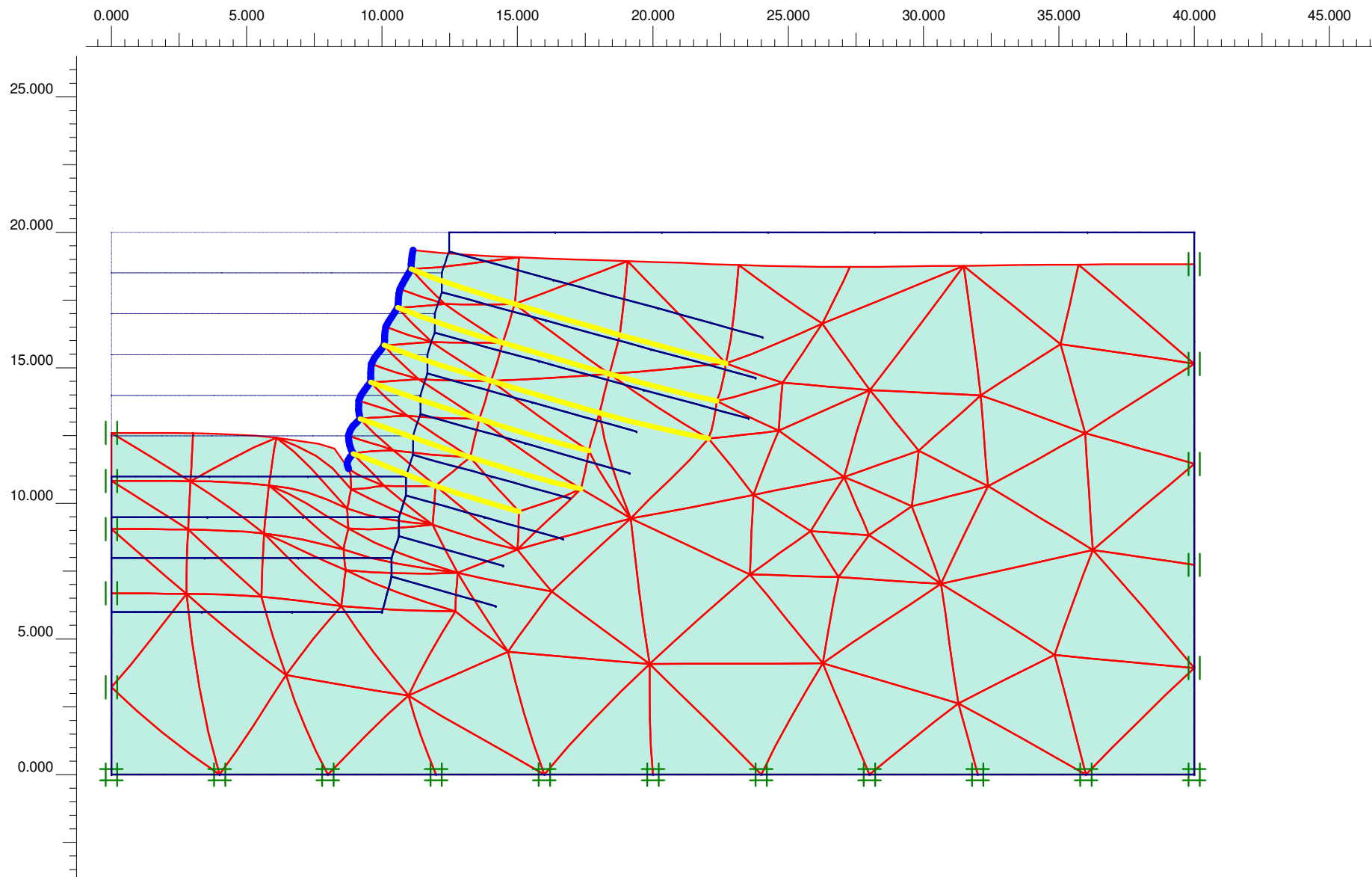
Deformed Mesh
Extreme total displacement $23,47 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 100,00 times)



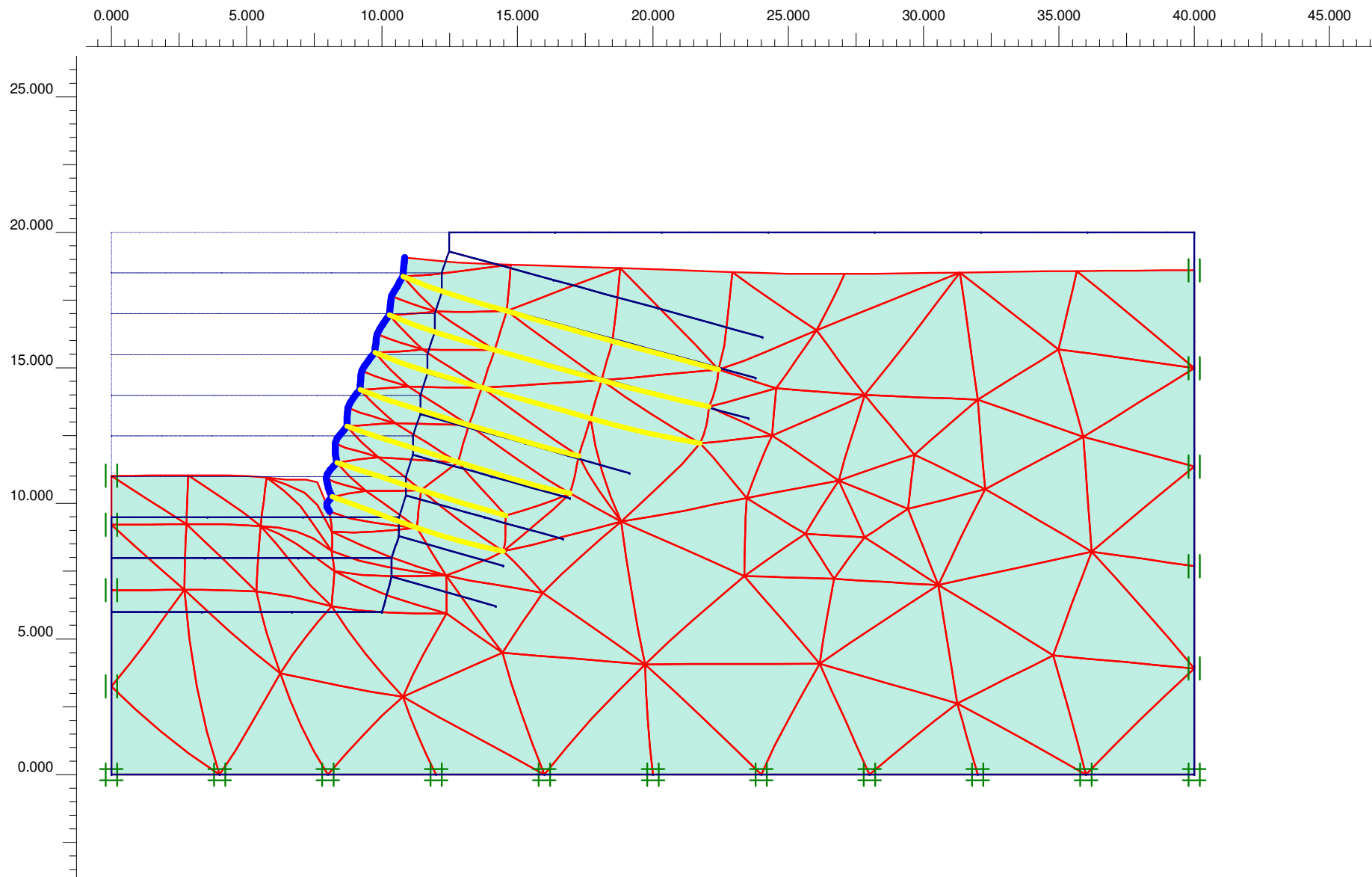
Deformed Mesh
Extreme total displacement $28,59 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 100,00 times)



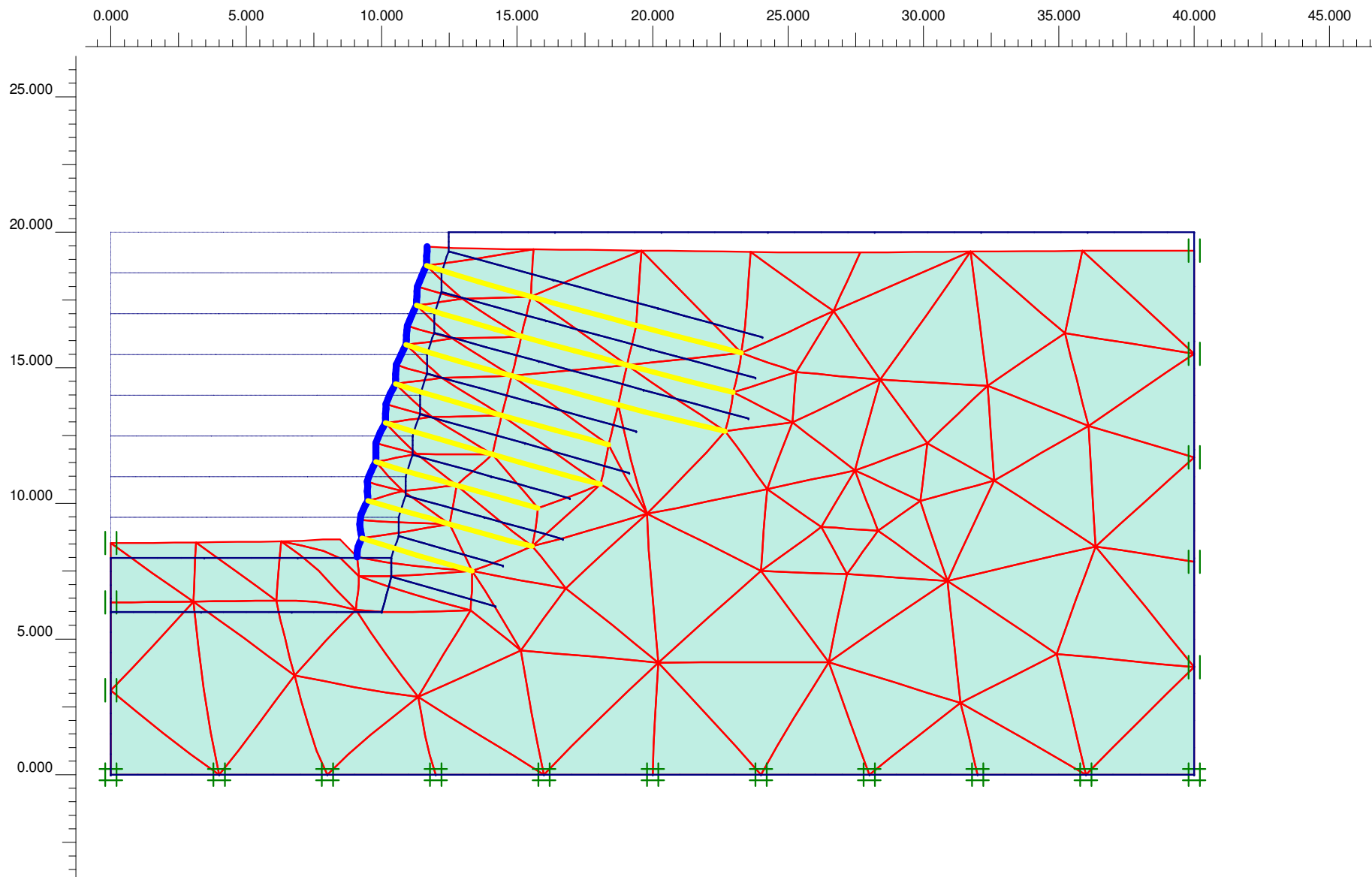
Deformed Mesh
Extreme total displacement $37,13 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 50,00 times)



