

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**KOHEZYONLU VE KOHEZYONSUZ ZEMİNLERDE TEK
ANKRAJLI PALPLANŞ PERDELERİN BİR BİLGİSAYAR
PROGRAMI YARDIMIYLA ANALİZİ**

İnş. Müh. Deniz Ünsal ÖZKAZANÇ

FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Öğr. Gör. Dr. Nejat Nuri ÇETİNKAYA

Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Feyza ÇİNCİOĞLU

: Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN

İSTANBUL, 2004

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	iv
KISALTMA LİSTESİ	v
ŞEKİL LİSTESİ	vi
ÇİZELGE LİSTESİ	xi
ÖNSÖZ.....	xii
ÖZET	xiii
ABSTRACT	xiv
1 GİRİŞ	
2. Toprak Basınçları	2
2.1 Genel.....	2
2.1.1 Aktif Toprak Basıncı (Toprak İtkisi).....	3
2.1.2 Pasif Toprak Basıncı.....	5
2.1.3 Sükunetteki Toprak Basıncı	6
2.2 Coulomb Formülü- Kama Metodu	8
2.3 İksa Sistemlerine Etkiyen Toprak Basınçları	11
2.4 Çok Sıra Ankrajlı İksa Sistemlerine Gelen Toprak Basıncı ve Dağılımları.....	12
2.5 Çok Sıra Ankrajlı Bir Duvarı Toprak Basıncı Dağılımı	13
3.Palplanş Perdeler	19
3.1 Ahşap Palplanşlar	20
3.2 Betonarme Palplanşlar	20
3.3 Çelik Palplanşlar.....	21
4.Zemin Ankrajları	24
4.1 Ankrajın Kısımları.....	25
4.1.1 Ankraj Kafası.....	26
4.1.2 Serbest Ankraj Boyu.....	26
4.1.3 Ankraj Kökü (Gövdesi)	27
4.2 Ankrajların Sınıflandırılması.....	28
4.2.1 Kullanım Sürelerine Göre Ankrajlar	28
4.2.1.1 Sürekli Ankrajlar	28
4.2.1.2 Geçici Ankrajlar	28
4.2.2 İmalat Teknikleri Dikkate Alınarak Ankrajların Sınıflandırılması	29
4.2.2.1 A Tipi Ankrajlar	30
4.2.2.2 B Tipi Ankrajlar	30

4.2.2.3 C Tipi Ankrajlar	30
4.2.2.4 D Tipi Ankrajlar	30
4.3 Zemin Ankrajlarının Tasarımı	31
4.3.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Ankraj Taşıma Kapasitesi.....	32
5 Ankrajlı Palplanş Perdelerin Çözümleriyle İlgili Bir Bilgisayar Programı.....	37
6 Yeraltı Suyunun Olmadığı Kohezyonsuz Zeminlerde Tek Ankrajlı Palplanş Perdelerin Analizleri.....	43
7 Yeraltı Suyunun Olduğu Kohezyonsuz Zeminlerde Tek Ankrajlı Palplanş Perdelerin Analizleri.....	97
8 Sonuçlar	105
KAYNAKLAR.....	109
EKLER	111
ÖZGEÇMİŞ.....	243

SİMGE LİSTESİ

α	Duvarın yatayla yaptığı açı (derece)
β	Zemin yüzünün yatayla yaptığı açı (derece)
γ_n	Zeminin birim ağırlığı (kN / m^3)
σ_v	Jeolojik yük (kN / m^2)
ϕ	Kayma mukavemeti açısı (derece)
ϕ'	Efektif kayma mukavemeti açısı (derece)
δ	Zemin ile duvar sırtı arasındaki sürtünme açısı (derece)
ψ	Genleşme açısı (derece)
τ_m	Çevre sürtünmesi (kN / m^2)
c_a	Adezyon (kN / m^2)
c_u	Drenajsız kohezyon (kN / m^2)
C	Kohezyon (kN / m^2)
d	Şaft çapı (m)
D	Çakma derinliği (m)
D	Ankraj kök çapı (m)
E	Elastisite modülü
H	Kazı derinliği (m)
H_w	Yüzeyden aşayıya su yüksekliği (m)
I	Atalet momenti
L	Ankraj kök boyu (m)
K_a	Aktif toprak basıncı katsayısı
K_p	Pasif toprak basıncı katsayısı
K_o	Sükunetteki toprak basıncı katsayısı
m	Azaltma katsayısı
N	SPT vuruş sayısı
N_q	Taşıma gücü katsayısı
P	Kazı tabanı üstündeki toplam aktif basınç (kN / m^2)
P_a	Aktif toprak basıncı (kN / m^2)
P_p	Pasif toprak basıncı (kN / m^2)
P_o	Sükunetteki toprak basıncı (kN / m^2)
P_0	Yatay toprak basıncı (kN / m^2)
q	Sürşarj yükü (kN / m^2)
z	Derinlik (m)
z_o	Çekme gerilmesinin sıfır olduğu derinlik (m)

KISALTMA LİSTESİ

AKO Aşırı Konsolidasyon Oranı
SPT Standart Penetrasyon Testi



Şekil 2.1 Aktif toprak basınçları.....	5
Şekil 2.2 Pasif toprak basınçları.....	6
Şekil 2.3 Aktif pasif basınçların prensip şeması.....	8
Şekil 2.4 Coulomb toprak basıncı.....	9
Şekil 2.5 Farklı duvar hareketleri için toprak basıncı dağılımları.....	12
Şekil 2.6 Çok sıra ankrajlı bir duvarda toprak basıncı dağılımı.....	13
Şekil 2.7 Terzaghi-Peck tarafından önerilen kohezyon zeminler için (a) ve kohezyonsuz zeminler için (b) toprak basıncı dağılımları.....	14
Şekil 2.8 Tschebotorloft tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için (a) ve kohezyonlu zeminler için (b) toprak basıncı dağılımı.....	15
Şekil 2.9 Lehman tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için toprak basıncı dağılımları.....	16
Şekil 2.10 İsveç Yapı Standartları tarafından düşük relatif sıkılıklı (a) ve yüksek relatif sıkılıklı (b) kohezyonsuz zeminler için önerilen toprak basıncı dağılımları.....	17
Şekil 2.11 İsviçre Zemin Ankrajları Standardı tarafından kohezyonsuz zeminler için önerilen toprak basıncı dağılımları	17
Şekil 3.1 Ahşap palplanş tipleri	20
Şekil 3.2 Betonarme palplanş tipleri	21
Şekil 3.3 Çelik palplanş tipleri.....	22
Şekil 3.4 Palplanş perdelerin uygulama yerleri	23
Şekil 4.1 Tipik bir geçici ankraj	25
Şekil 4.2 Ankraj kafası.....	26
Şekil 4.3 Temel ankraj tipleri.....	29
Şekil 4.4 Taşıma gücü kapasitesi faktörü ile efektif kayma mukavemeti açısı arasındaki ilişki.....	34
Şekil 4.5 Kumlu çakıllar ve çakıllı kumlarda maksimum ankraj kapasitesi.....	35
Şekil 4.6 Emniyetli ankraj kapasitesi, standart penetrasyon deneyi ve dinamik penetrasyon deneyi arasındaki ilişki.....	36
Şekil 5.1 Spw programında tabakalar ve palplanşın görünümü.....	39
Şekil 5.2 Spw programında tabakalar ve palplanşın görünümü.....	40
Şekil 6.1 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliklerinin kazı yüksekliklerine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	51
Şekil 6.2 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliklerinin kazı yüksekliklerine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi ($\phi = 28^\circ$).....	52
Şekil 6.3 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliklerinin kazı yüksekliklerine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi ($\phi = 30^\circ$).....	53
Şekil 6.4 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliklerinin kazı yüksekliklerine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi ($\phi = 32^\circ$).....	54
Şekil 6.5 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliklerinin kazı yüksekliklerine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi ($\phi = 34^\circ$).....	55

Şekil 6.6 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde ankraj kuvvetinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	56
Şekil 6.7 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde ankraj kuvvetinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi ($\phi = 28^\circ$).....	57
Şekil 6.8 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde ankraj kuvvetinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi ($\phi = 30^\circ$)	58
Şekil 6.9 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde ankraj kuvvetinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi ($\phi = 32^\circ$).....	59
Şekil 6.10 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde ankraj kuvvetinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi ($\phi = 34^\circ$).....	60
Şekil 6.11 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	61
Şekil 6.12 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi ($\phi = 28^\circ$).....	62
Şekil 6.13 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi ($\phi = 30^\circ$).....	63
Şekil 6.14 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi ($\phi = 32^\circ$).....	64
Şekil 6.15 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi ($\phi = 34^\circ$).....	65
Şekil 6.16 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momenti yerinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	66
Şekil 6.17 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momenti yerinin kazı yüksekliklerine göre farklı a/H oranlarında değişimi ($\phi = 28^\circ$).....	67
Şekil 6.18 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momenti yerinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi ($\phi = 30^\circ$).....	68
Şekil 6.19 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momenti yerinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi ($\phi = 32^\circ$)	69
Şekil 6.20 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momenti yerinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi ($\phi = 34^\circ$).....	70