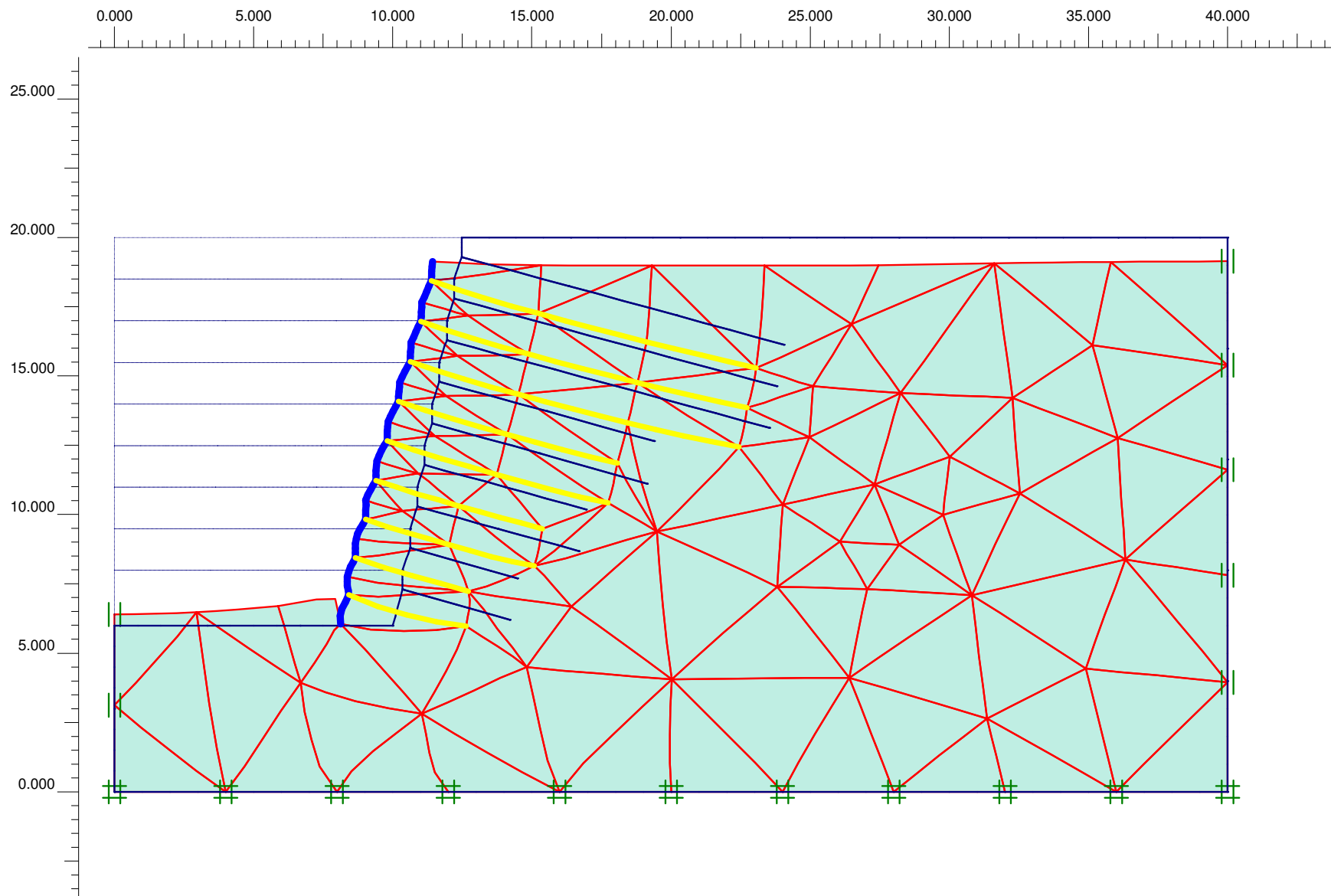
Deformed Mesh
Extreme total displacement $47,82 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 50,00 times)



Deformed Mesh
Extreme total displacement $59,42 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 50,00 times)



Deformed Mesh
Extreme total displacement $72,31 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 20,00 times)

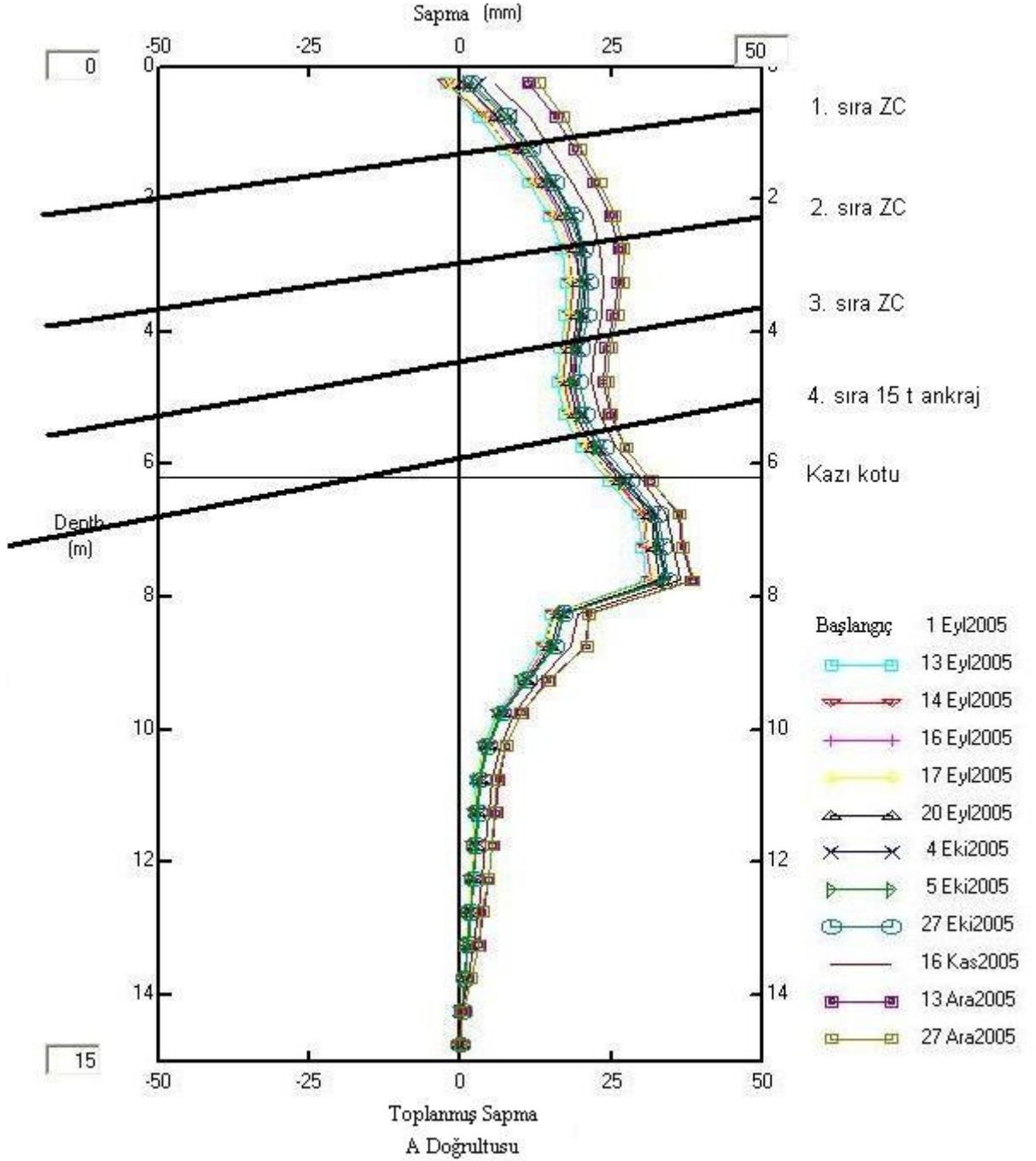


Deformed Mesh
Extreme total displacement $100,96 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
(displacements scaled up 20,00 times)

3.3.2 Deplasman Ölçümleri

İncelenen cephede indirilen inklinometre yardımıyla ölçümler alınmıştır. Alınan okumalarının değerlendirilmesi Ek 6’ da verilmiştir. Aşağıda Şekil 3.11’ de şematik olarak inklinometre borusunun hareketi, mevcut zemin çivileri

ve ankrajların durumu gösterilmiştir.



Şekil 3.13 İnklinometre borusu ve dayanma yapısının bugünkü durumu

3.3.3 Yer Değiştirme Öngörülerinin Saha Ölçümleriyle Karşılaştırılması

Çizelge 3.9’ da şu ana kadar yapılan ölçümlerle beklenen değerlerin karşılaştırılması yapılmıştır. Çizelge 3.9’ a bakarak, elde edilen sonuçların oldukça uyumlu oldukları söylenebilir.

Cizelge 3.9 Ölçülen ve beklenen yer değiştirmelerin karşılaştırılması

Kazı		Maksimum deplasman [mm]		
Kademe	Der. [m]	Plaxis ile tahmin edilen	İnclinometre	Tarih
1	1,5	9,73	10,00	14.Eyl
2	3	18,2	20,00	04.Eki
3	4,5	25,27	23,00	16.Kas
4	6	30,59	29,00	13.Ara
5	7,5	36,37		
6	9	48,47		
7	10,5	62,64		
8	12	79,87		
9	14	128,59		

4. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında ankrajlardaki gerilme dağılımını belirlemek ve dayanma yapısının hareketini gözlemlemek için deneyler ve ölçümler yapılmıştır.

Deney, düşey olarak tasarlanmış zemin çivili ve püskürtme betonlu bir dayanma yapısının hareketinin engellenmesi amacıyla yapılan ek ankrajlardan biri donatılarak gerçekleştirilmiştir.

Ankrajdaki gerilme dağılımını belirleyebilmek için tendonlar üzerine 3 ü serbest bölgede toplam 12 adet strain gage yerleştirilmiştir. Strain bagelerin çalışma yöntemini izlemek ve ankraj halatının elastisite modülünü belirlemek için 1 adet strain gage de 1m lik bir çelik halat üzerine yerleştirilmiş ve İTÜ İnşaat Fakültesi Yapı Malzemesi Laboratuvarında çekme deneyi yapılmıştır. Strain gagelerden alınan okumalar değerlendirildiğinde yüklemeye paralel değerler elde edilmiştir. 12 ton seviyesinde strain gage zarar gördüğü için yükleme durdurulmuş ve halatın elastisite modülünü elde etmek için okunan birim uzama değerlerin ortalaması kullanılmıştır. Elastisite modülü $2,11 \cdot 10^5$ N/mm² olarak hesaplanmıştır.

Ankraj kökündeki gerilme dağılımı önceden yapılmış çalışmaların da gösterdiği gibi kökün üst ucundan alt ucuna doğru azalmaktadır. Maksimum kuvvet, ankraj kökünün üst ucunda oluşmakta ve alt ucuna doğru, enjeksiyonun zeminle arasındaki yüzeyde oluşan kayma gerilmelerinin etkisiyle aşamalı olarak azalmaktadır. Küçük dış yüklerde (ankrajın son taşıma gücüyle bağlantılı olarak), yük, ankrajlama bölgesinin sadece bir kısmına uygulanmaktadır. Cihazlardan alınan ölçümlerin sonuçları değerlendirildiğinde düşük ankraj yüklerinde yükün büyük çoğunluğunun ankraj kökünün ilk 1m'sinde karşılandığı görülmüştür. İmalat sırasında serbest bölgeyi dolduran enjeksiyonun ankraj kökü başını tutması yüzünden yükün büyük çoğunluğu kökün üst kısımlarında karşılanmaktadır.

Ankrajlama bölgesi boyunca dış çekme kuvvetlerinin tüm değerleriyle ilgili olan kayma gerilmelerinin dağılımı oldukça düzensiz görünmektedir. Deney yük değeri düşük olduğu için önceden yapılan çalışmalarda gözlenmiş olan yükün ankrajın son taşıma gücüne doğru arttırılmasıyla, kayma gerilmelerinin ankrajın alt ucuna doğru yaptığı yer değiştirme bu deneyde gözlenememiştir.

Arazideki zemin özelliklerini belirlemek için sahadan örnekler alınmış ve laboratuvarında deneyler yapılmıştır. 7.00-7.50m den alınan 2 örnek üzerinde yapılan serbest basınç deneylerinden elde edilen drenajsız kayma mukavemeti değerlerinin ortalaması $c_u = 56$ kPa olarak belirlenmiştir.

Alınan normal konsolide kil örneklerinin 1 tanesi üzerinde konsolidasyonlu drenajsız 3 eksenli basınç deneyi yapılmıştır. 177kPa basınç altında konsolide edilen örnek 100kPa efektif hücre basıncı ile eksenel yükleme altında deviatorik gerilme ($\sigma_{1f} - \sigma_{3f}$) 236,91 kPa değerine ulaştığında göçmüştür. Zeminin efektif gerilmeler için mukavemet parametreleri $c' = 0$, $\phi' = 32,84^\circ$ dir.

Örneklerin su kapsamı, $w = 20-23$ arasında, birim hacim ağırlıkları, $\gamma_{yaş} = 19,5 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{kuru} = 16,0 \text{ kN/m}^3$ olarak bulunmuştur.

3. bölümde yapılan modellemelerde mevsim koşulları da göz önüne alınarak drenajsız koşullar düşünülmüş ve zemin özellikleri için serbest basınç deneyinden elde edilen drenajsız kayma mukavemeti değeri $c_u = 56 \text{ kPa}$ kullanılmıştır. Mevcut durum, mevcut durumun ankrajsız hali, duvarın 85° ve 80° eğimli olduğu durumlar için modellemeler yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar, alınan inklinometre okumalarıyla karşılaştırıldığında Plaxis' in yer değiştirmeleri modellemede oldukça gerçekçi sonuçlar verdiği görülmüştür. Yapılacak 14m' lik kazı sonunda toplam 12,86 cm deplasman beklenmektedir. Ankrajlı durum ve ankrajsız durum arasında kayda değer bir fark olmadığı, hareketi önlemek için duvarın eğimli olarak tasarlanması gerektiği sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

B.Ü., (2000), Kozken AŞ İş merkezi Geoteknik Etüd Raporu, İstanbul.

BS 8081: 1989 British Standard Code Of Practice For Ground Anchorages

Clayton, C.R.I., Milititsky, J., Woods, R.I., (1993), Earth Pressure and Earth Retaining Structures, Chapman & Hall, UK.

Dumlu, M., (1988), Derin Kazılar Ve Destekleme Yöntemleri, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, (yayımlanmamış).

Günsever, İ., (1999), Derin Kazılarda Çok Sıra Ankrajlı İksa Sistemlerinin Tasarımı Ve Bir Bilgisayar Programı İle Desteklenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, (yayımlanmamış).

Hanna, T.H., (1983), Foundaitons in Tension: Ground Anchors, McGraw Hill, UK.

Ivandic, K., Soldo, B., Veric, F., (2003) “A Contributon to the Analysis of Geotechnical Anchor Ultimate Capacity”, Electronic Journal of Geotechnical Engineering paper, Vol.8-A, Croatia.

İncecik, M., (1980), ;Kohezyonsuz zeminlerde ankrajların davranışı, Doktora Tezi, İTÜ

Jarred, D., Haberfield, C.M., “Tendon / Grout Interface Performence In Grouted Anchors”, International Conference On Ground Anchorages And Anchored Structures, 20-21 March 1997, London.

Jones, D.E., Tonge, D., “Design, Installation, Testing and Long Term Monitoring of 200 tonne Rock Anchorages at Sandon Dock, Liverpool”, International Conference On Ground Anchorages And Anchored Structures, 20-21 March 1997, London.

Mesci, J., (1995), “Analysis of Grouted Soil Anchors”, Anchors in Theory and Practice: Proceedings of the International Symposium, Widmann, R. (Derl.), 77-84, 9-10 October 1995, Salzburg/ Austria.

Weerasinghe, R.B., Littlejohn, G.S., (1997), “Load Transfer And Failure Of Anchrages İn Weak Mudstone”, International Conference On Ground Anchorages And Anchored Structures, 20-21 March 1997, London.

Woodland, A., Lomax, C., Barley, A.D., (1997), “The Desidn, Construction and Performence of an Anchored Retaining Wall, Newcastle Upon Tyne”, International Conference On Ground Anchorages And Anchored Structures, 20-21 March 1997, London

Woods, R., Barkhodari, K., (1997), “The Influence Of Bond Stress Distribution On Ground Anchor Design”, International Conference On Ground Anchorages And Anchored Structures, 20-21 March 1997, London

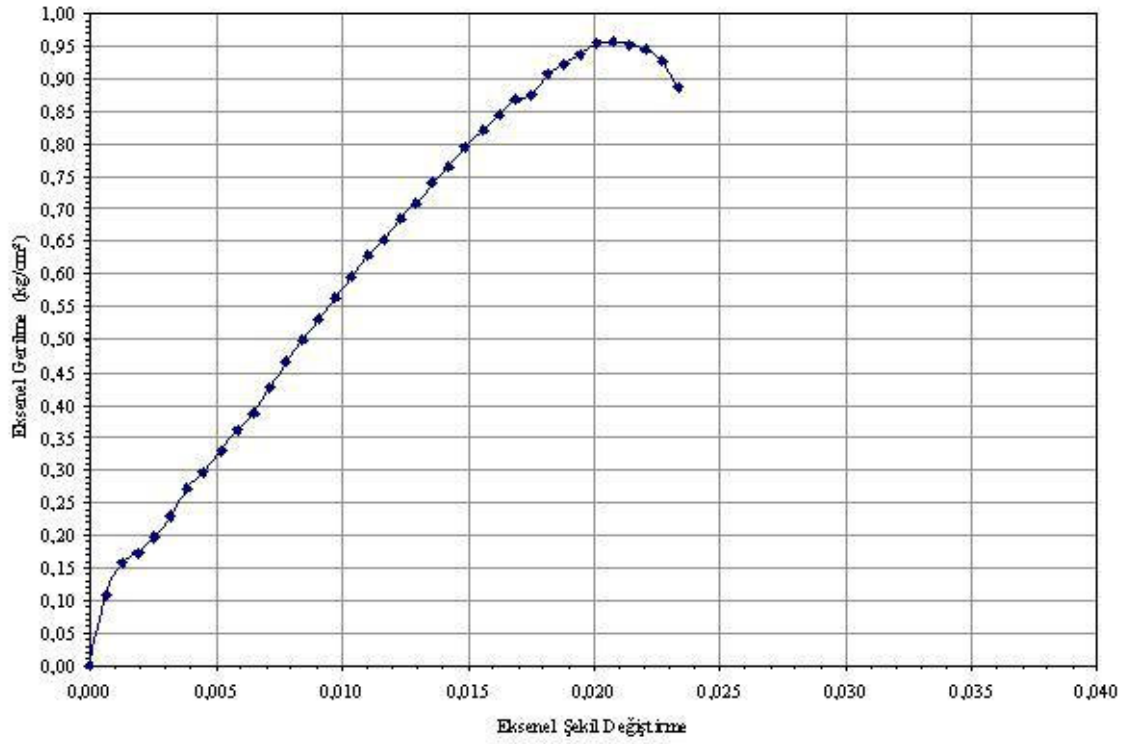
Yıldırım, S., (2002), Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı, Birsen Yayınevi, İstanbul.

EKLER

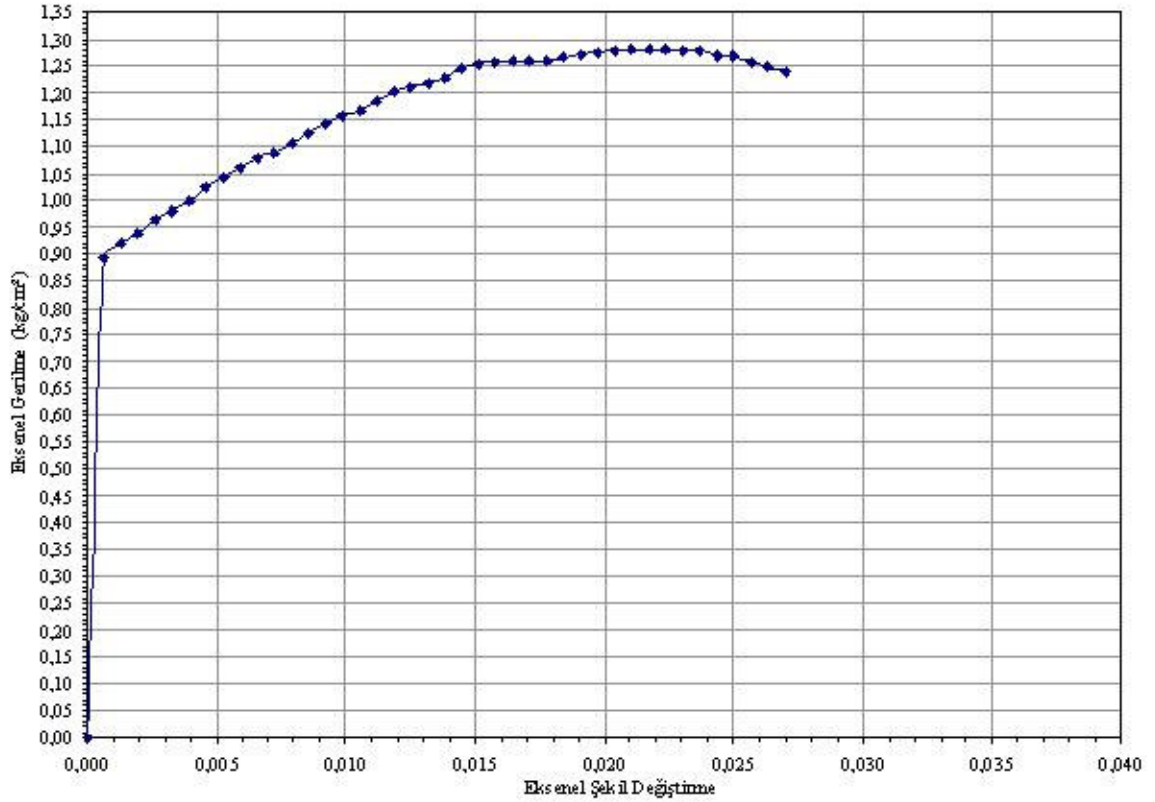
Ek 1	Laboratuvar deneyi sonuçları
Ek 2	Load cell kalibrasyon testi sonuçları
Ek 3	Load cell okumaları dönüştürme çizelgesi
Ek 4	Strain gage laboratuvar germe testi sonuçları
Ek 5	Sondaj logları
Ek 6	İnclinometrik ölçüm sonuçlarının değerlendirilmesi
Ek 7	İksa planı, kesit ve görünüşü

Ek 1 Laboratuvar deneyi sonuçları

SERBEST BASINÇ DENEYİ
N-1 w=20%



SERBEST BASINÇ DENEYİ
N-2 w=23%



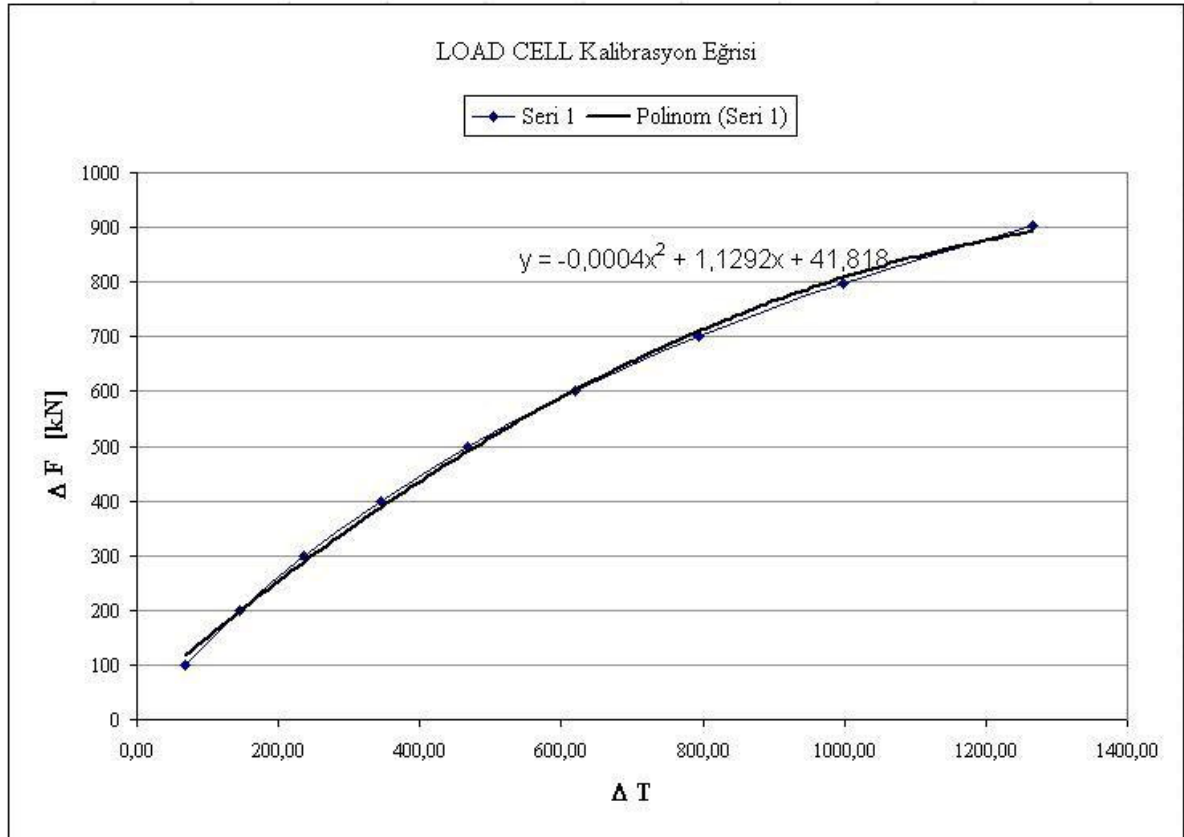
SERBEST BASINÇ DENEYİ			γ [g/cm ³]				
Num. No:	1		yaş	kuru			
M=	1086,46	gr	1,83	1,53	Yaş Numune+Kap =		1086,46
H=	154,00	mm			Kuru Numune+Kap =		904,5
D=	7,00	cm			Kap Ağırlığı =		0
Alan=	38,47	cm ²			Su Muhtevası (%) =		0,20
DL (0,01mm)	DL (mm)	DL/L (%)	A' (cm ²)	Yük Okuması (Div)	Yük (kg)	DL/L (%)	Gerilme (kg/cm ²)
0	0	0	38,47	0	0	0	0
10	0,1	0,0006	38,49	13	4,127	0,00065	0,10722
20	0,2	0,0013	38,52	19	6,032	0,00130	0,15661
30	0,3	0,0019	38,54	21	6,667	0,00195	0,17298
40	0,4	0,0026	38,57	24	7,619	0,00260	0,19756
50	0,5	0,0032	38,59	28	8,889	0,00325	0,23034
60	0,6	0,0039	38,62	33	10,476	0,00390	0,27130
70	0,7	0,0045	38,64	36	11,429	0,00455	0,29577
80	0,8	0,0052	38,67	40	12,698	0,00519	0,32841
90	0,9	0,0058	38,69	44	13,968	0,00584	0,36102
100	1	0,0065	38,72	47	14,921	0,00649	0,38538
110	1,1	0,0071	38,74	52	16,508	0,00714	0,42610
120	1,2	0,0078	38,77	57	18,095	0,00779	0,46677
130	1,3	0,0084	38,79	61	19,365	0,00844	0,49920
140	1,4	0,0091	38,82	65	20,635	0,00909	0,53158
150	1,5	0,0097	38,84	69	21,905	0,00974	0,56393
160	1,6	0,0104	38,87	73	23,175	0,01039	0,59623
170	1,7	0,0110	38,89	77	24,444	0,01104	0,62848
180	1,8	0,0117	38,92	80	25,397	0,01169	0,65254
190	1,9	0,0123	38,95	84	26,667	0,01234	0,68472
200	2	0,0130	38,97	87	27,619	0,01299	0,70870
210	2,1	0,0136	39,00	91	28,889	0,01364	0,74080
220	2,2	0,0143	39,02	94	29,841	0,01429	0,76472
230	2,3	0,0149	39,05	98	31,111	0,01494	0,79674
240	2,4	0,0156	39,07	101	32,063	0,01558	0,82058
250	2,5	0,0162	39,10	104	33,016	0,01623	0,84440
260	2,6	0,0169	39,13	107	33,968	0,01688	0,86818
270	2,7	0,0175	39,15	108	34,286	0,01753	0,87572
280	2,8	0,0182	39,18	112	35,556	0,01818	0,90755
290	2,9	0,0188	39,20	114	36,190	0,01883	0,92315
300	3	0,0195	39,23	116	36,825	0,01948	0,93872
310	3,1	0,0201	39,26	118	37,460	0,02013	0,95428
320	3,2	0,0208	39,28	118,5	37,619	0,02078	0,95768
330	3,3	0,0214	39,31	118	37,460	0,02143	0,95301
340	3,4	0,0221	39,33	117	37,143	0,02208	0,94431
350	3,5	0,0227	39,36	115	36,508	0,02273	0,92755
360	3,6	0,0234	39,39	110	34,921	0,02338	0,88663