Şekil 6.21 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	71
Şekil 6.22 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($\phi = 28^\circ$).....	72
Şekil 6.23 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($\phi = 30^\circ$).....	73
Şekil 6.24 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($\phi = 32^\circ$).....	74
Şekil 6.25 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($\phi = 34^\circ$).....	75
Şekil 6.26 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	76
Şekil 6.27 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi ($\phi = 28^\circ$).....	77
Şekil 6.28 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi ($\phi = 30^\circ$).....	78
Şekil 6.29 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi ($\phi = 32^\circ$).....	79
Şekil 6.30 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi ($\phi = 34^\circ$).....	80
Şekil 6.31 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi ($a/H = 0.1$).....	81
Şekil 6.32 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi ($a/H = 0.2$).....	82
Şekil 6.33 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi ($a/H = 0.3$).....	83
Şekil 6.34 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentlerinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($a/H = 0.1$).....	84
Şekil 6.35 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentlerinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($a/H = 0.2$).....	85

Şekil 6.36 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentlerinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($a/H = 0.3$).....	86
Şekil 6.37 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin içsel sürtünme açısının a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($a/H = 0.1$).....	87
Şekil 6.38 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin içsel sürtünme açısının a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($a/H = 0.2$).....	88
Şekil 6.39 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin içsel sürtünme açısının a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($a/H = 0.3$).....	89
Şekil 6.40 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($a/H = 0.1$).....	90
Şekil 6.41 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($a/H = 0.2$).....	91
Şekil 6.42 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($a/H = 0.3$).....	92
Şekil 6.43 Yeraltı suyu bulunmayan kohezyonsuz zeminlerde 4-10 m kazı yükseklikleri arasında tek ankrajlı palplanş perdelerin sürşarj durumunda ankraj kuvvetlerinin $\left(\frac{q}{\gamma \cdot H}\right)$ değerine göre değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	94
Şekil 6.44 Yeraltı suyu bulunmayan kohezyonsuz zeminlerde 4-10 m kazı yükseklikleri arasında tek ankrajlı palplanş perdelerin sürşarj durumunda maksimum momentlerinin $\left(\frac{q}{\gamma \cdot H}\right)$ değerlerine göre değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	95
Şekil 6.45 Yeraltı suyu bulunmayan kohezyonsuz zeminlerde 4-10 m kazı yükseklikleri arasında tek ankrajlı palplanş perdelerin sürşarj durumunda çakma derinliklerinin $\left(\frac{q}{\gamma \cdot H}\right)$ değerlerine göre değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	96
Şekil 7.1 Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliklerinin kazı yüksekliklerine göre farklı Hw/H oranlarında $a/H = 0.2$ için değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	99
Şekil 7.2 Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetlerinin kazı yüksekliklerine göre farklı Hw/H oranlarında $a/H = 0.2$ için değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	100
Şekil 7.3 Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentlerinin kazı yüksekliklerine göre farklı Hw/H oranlarında $a/H = 0.2$ için değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	101
Şekil 7.4 Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliklerinin Hw/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	102

Şekil 7.5 Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetlerinin H_w/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi ($\phi = 26^\circ$).....	103
Şekil 7.6 Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum momentlerinin H_w/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişim.....	104