SERBEST BASINÇ DENEYİ								
			γ [g/cm ³]					
Numune No:	2		yaş	kuru				
M=	1074,6	gr	2,07	1,68	Yaş Numune+Kap =		1592	176,4
H=	152,00	mm			Kuru Numune+Kap =		1392	152,4
D=	6,60	cm			Kap Ağırlığı =		517,4	48,4
Alan=	34,19	cm ²			Su Muhtevası (%) =		0,23	0,23
DL (0,01mm)	DL (mm)		DL/L (%)	A' (cm ²)	Yük Okuması (Div)	Yük (kg)	DL/L (%)	Gerilme (kg/cm ²)
0	0		0,0000	34,19	0	0	0	0
10	0,1		0,0007	34,22	96	30,476	0,001	0,891
20	0,2		0,0013	34,24	99	31,429	0,001	0,918
30	0,3		0,0020	34,26	101	32,063	0,002	0,936
40	0,4		0,0026	34,28	104	33,016	0,003	0,963
50	0,5		0,0033	34,31	106	33,651	0,003	0,981
60	0,6		0,0039	34,33	108	34,286	0,004	0,999
70	0,7		0,0046	34,35	111	35,238	0,005	1,026
80	0,8		0,0053	34,38	113	35,873	0,005	1,044
90	0,9		0,0059	34,40	115	36,508	0,006	1,061
100	1		0,0066	34,42	117	37,143	0,007	1,079
110	1,1		0,0072	34,44	118	37,460	0,007	1,088
120	1,2		0,0079	34,47	120	38,095	0,008	1,105
130	1,3		0,0086	34,49	122	38,730	0,009	1,123
140	1,4		0,0092	34,51	124	39,365	0,009	1,141
150	1,5		0,0099	34,54	126	40,000	0,010	1,158
160	1,6		0,0105	34,56	127	40,317	0,011	1,167
170	1,7		0,0112	34,58	129	40,952	0,011	1,184
180	1,8		0,0118	34,60	131	41,587	0,012	1,202
190	1,9		0,0125	34,63	132	41,905	0,013	1,210
200	2		0,0132	34,65	133	42,222	0,013	1,219
210	2,1		0,0138	34,67	134	42,540	0,014	1,227
220	2,2		0,0145	34,70	136	43,175	0,014	1,244
230	2,3		0,0151	34,72	137	43,492	0,015	1,253
240	2,4		0,0158	34,74	137,5	43,651	0,016	1,256
250	2,5		0,0164	34,77	138	43,809	0,016	1,260
260	2,6		0,0171	34,79	138	43,809	0,017	1,259
270	2,7		0,0178	34,81	138	43,809	0,018	1,258
280	2,8		0,0184	34,84	139	44,127	0,018	1,267
290	2,9		0,0191	34,86	139,5	44,286	0,019	1,270
300	3		0,0197	34,88	140	44,444	0,020	1,274
310	3,1		0,0204	34,91	140,5	44,603	0,020	1,278
320	3,2		0,0211	34,93	141	44,762	0,021	1,281
330	3,3		0,0217	34,95	141	44,762	0,022	1,281
340	3,4		0,0224	34,98	141	44,762	0,022	1,280
350	3,5		0,0230	35,00	141	44,762	0,023	1,279
360	3,6		0,0237	35,02	141	44,762	0,024	1,278
370	3,7		0,0243	35,05	140	44,444	0,024	1,268
380	3,8		0,0250	35,07	140	44,444	0,025	1,267
390	3,9		0,0257	35,10	139	44,127	0,026	1,257
400	4		0,0263	35,12	138	43,809	0,026	1,247
410	4,1		0,0270	35,14	137	43,492	0,027	1,238

Ek 2 Load cell kalibrasyon testi sonuçları

LOAD CELL KALİBRASYON TESTİ											
Yük P	1			2			3			Ortalama L	Ortalama T
	Periyot T	Frekans Hertz	F ² /1000 L	Periyot T	Frekans Hertz	F ² /1000 L	Periyot T	Frekans Hertz	F ² /1000 L		
-0,10	5805,81	1722,41	2966,70	6002,68	1665,92	2775,30	5813,27	1720,20	2959,10	2900,37	5873,92
102,10	5960,31	1677,77	2814,90	6176,49	1619,04	2621,30	5960,09	1677,83	2815,10	2750,43	4962,34
202,60	6117,95	1634,53	2671,70	6367,23	1570,54	2466,60	6121,51	1633,59	2668,60	2602,30	5030,35
301,20	6287,94	1590,35	2529,20	6573,54	1521,25	2314,20	6291,80	1589,37	2526,10	2456,50	5107,28
402,10	6477,14	1543,89	2383,60	6809,03	1468,64	2156,90	6482,58	1542,60	2379,60	2306,70	5199,44
501,40	6684,22	1496,06	2238,20	7072,13	1414,00	1999,40	6689,30	1494,92	2234,80	2157,47	5306,30
600,50	6910,53	1447,07	2094,00	7363,70	1358,01	1844,20	6918,30	1445,44	2089,30	2009,17	5430,39
702,70	7172,19	1394,27	1944,00	7708,29	1297,30	1683,00	7182,17	1392,34	1938,60	1855,20	5581,89
802,20	7457,08	1341,01	1798,30	8094,84	1235,35	1526,10	7468,93	1338,88	1792,60	1705,67	5756,48
899,20	7773,69	1286,39	1654,80	8538,90	1171,11	1371,50	7786,64	1284,25	1649,30	1558,53	5961,36
1004,00	8161,43	1225,28	1501,30	9108,62	1097,86	1205,30	8174,78	1223,27	1496,40	1401,00	6228,13

Δ T	68,01	144,94	237,10	343,96	468,05	619,55	794,14	999,02	1265,79
Δ F [kN]	100,5	199,1	300	399,3	498,4	600,6	700,1	797,1	901,9



Ek 3 Load cell okumaları dönüştürme çizelgesi

[illegible]

Ek 4 Strain gage laboratuvar germe testi sonuçları

Vishay Model P3 Strain Indicator and Recorder						
Serial No: 0166911						
File Created: 11/17/05 05:18:56						
	Ch 1					
			Yük		σ	E
Süre	$\mu\epsilon$	$\Delta\mu\epsilon$	ton	N	N/mm ²	[N/mm ²]
05:18:57	-2773	0	0,00	0	0,00	
05:18:58	-2693	80	0,11	1053	7,52	94.018
05:18:59	-2606	167	0,21	2106	15,04	90.077
05:19:00	-2548	225	0,32	3159	22,56	100.286
05:19:01	-2514	259	0,42	4212	30,09	116.161
05:19:02	-2479	294	0,53	5265	37,61	127.915
05:19:03	-2451	322	0,63	6318	45,13	140.151
05:19:04	-2419	354	0,74	7371	52,65	148.729
05:19:05	-2403	370	0,84	8424	60,17	162.625
05:19:06	-2377	396	0,95	9477	67,69	170.942
05:19:07	-2358	415	1,05	10530	75,21	181.239
05:19:08	-2338	435	1,16	11583	82,74	190.197
05:19:09	-2314	459	1,26	12636	90,26	196.639
05:19:10	-2297	476	1,37	13689	97,78	205.417
05:19:11	-2266	507	1,47	14742	105,30	207.692
05:19:12	-2249	524	1,58	15795	112,82	215.308
05:19:13	-2218	555	1,68	16848	120,34	216.834
05:19:14	-2197	576	1,79	17901	127,86	221.987
05:19:15	-2171	602	1,90	18954	135,39	224.893
05:19:16	-2143	630	2,00	20007	142,91	226.837
05:19:17	-2122	651	2,11	21060	150,43	231.073
05:19:18	-2085	688	2,21	22113	157,95	229.578
05:19:19	-2067	706	2,32	23166	165,47	234.379
05:19:20	-2030	743	2,42	24219	172,99	232.830
05:19:21	-2006	767	2,53	25272	180,51	235.351
05:19:22	-1975	798	2,63	26325	188,04	235.634
05:19:23	-1943	830	2,74	27378	195,56	235.611
05:19:24	-1918	855	2,84	28431	203,08	237.519
05:19:25	-1877	896	2,95	29484	210,60	235.045
05:19:26	-1856	917	3,05	30537	218,12	237.864
05:19:27	-1813	960	3,16	31590	225,64	235.045
05:19:28	-1785	988	3,26	32643	233,16	235.996
05:19:29	-1751	1022	3,37	33696	240,69	235.505
05:19:30	-1714	1059	3,47	34749	248,21	234.379
05:19:31	-1687	1086	3,58	35802	255,73	235.478
05:19:32	-1642	1131	3,69	36855	263,25	232.759
05:19:33	-1620	1153	3,79	37908	270,77	234.841
05:19:34	-1572	1201	3,90	38961	278,29	231.718
05:19:35	-1543	1230	4,00	40014	285,81	232.369
05:19:36	-1504	1269	4,11	41067	293,34	231.155
05:19:37	-1467	1306	4,21	42120	300,86	230.365
05:19:38	-1436	1337	4,32	43173	308,38	230.650
05:19:39	-1387	1386	4,42	44226	315,90	227.922
05:19:40	-1364	1409	4,53	45279	323,42	229.540
05:19:41	-1311	1462	4,63	46332	330,94	226.363
05:19:42	-1282	1491	4,74	47385	338,46	227.005
05:19:43	-1239	1534	4,84	48438	345,99	225.545
05:19:44	-1200	1573	4,95	49491	353,51	224.734
05:19:45	-1169	1604	5,05	50544	361,03	225.080
05:19:46	-1117	1656	5,16	51597	368,55	222.554
05:19:47	-1094	1679	5,27	52650	376,07	223.985
05:19:48	-1037	1736	5,37	53703	383,59	220.964
05:19:49	-1009	1764	5,48	54756	391,11	221.720
05:19:50	-967	1806	5,58	55809	398,64	220.729
05:19:51	-985	1788	5,69	56862	406,16	227.157
05:19:52	-1036	1737	5,79	57915	413,68	238.157
05:19:53	-967	1806	5,90	58968	421,20	233.223
05:19:54	-931	1842	6,00	60021	428,72	232.748
05:19:55	-866	1907	6,11	61074	436,24	228.759

Vishay Model P3 Strain Indicator and Recorder						
Serial No: 0166911						
File Created: 11/17/05 05:18:56						
Ch 1						
			Yük		σ	E
Süre	$\mu\epsilon$	$\Delta\mu\epsilon$	ton	N	N/mm ²	[N/mm ²]
05:19:56	-846	1927	6,21	62127	443,76	230.288
05:19:57	-876	1897	6,32	63180	451,29	237.894
05:19:58	-825	1948	6,42	64233	458,81	235.527
05:19:59	-793	1980	6,53	65286	466,33	235.519
05:20:00	-736	2037	6,63	66339	473,85	232.622
05:20:01	-705	2068	6,74	67392	481,37	232.771
05:20:02	-638	2135	6,84	68445	488,89	228.990
05:20:03	-645	2128	6,95	69498	496,41	233.277
05:20:04	-577	2196	7,06	70551	503,94	229.479
05:20:05	-531	2242	7,16	71604	511,46	228.125
05:20:06	-482	2291	7,27	72657	518,98	226.529
05:20:07	-426	2347	7,37	73710	526,50	224.329
05:20:08	-391	2382	7,48	74763	534,02	224.190
05:20:09	-475	2298	7,58	75816	541,54	235.658
05:20:10	-427	2346	7,69	76869	549,06	234.043
05:20:11	-341	2432	7,79	77922	556,59	228.859
05:20:12	-291	2482	7,90	78975	564,11	227.279
05:20:13	-235	2538	8,00	80028	571,63	225.228
05:20:14	-177	2596	8,11	81081	579,15	223.093
05:20:15	-138	2635	8,21	82134	586,67	222.646
05:20:16	-64	2709	8,32	83187	594,19	219.340
05:20:17	-33	2740	8,42	84240	601,71	219.604
05:20:18	42	2815	8,53	85293	609,24	216.425
05:20:19	84	2857	8,63	86346	616,76	215.876
05:20:20	141	2914	8,74	87399	624,28	214.234
05:20:21	194	2967	8,85	88452	631,80	212.942
05:20:22	235	3008	8,95	89505	639,32	212.540
05:20:23	289	3062	9,06	90558	646,84	211.248
05:20:24	315	3088	9,16	91611	654,36	211.906
05:20:25	395	3168	9,27	92664	661,89	208.929
05:20:26	431	3204	9,37	93717	669,41	208.929
05:20:27	498	3271	9,48	94770	676,93	206.949
05:20:28	547	3320	9,58	95823	684,45	206.160
05:20:29	598	3371	9,69	96876	691,97	205.272
05:20:30	659	3432	9,79	97929	699,49	203.815
05:20:31	691	3464	9,90	98982	707,01	204.103
05:20:32	770	3543	10,00	100035	714,54	201.675
05:20:33	804	3577	10,11	101088	722,06	201.861
05:20:34	879	3652	10,21	102141	729,58	199.775
05:20:35	916	3689	10,32	103194	737,10	199.810
05:20:36	974	3747	10,42	104247	744,62	198.725
05:20:37	1025	3798	10,53	105300	752,14	198.037
05:20:38	1060	3833	10,64	106353	759,66	198.191
05:20:39	1133	3906	10,74	107406	767,19	196.412
05:20:40	1156	3929	10,85	108459	774,71	197.177
05:20:41	1239	4012	10,95	109512	782,23	194.972
05:20:42	1268	4041	11,06	110565	789,75	195.434
05:20:43	1329	4102	11,16	111618	797,27	194.362
05:20:44	1374	4147	11,27	112671	804,79	194.066
05:20:45	1420	4193	11,37	113724	812,31	193.731
05:20:46	1477	4250	11,48	114777	819,84	192.903
05:20:47	1504	4277	11,58	115830	827,36	193.443
05:20:48	1583	4356	11,69	116883	834,88	191.662
05:20:49	1608	4381	11,79	117936	842,40	192.285
05:20:50	1686	4459	11,90	118989	849,92	190.608
05:20:51	1720	4493	12,00	120042	857,44	190.840
05:20:52	1774	4547	12,11	121095	864,96	190.227
05:20:53	1814	4587	12,21	122148	872,49	190.208
05:20:54	1854	4627	12,32	123201	880,01	190.190
05:20:55	O/S+		12,43		E ort	211.115