Çizelge 2.1 Kohezyonsuz zeminlerde düşey duvar arkası ($\alpha = 90^\circ$) ve yatay dolgu ($\beta = 0^\circ$) halinde K_a değerleri.....	10
Çizelge 2.2 Kohezyonsuz zeminlerde düşey duvar arkası ($\alpha = 90^\circ$) ve yatay dolgu halinde K_p değerleri.....	10
Çizelge 4.1 Ankrajlar için minimum güvenlik değerleri (BS-8081, 1989, British Standart Code of Practice for Ground Anchorages, British Standart Institution.).....	28
Çizelge 6.1 Yeraltı suyunun olmadığı tek ankrajlı palplanş perdelerde ankraj kuvvetleri, maksimum momentler ve maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açısı 26° için değerleri.....	46
Çizelge 6.2 Yeraltı suyunun olmadığı tek ankrajlı palplanş perdelerde ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, maksimum momentler ve maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açısı 28° için değerleri.....	47
Çizelge 6.3 Yeraltı suyunun olmadığı tek ankrajlı palplanş perdelerde ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, maksimum momentler ve maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açısı 30° için değerleri.....	48
Çizelge 6.4 Yeraltı suyunun olmadığı tek ankrajlı palplanş perdelerde ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, maksimum momentler ve maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açısı 32° için değerleri.....	49
Çizelge 6.5 Yeraltı suyunun olmadığı tek ankrajlı palplanş perdelerde ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, maksimum momentler ve maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açısı 34° için değerleri.....	50
Çizelge 6.6 Yeraltı suyunun olmadığı tek ankrajlı palplanş perdelerde ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, ve maksimum momentlerin sürşarj yükü etkisi altında içsel sürtünme açısı 26° için değerleri.....	93
Çizelge 7.1 Yeraltı suyunun olduğu tek ankrajlı palplanş perdelerde ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açısı 26° için değerleri.....	98

ÖNSÖZ

Bu yüksek lisans tezi kapsamında, gelişen Geoteknik Mühendisliği alanında tek ankrajlı palplanş perdelerin yeraltı suyunun olduğu zeminlerde (sürşarjlı – sürşarjsız) ve yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde (sürşarjsız) incelemesi bir bilgisayar programı yardımıyla yapılmıştır.

Tezimin hazırlanması sırasında benden yardımlarını esirgemeyen çok değerli hocam Sn. Yrd.Doç.Dr. Nejat Nuri Çetinkaya'ya, Arş.Gör. M.Şükrü Özçoban'a, sevgili kuzenim İnşaat Yüksek Mühendisi Tolga Kardeş'in'e, büyük desteğini minnetle andığım Makina Mühendisi Vural Uysalol'a, sevgili iş arkadaşlarıma, son olarak da her zaman, her koşulda yanımda olmalarının sonsuz güvenini hissettiğim aileme, burada teşekkür etmeyi -yetersiz de olsa- bir borç bilirim.

Ağustos 2004

Deniz Ünsal Özkazanç



ÖZET

Kazı sahaları içinde kazının düşey olarak teşkilini sağlamak ve kazı çevresinde bulunan, bina, yol ve mevcut diğer yapılarda oluşabilecek hasarları önlemek için destekleme sistemi yapılması derin kazı gerektiren yapıların inşaatı boyunca gerekli olmuştur. Kazı derinliklerinin büyük olduğu metro, yüksek bina temeli gibi yapılarda, istinat duvarı gibi klasik destekleme sistemlerinin kullanılması ekonomik olmamakla birlikte, kazı sahasını daralttığı için tercih edilmemektedir. Bunların yerine, son yıllarda derin kazı çukurlarının güvenli ve ekonomik olarak desteklenmesi için ankrajlı iksa sistemleri sıkça kullanılmaya başlanmıştır.

Bu çalışma sırasında yeraltı suyunun olduğu ($\phi = 26^\circ$, $H=4-10$ m) ve ağırlıklı olarak yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde ($\phi = 26^\circ - 34^\circ$), kazı derinliği $H=4-12$ m arasında ankrajlı palplanş perdeler üzerinde durulmuş, bu perdelerle ilgili bir bilgisayar programı yardımıyla perdeye ait moment, kesme kuvveti, yanal deplasman, perdeye etkiyen toprak basıncı ve bunlar arasındaki ilişkiler incelenmiştir.

Anahtar kelimeler: Palplanş Perdeler, Ankrajlar, Derin Kazılar



ABSTRACT

Soil supporting systems have to be built for avoiding effects on neighbouring buildings, roads and other structures, while the application of deep excavations. It has been observed that the use of classical retaining structures like retaining walls are not safe enough also not economical for projects requiring deep excavations. In last years, under geotechnical and foundation engineering considerations, the design more functional, safer and more economic solutions like multiple anchored earth retaining walls have been developed.

In this work, the anchor supported sheet pile walls with a single row of anchor in granular soils with no water and with groundwater have been analyzed in cohesionless soils, by a computer program (concerned about this walls) moment, shear force, horizontal displacement, earth pressures that acting to the wall and relations between them is researched while $\phi = 26^\circ - 34^\circ$, dept of excavation, $H=4-12$ m

On the other hand, the surcharge effect analysis has been performed from 0.0 kN/m^2 (No surcharge) to 100.0 kN/m^2 being uniformly distributed at the surface of the backfill, with no water.