Ek 5 Sahaya ait sondaj logları

GEOS Geoteknik ve Sondajlık Ltd.												YENİSAHRA SAHASI SONDAJ JEOTEKNİK ARAŞTIRMA		
YER: YENİSAHRA/IST										OFFSET:		KUYU NO: S2		
EKİPMAN: GMS-300												ZEMİN KOTU: 79.00 m.		
SONDAJ YÖNTEMİ: ROTARY: 0.00-15.45m arası.										KOORD.: N:		E:		
KUYU ÇAPİ: 0.00-3.15m arası - 89mm. 3.15-15.45m arası - 76mm.										BAŞLANGIÇ: 13.02.2000		BİTİŞ: 13.02.2000		
NUMUNE VE YERİNDE DENEY.		S.P.T. darbe sayısı				Muh. Drn. (m) Tarih	Y.A.S. Drn. (m)	TCR %	RQD %	SCR %	Drn. (m)	ZEMİN CİNSİ	KOT (m)	LEJAN
Drn. (M)	TİP	15	7.5	7.5	7.5									
1.50	D1	5	7		10	13.02.20						Doğu zemin (az killi, kırmızı parçallı, çakıllı)		
1.95					N = 17									
3.00	D2	9	12		16						3.00		-3.00	
3.45					N = 28									
4.50	D3	12	20		24						4.50		-4.50	
4.95					N = 44									
6.00	D4	14	22		27									
6.45					N = 49									
7.50	D5	14	25		29									
7.95					N = 54									
9.00	D6	15	27		33									
9.45					N = 60									
10.50	D7	17	29		35									
10.95					N = 64									
12.00	D8	17	29		37									
12.45					N = 66									
13.50	D9	18	27		40									
13.95					N = 67									
15.00	D10	17	29		42									
15.45					N = 71						15.45	SONDAJ BİTİMİ	-15.45	

NOTLAR:

SONDÖR: A.KOLUKISA

LOGU HAZIRLAYAN: AYSEN AKKAS

KONTROL EDEN: ADNAN ERTURAN

Revizyon 0C/
Revizyon 0B/
Revizyon 0A/

YER : YENİSAHRA		OFFSET :		KUYU NO : S3				
EKİPMAN : GMS-300				ZEMİN KOTU : 73.00 m.				
SONDAJ YÖNTEMİ : ROTARY : 0.00-18.30m arası.				KOORD. : N : E :				
KUYU ÇAPI : 0.00-3.15m arası - 89mm. 3.15-18.30m arası - 76mm.				BAŞLANGIÇ : 14.02.2000 BİTİŞ : 14.02.2000				
NUMUNE VE YERİNDE DENEY.		S.P.T. darbe sayısı		Muh. Drn. (m) Tarih	Y.A.S. Drn. (m) TCR % RQD % SCR % Drn. (m)	ZEMİN CİNSİ	KOT (m)	LEJAN
Drn. (M)	TİP	15	7.5	7.5	7.5			
1.50	D1	8	8	9				
1.95			N = 17					
3.00	D2	10	16	22				
3.45			N = 38					
4.50	D3	11	18	23				
4.95			N = 41					
6.00	D4	7	11	15				
6.45			N = 26					
7.50	D5	12	18	23				
7.95			N = 41					
9.00	D6	14	20	25				
9.45			N = 45					
10.50	D7	15	22	28				
10.95			N = 50					
12.00	D8	16	24	31				
12.45			N = 55					
13.50	D9	18	25	34				
13.95			N = 59					
15.00	D10	23	37	45				
15.45			N = 82					
16.50	D11	27	40	50/15				
16.95								
18.00	D12	43	50/15	-				
18.30								
					</			

NOTLAR :

Revizyon 0C/
Revizyon 0B/
Revizyon 0A/

SONDÖR : A.KOLUKISA

LOGU HAZIRLAYAN : AYSEN AKKAS

KONTROL EDEN : ADNAN ERTURAN

YENİSAHRA SAHASI SONDAJE
JEOTEKNİK ARAŞTIRMA

Sayfa 1 /

GEOS Geoteknik ve Sondajcılık Ltd.										OFFSET :		KUYU NO : S7	
YER : YENİ SAHRA										ZEMİN KOTU : 83.00 m.			
EKİPMAN : GMS-300										KOORD. : N :		E :	
SONDAJ YÖNTEMİ : ROTARY : 0.00-15.45m arası.										BAŞLANGIÇ : 16.02.2000		BİTİŞ : 16.02.2000	
KUYU ÇAP : 0.00-3.15m arası - 89mm.													
KUYU ÇAP : 3.15-15.45m arası - 76mm.													
NUMUNE VE YERİNDE DENETİM	S.P.T. darbe sayısı	Muh. Drn. (m)	Y.A.S. Drn. (m)	TCR %	RQD %	SCR %	Drn. (m)	ZEMİN CİNSİ	KOT (m)	LEJAN			
Drn. (m)	TİP	15	7.5	7.5	7.5	7.5	16.02.20						
0.00	D1	3	3					Dolgu zemin					
0.95													
1.90													
2.85													
3.80	D2	7	9										
4.75													
5.70													
6.65													
7.60	D3	9	12										
8.55													
9.50													
10.45													
11.40	D4	12	15										
12.35													
13.30													
14.25	D5	14	19										
15.20													
16.15													
17.10													
18.05	D6	15	21										
19.00													
19.95													
20.90													
21.85	D7	16	23										
22.80													
23.75													
24.70													
25.65	D8	18	24										
26.60													
27.55													
28.50													
29.45	D9	20	27										
30.40													
31.35													
32.30													
33.25	D10	14	19										
34.20													
35.15													
36.10													
37.05													
38.00													
38.95													
39.90													
40.85													
41.80													
42.75													
43.70													
44.65													
45.60													
46.55													
47.50													
48.45													
49.40													
50.35													
51.30													
52.25													
53.20													
54.15													
55.10													
56.05													
57.00													
57.95													
58.90													
59.85													
60.80													
61.75													
62.70													
63.65													
64.60													
65.55													
66.50													
67.45													
68.40													
69.35													
70.30													
71.25													
72.20													
73.15													
74.10													
75.05													
76.00													
76.95													
77.90													
78.85													
79.80													
80.75													
81.70													
82.65													
83.60													
84.55													
85.50													
86.45													
87.40													
88.35													
89.30													
90.25													
91.20													
92.15													
93.10													
94.05													
95.00													
95.95													
96.90													
97.85													
98.80													
99.75													
100.70													
101.65													
102.60													
103.55													
104.50													
105.45													
106.40													
107.35													
108.30													
109.25													
110.20													
111.15													
112.10													
113.05													
114.00													
114.95													
115.90													
116.85													
117.80													
118.75													
119.70													
120.65													
121.60													
122.55													
123.50													
124.45													
125.40													
126.35													
127.30													
128.25													
129.20													
130.15													
131.10													
132.05													
133.00													
133.95													
134.90													
135.85													
136.80													
137.75													
138.70													
139.65													
140.60													
141.55													
142.50													
143.45													
144.40													
145.35													
146.30													
147.25													
148.20													
149.15													
150.10													
151.05													
152.00													
152.95													
153.90													
154.85													
155.80													
156.75													
157.70													
158.65													
159.60													

YENİSAHRA SAHASI SONDAJ
JEOTEKNIK ARAŞTIRMA

Sayfa 1

YER : YENİ SAHRA KUYU NO : S8

EKİPMAN : GMS-300 ZEMİN KOTU : 76.50 m.

SONDAJ YÖNTEMİ : ROTARY : 0.00-15.45m arası. KOORD. : N : E :

KUYU ÇAPI : 0.00-3.15m arası - 89mm. BAŞLANGIÇ : 16.02.2000 BİTİŞ : 16.02.2000
3.15-15.45m arası - 76mm.

NUMUNE VE YERİNDE DENEY.		S.P.T. darbe sayısı				Muh. Drn. (m)	Y.A.S. Drn. (m)	TCR %	RQD %	SCR %	Drn. (m)	ZEMİN CİNSİ	KOT (m)	LEJAN
Drn. (M)	TİP	15	7.5	7.5	7.5	Tarih								
1.50	D1	4	5	7	12	16.02.20								
1.95														
3.00	D2	5	7	10	17									
3.45														
4.50	D3	9	11	14	25						4.50		72.00	
4.95														
6.00	D4	12	17	22	39									
6.45														
7.50	D5	22	50/10	-										
7.75														
9.00	D6	15	17	21	38									
9.45														
10.50	D7	17	19	23	42									
10.95														
12.00	D8	11	15	17	32									
12.45														
13.50	D9	13	18	20	38									
13.95														
15.00	D10	13	23	30	53						15.45	SONDAJ BİTİMİ	61.05	
15.45														

NOTLAR :

Revizyon 0C/
Revizyon 0B/
Revizyon 0A/

SONDÖR : AKOLUKISA LOGU HAZIRLAYAN : AYSAN AKKAS KONTROL EDEN : ADNAN ERTURAN

KONTROL EDEN : ADNAN ERTURAN

YENİSAHRA SARAYI SOND
JEOTEKNİK ARAŞTIRM,
Sayfa 1

GEOS Geoteknik ve Sondajlık Ltd.

YER : YENİ SAHRA		OFFSET :		KUYU NO : S10	
EKİPMAN : GMS-300				ZEMİN KGTU : 82.00 m.	
SONDAJ YÖNTEMİ : ROTARY : 0.00-38.00m arası.				KOORD. : N : E :	
KUYU ÇAPI : 0.00-4.65m arası - 89mm. 4.65-38.00m arası - 76mm.				BAŞLANGIÇ : 19.02.2000 BİTİŞ : 21.02.2000	

Drn. (M)	TİP	S.P.T. darbe sayısı					Muh. Drn. (m) Tarih	Y.A.S. Drn. (m)	TCR %	RQD %	SCR %	Drn. (m)	ZEMİN CİNSİ	KOT (m)	LEJAN
		15	7.5	7.5	7.5	7.5									
1.50	D1	2					19.02.20						Doğu zemin (kil)	78.00	
1.95															
3.00	D2	5													
3.45															
4.50	D3	7											Çok akli, sarı-beyaz renkli, az cakilli KİL	76.00	
4.95															
6.00	D4	10											Sert, sarı-beyaz kahve renkli, az cakilli KİL		
6.45															
7.50	U1														
8.00															
9.00	D5	12													
9.45															
10.50	D6	14													
10.95															
12.00	D7	10													
12.45															
13.50	D8	12													
13.95															
15.00	D9	13													
15.45															
16.50	D10	14													
16.95															
18.00	D11	11													
18.45															
19.50	D12	12													
19.95															

NOTLAR : D16 nolu numune bos geldi.

Revizyon 0C/
Revizyon 0B/
Revizyon 0A/

SONDÖR : A.KOLUKISA LOGU HAZIRLAYAN : AYSEN AKKAS KONTROL EDEN : ADNAN ERTURAN



YENİ SAHRA										KUYU NO : S11				
YAN : GMS-300										ZEMİN KOTU : 81.50 m.				
AJ YÖNTEMİ : ROTARY : 0.00-36.50m arası.										KOORD. : N : E :				
ÇAPI : 0.00-12.15m arası - 89mm. 12.15-36.50m arası - 76mm.										BAŞLANGIÇ : 18.02.2000 BİTİŞ : 19.02.2000				
NE VE DE DENEY.		S.P.T. darbe sayısı				Muh. Drn. (m) Tarih	Y.A.S. Drn. (m)	TCR %	RQD %	SCR %	Drn. (m)	ZEMİN CİNSİ	KOT (m)	LEJAND
1)	TİP	15	7.5	7.5	7.5	7.5								
1.50	D1	2		2		2								
1.95				N = 4										
3.00	D2	3		4		5								
3.45				N = 9										
4.50	D3	5		7		9								
4.95				N = 16							5.00		76.50	
6.00	D4	12		19		21								
6.45				N = 40										
7.50	D5	14		22		25								
7.95				N = 47										
9.00	D6	17		26		30								
9.45				N = 56										
10.50	D7	18		29		35								
10.95				N = 64										
12.00	D8	15		22		25								
12.45				N = 47										
13.50	D9	16		25		29								
13.95				N = 54										
15.00	U1													
15.50														
16.50	D10	13		16		19								
16.95				N = 35										
18.00	D11	11		16		18								
18.45				N = 34										
19.50	D12	12		17		19								
19.95				N = 36										

AR : D16 nolu numune bos geldi.



YENİ SAHRA

KUYU NO : S11

KIPMAN : GMS-300

ZEMİN KOTU : 81.50 m

SONDAJ YÖNTEMİ : ROTARY : 0.00-36.50m arası.

KOORD. : N : E :

KUYU ÇAPI : 12 15-36.50m arası - 76mm.

BAŞLANGIÇ : 18.02.2000 BİTİŞ : 19.02.2000

DERİNLİK (m)	TİP	S.P.T. darbe sayısı				Muh. Drn. (m) Tarih	Y.A.S. Drn. (m)	TCR %	RQD %	SCR %	Drn. (m)	ZEMİN CİNSİ	KOT (m)	LEJAND
		15	7.5	7.5	7.5									
21.00	D13	13	20		22	18.02.20						Sert, sarı-kahverenkli, cakıllı KİL	57.50	
21.45			N = 42											
22.50	D14	13	21		24									
22.95			N = 45											
24.00	D15	33	50/5							24.00				
24.20														
25.50	D16	50/15	-		-							Mor renkli, ileri derecede ayrılmış KUMTASI(Arkoz)	53.50	
25.65														
27.00	D17	50/10	-		-									
27.10														
28.00										28.00				
28.50	D18	50/10	-		-		48	0						
28.60														
30.00	D19	50/5	-		-									
30.05														
31.50	D19	50/10	-		-		66	0				Mor renkli, orta-iri danelli, orta tabakalı, az-orta derecede ayrılmış KUMTASI(Arkoz)		
31.60														
33.00	D20	50/5	-		-									
33.05														
36.00							75	0						
36.50														
36.50														
36.50														
36.50							63	0			36.50	SONDAJ BİTİMİ	45.00	

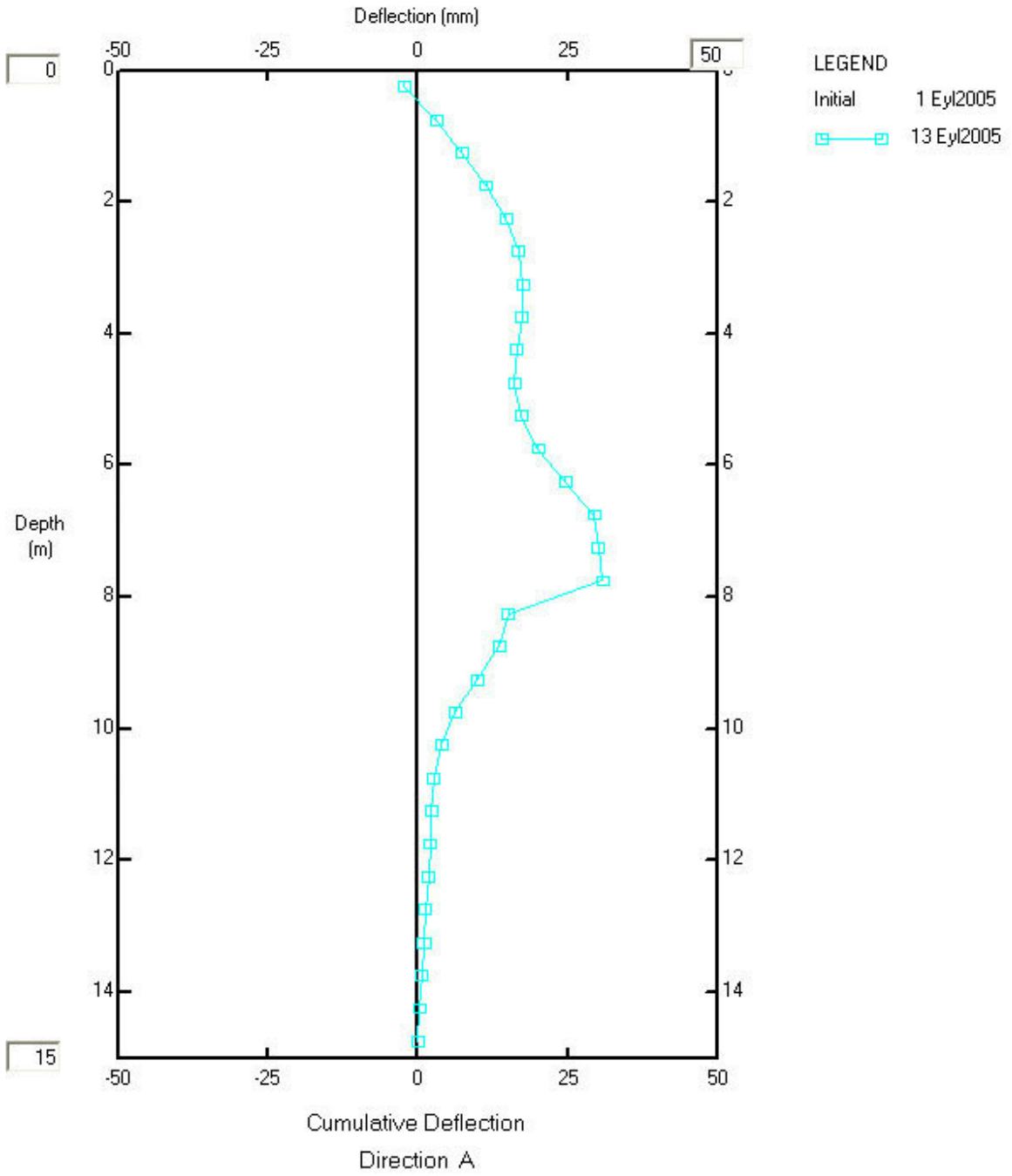
LAR :

DÖR : A.KOLUKISA

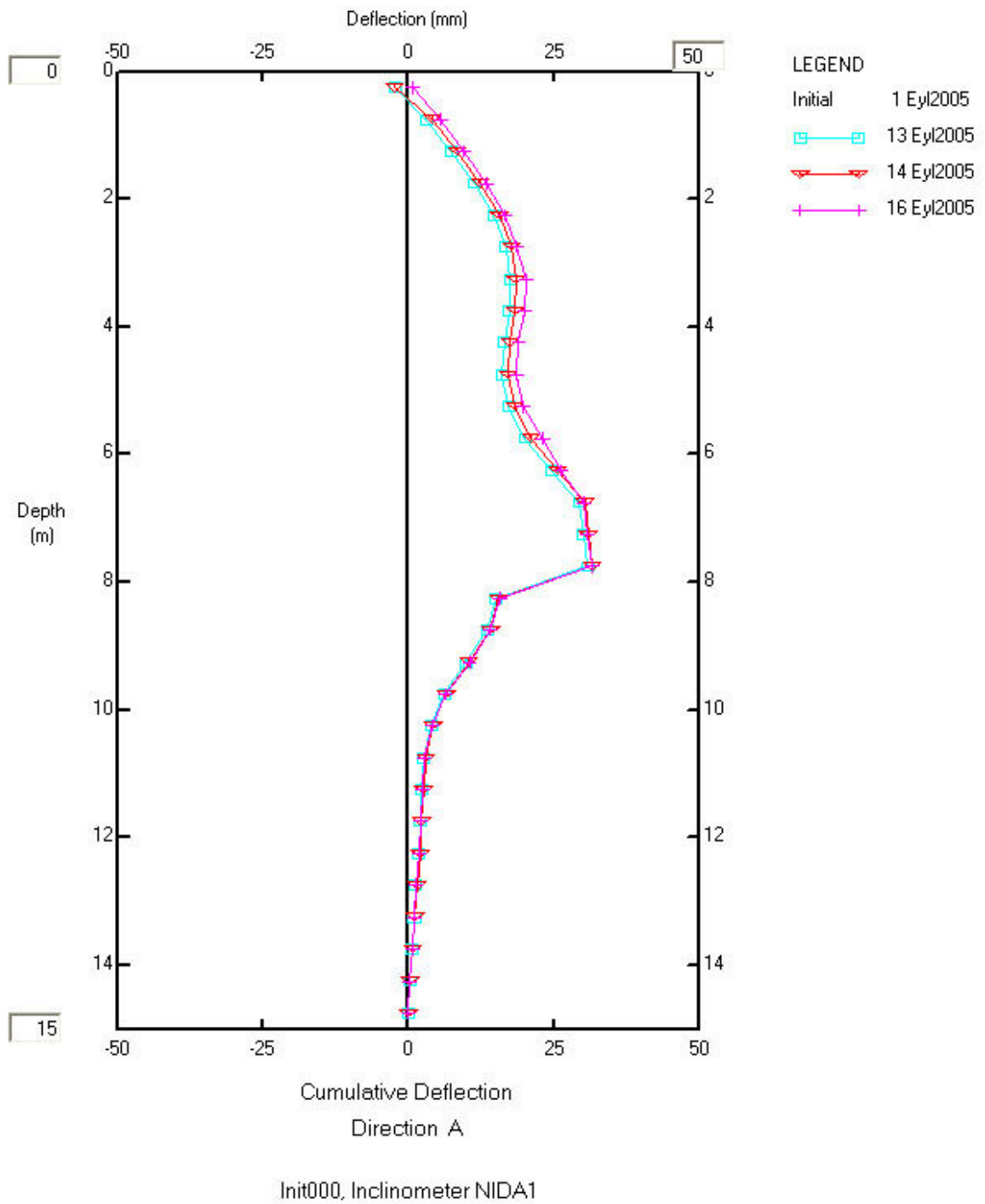
LOGU HAZIRLAYAN : AYSAN AKKAS

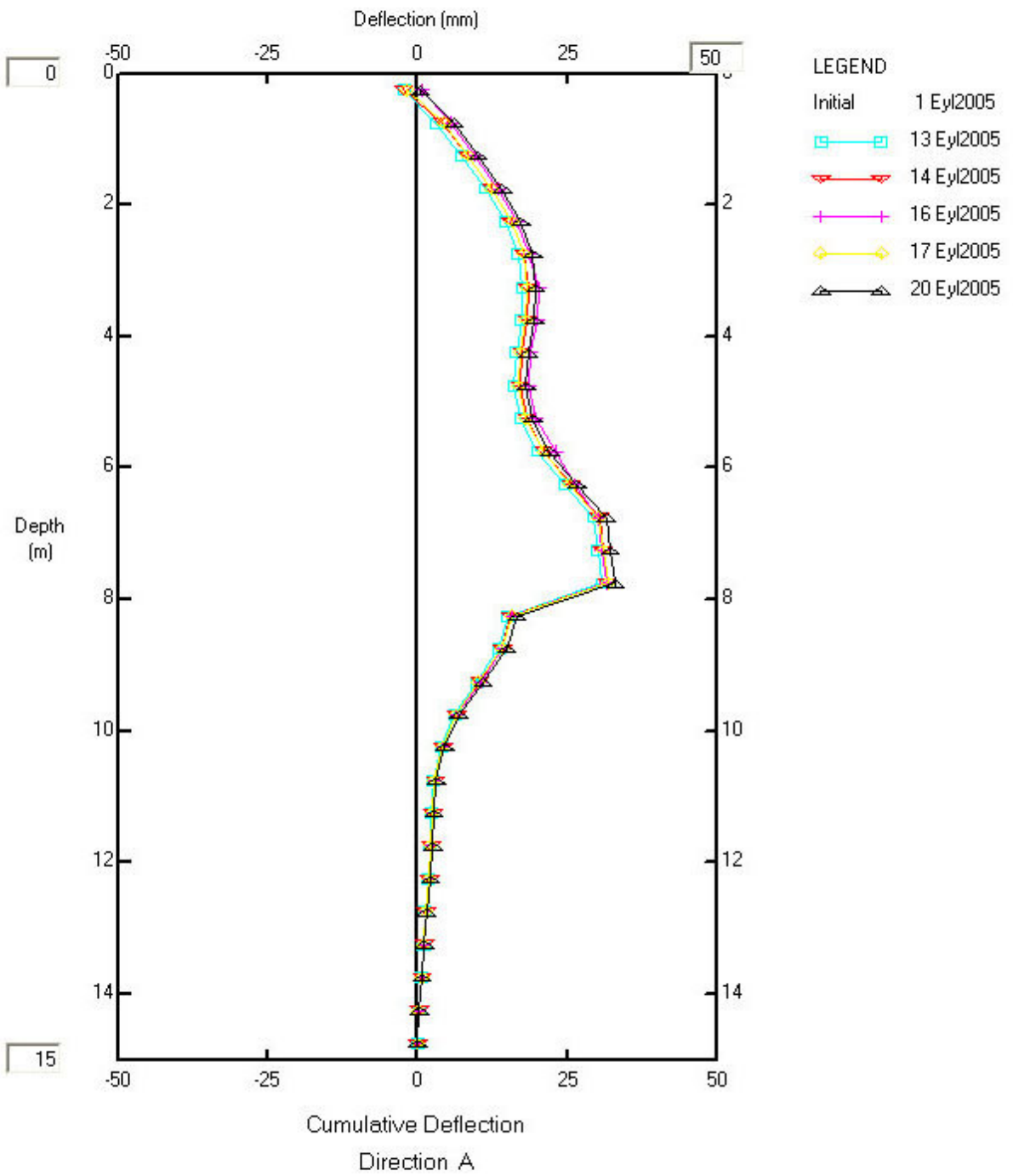
KONTROL EDEN : ADNAN ERTURAN

Ek 6 İnklinometrik ölçüm sonuçlarının değerlendirilmesi

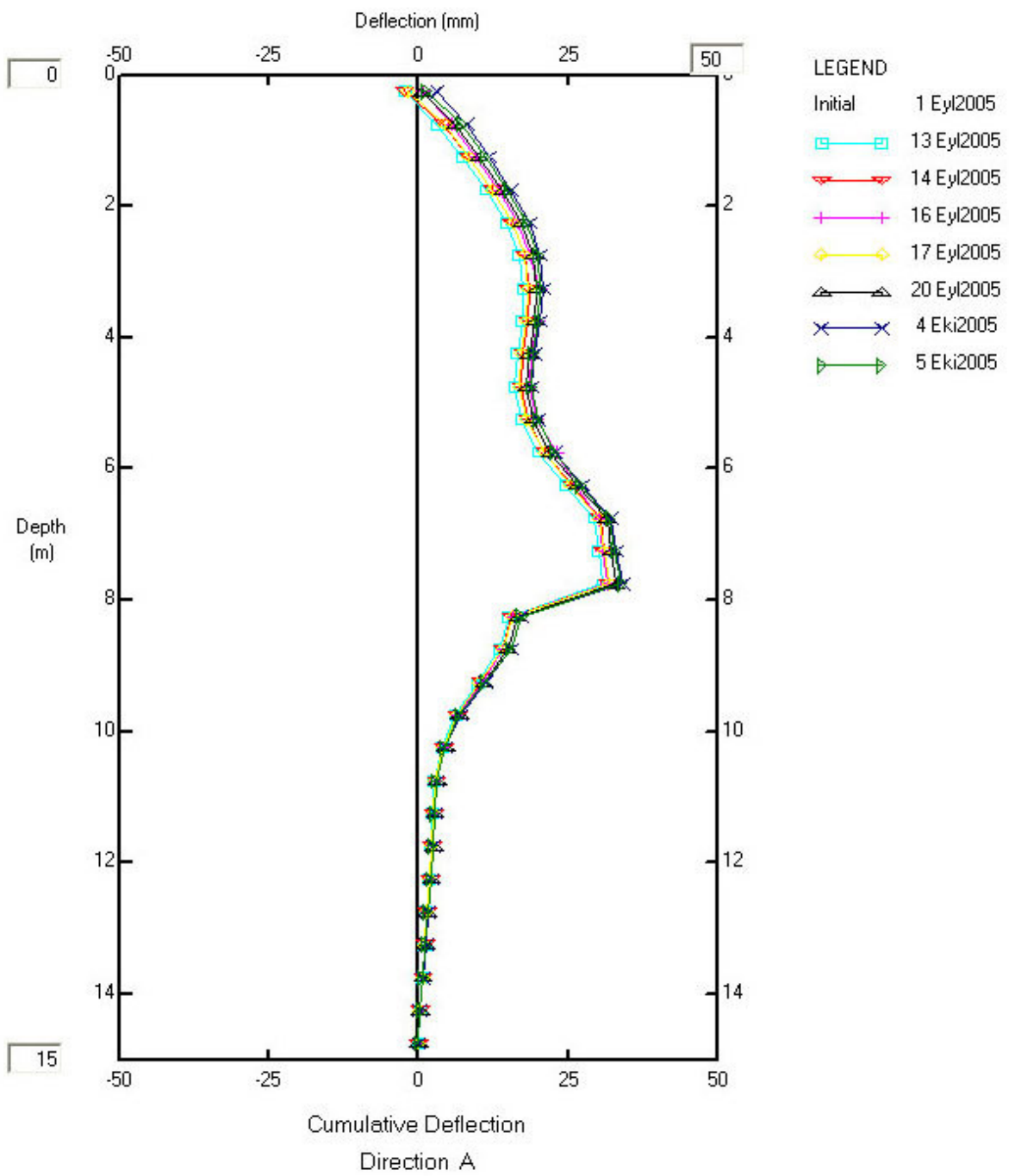


Init000, Inclinator NIDA1

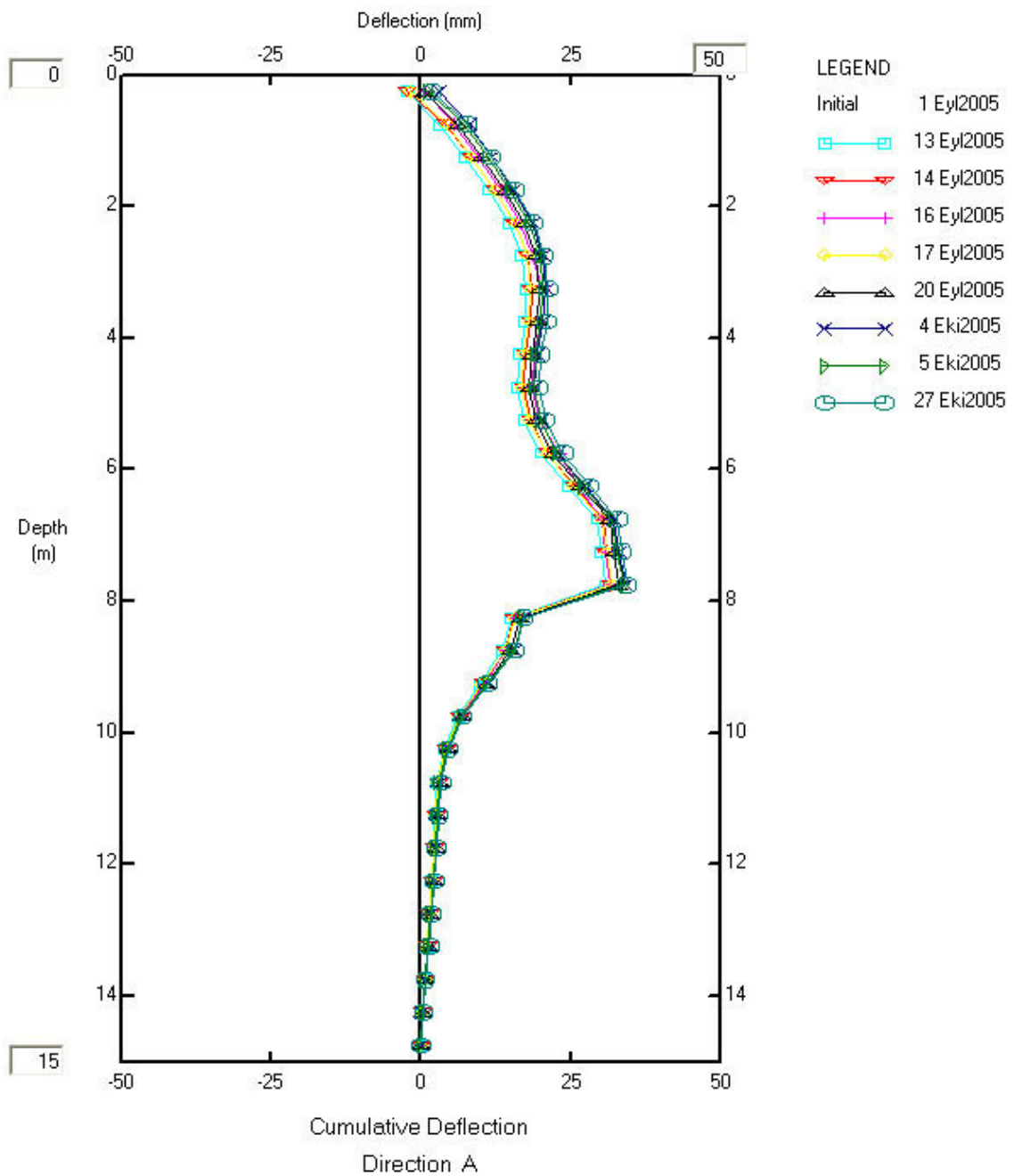


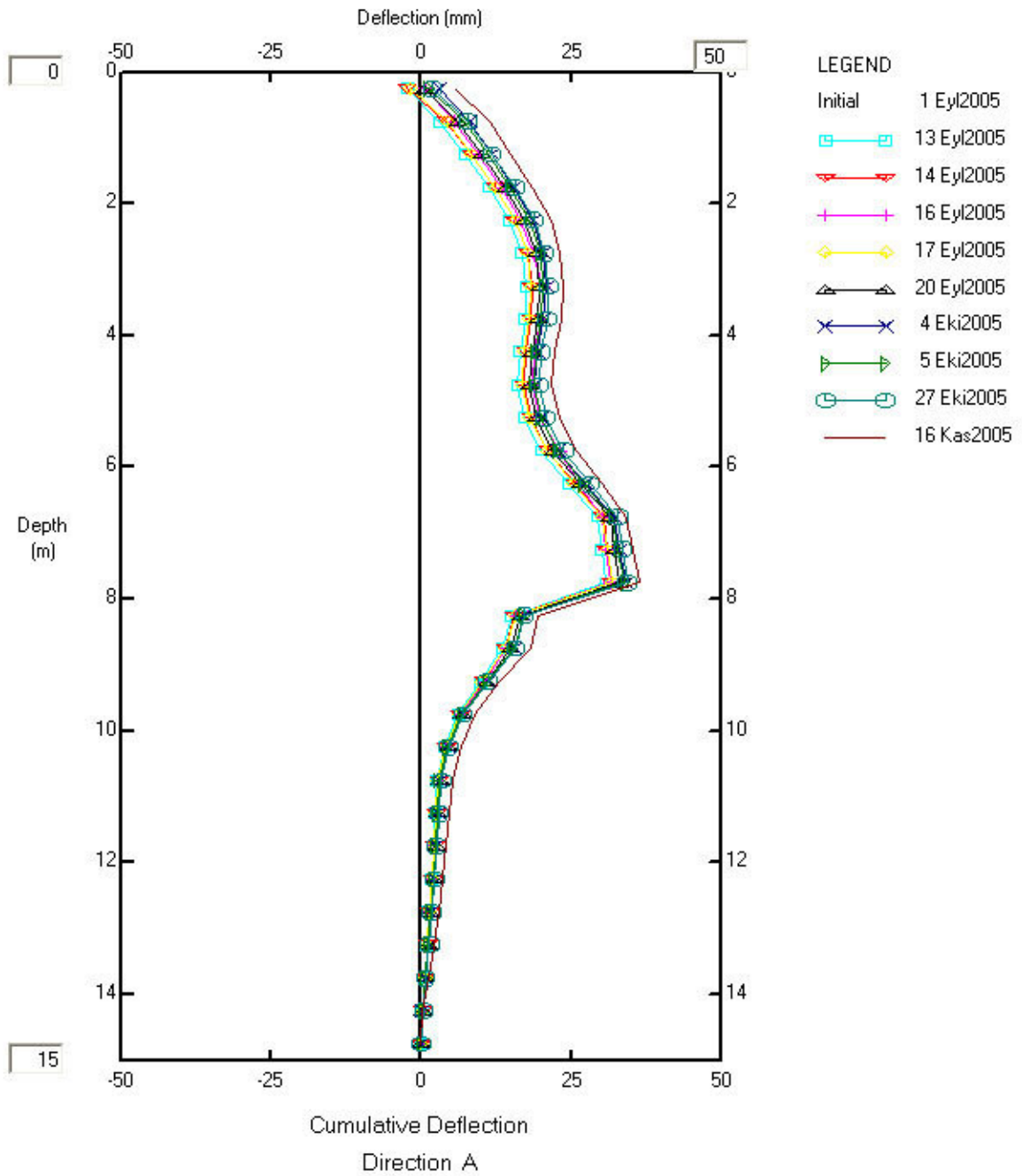


Init000, Inclinator NIDA1

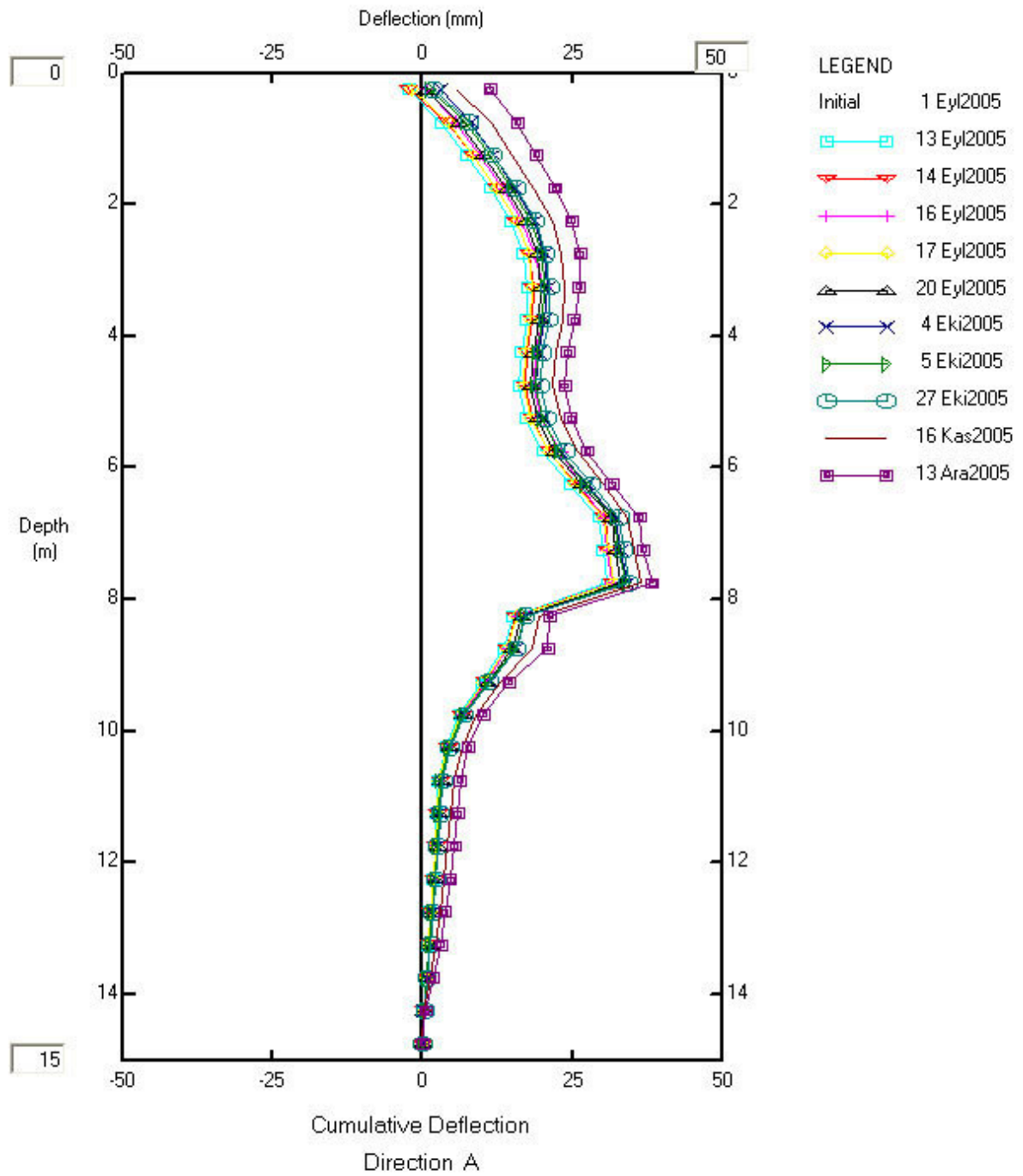


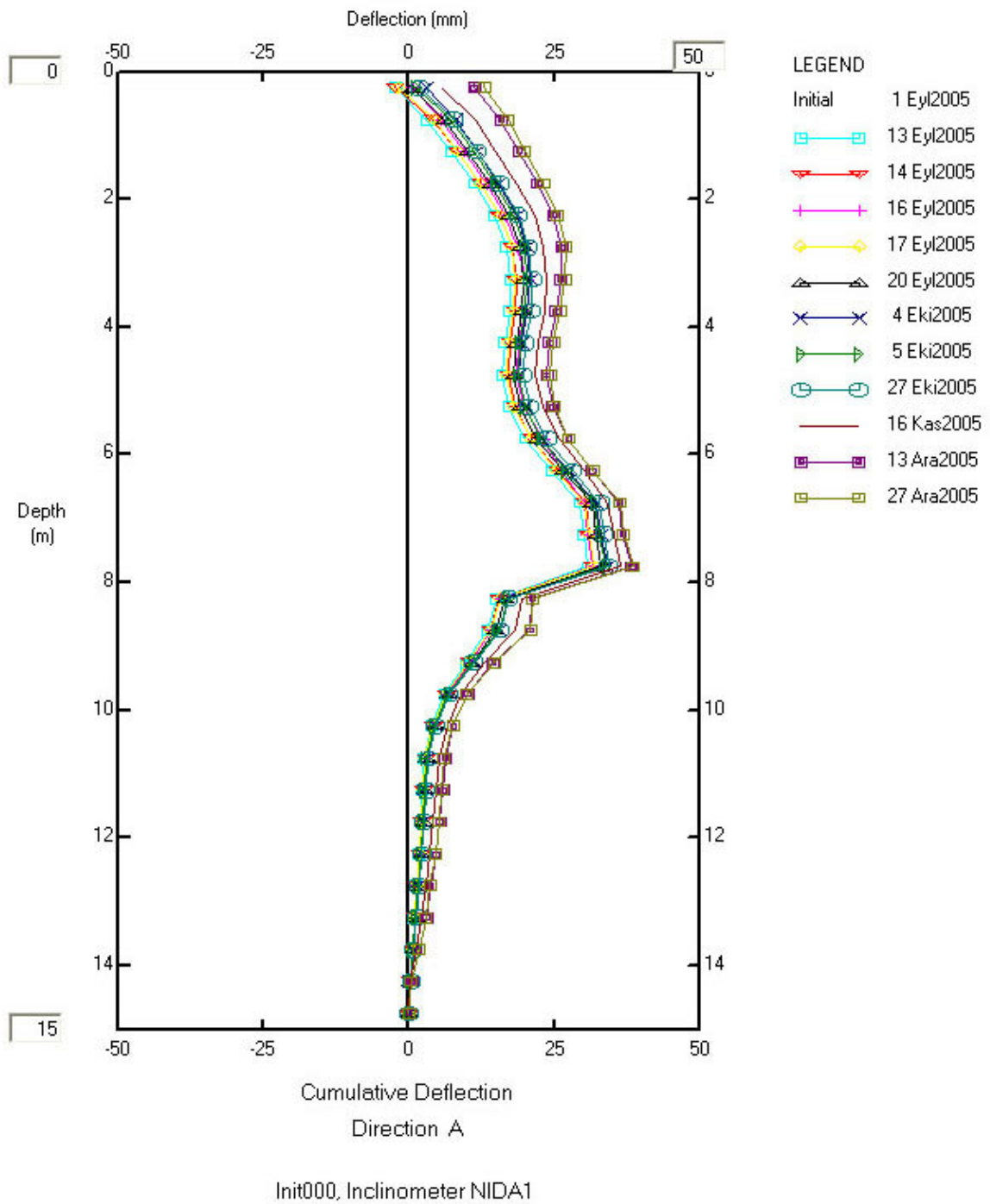
Init000, Inclinator NIDA1



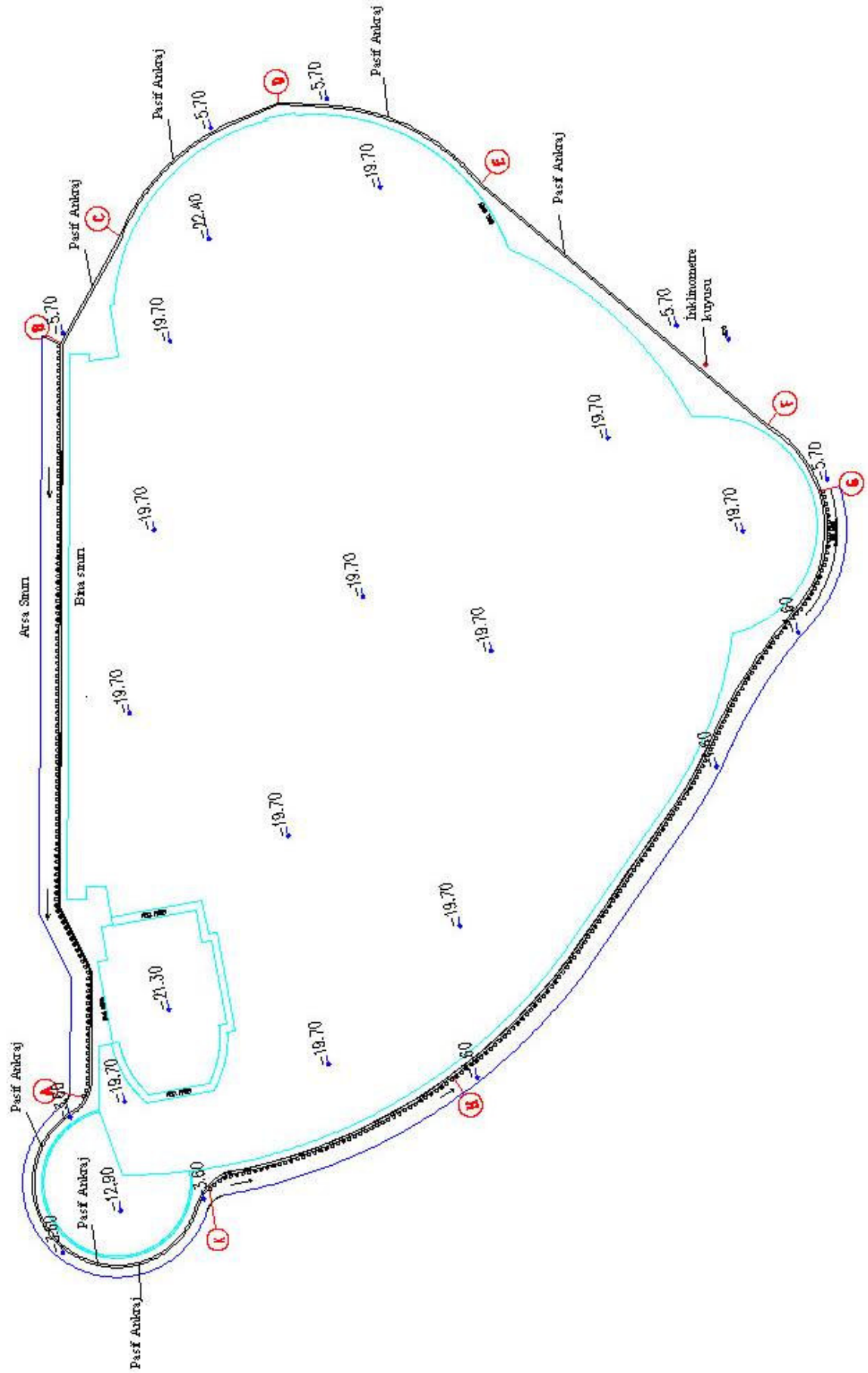


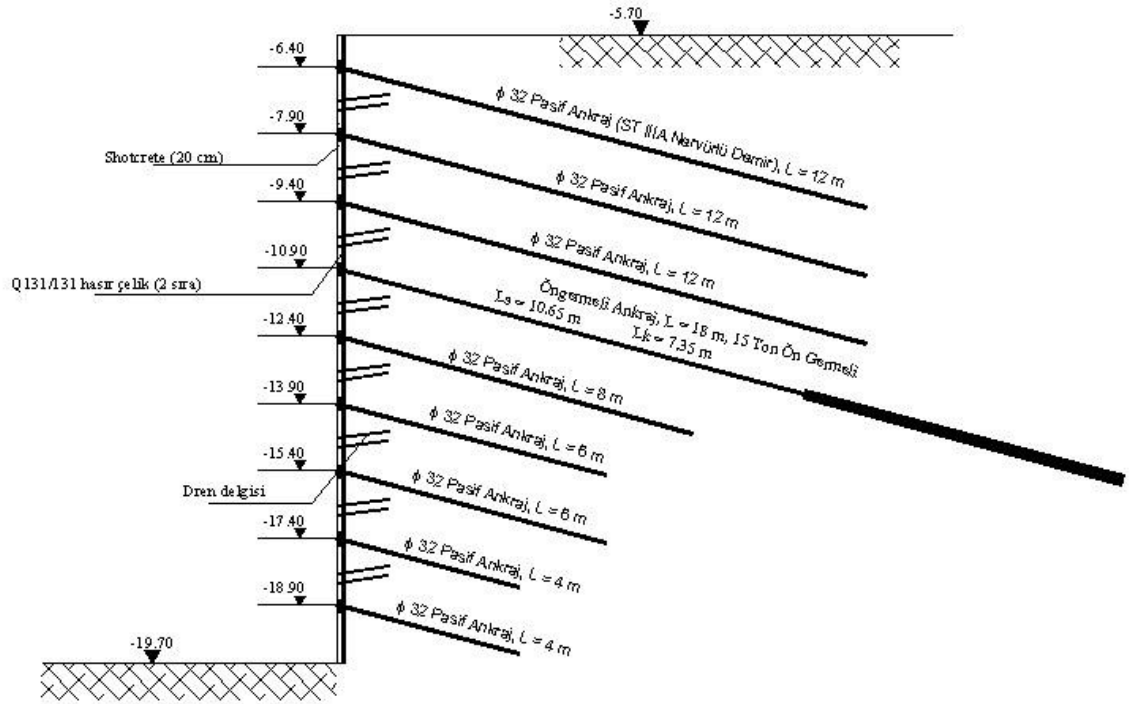
Init000, Inclinator NIDA1





Ek 7 Dayanma yapısı planı, kesit ve görünüş





Tip Kesit
PB + φ 32 Zemin çivisi
Sh = 2.0m Sv = 1.5m

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 28.03.1979

Doğum yeri İstanbul

Lise 1992-1996 Çemberlitaş Kız Lisesi

Lisans 1996-2000 Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fak.
İnşaat Mühendisliği BölümüYüksek Lisans 2002-2005 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Geoteknik Programı**Çalıştığı kurumlar**

2000-2001	MESA Mesken San AŞ, <i>İstanbul.</i>
2002-2002	KARE İnş San ve Tic AŞ, <i>İstanbul</i>
2002-2004	TEMELTAŞ İnşaat San ve Tic AŞ, <i>İstanbul</i>
2005-Devam ediyor	Gaziosmanpaşa Belediyesi, <i>İstanbul</i>