Keywords: Sheet Pile Walls, Anchors, Deep Excavations.



1 GİRİŞ

Çelik betonarme veya ahşap yapı malzemelerinden imal edilen palplanşları yanyana çakarak oluşturduğumuz su sızdırmaz perdeler “palplanş perde” olarak isimlendirilmektedir.

Palplanş perdeleri yapıdaki görevlerine göre; yapının bir bölümünü oluşturan, yapıda yardımcı olan ve başlı başına yapı görevi yapanlar diye 3 grupta toplayabiliriz.

Örneğin; su kabartan yapılarda suyun yapı altına sızması ve kaçmasını önlemeye, yapıların ayrılmaya karşı korunumunda yapıların stabilite emniyetini artırmaya yaradıkları gibi bizzat rıhtım duvarları, dalga kıranlar ve benzeri yapıların inşaatında yapıların zeminde kalan birer parçası olarak görev yaparlar. Temel inşaatı sırasında yüzeysel veya yeraltı sularını temel çukurundan uzakta tutarak da yardımcı bir vasıta görevi yaparlar.

Büyük şehirlerde arsaların pahalı ve sınırlı olması, bu gibi yerlerde inşaa edilecek yapılardan optimum şekilde faydalanılmasını zorunlu kılmaktadır. Bu da yapı hacminin artırılması ile mümkün olacağından yapılar inşa edilirken zemin altından faydalanma yoluna gidilir. Zeminden faydalanırken bodrum kat ilavesi dolayısıyla derinlikleri fazla olan bodrum kazılarının civarlarındaki binalara, yollara ve alt yapı tesislerine zarar vermemesi için dayanım yapıları inşaa edilir. Bu tip dayanım yapılarının klasik istinat yapıları ile inşaatı kazı derinliğinin fazla oluşu ve inşaatındaki zorluk sebebiyle mümkün değildir.

Palplanş perdelerine ait hesap yöntemleri; Grafik Yöntem, Analitik Yöntem ve bilgisayar sistemlerinde hesaplama olarak 3 kısımda toplanabilir. Grafik ve Analitik yöntemle hesabın zaman alıcı ve belli şartlara dayalı olması sebebiyle bilgisayar sistemleri ile hesap yapmak kaçınılmaz olmuştur.

Ahşap, betonarme ve çelik palplanşlar ülkemizde iksa yöntemlerinde kullanılmaktadır. Betonarme palplanşlar önceden hazırlanmıştır, yumuşak zemine çakıldığı gibi kumlu zemine yıkamayla yerleştirilebilir. Ahşap palplanş zeminde uzun süre kaldığında çürüyebileceğinden, en verimli uygulaması kazılarda düşey kaplama biçimindedir. Çelikten yapılan palplanşlar bir çok olumlu yönü sebebiyle günümüzde kullanım alanı bulmuştur. Bu palplanşların yurt dışından ithal edilmesi ve teminindeki zorluk dezavantajdır. Palplanş perdelerin az sayıda fazla taşıma kapasiteli ankrajlar ile ankrajlaması yerine, çok sayıda taşıma kapasitesi düşük ankrajlar ile yapılması sistemlerin emniyeti açısından daha güvenlidir.

2. Toprak Basınçları

2.1 Genel

Bir yapı elemanı ile zemin arasındaki temas yüzeyinde meydana gelen basınca toprak basıncı denir. Toprak basıncı şiddeti, gerek bileşkenin büyüklüğü ve tatbik noktası, gerekse toprağın birbirine göre (rölatif) hareketine bağlıdır.

Palplanşlardan yapılan perde, istinat veya rıhtım duvarlarının denge ve mukavemet hesapları toprak itkisi ve direnci teorilerine dayanır. Bugün kullanılmakta olan klasik toprak basıncı teorileri 1776'da Coulomb, 1857'de Rankine tarafından geliştirilmiştir.

Coulomb, toprak basıncı teorisini yine kendi geliştirdiği zemin kırılma kriterlerine dayandırmıştır. Bu teori zeminin kohezyon ve içsel sürtünmesi olduğunu ve zeminin duvara göre belirli bir kayma hareketi yapması sonucu duvar sırtında bir sürtünme olduğunu kabul etmektedir. Böylece duvarın öne hareketi sonucu belirli bir düzlemde kayma ile oluşan zemin kamasının duvara etkisi incelenmiştir.

Coulomb, duvar arkası dolgusunun şekil değiştirmeyen fakat kırılabilen bir kütle olarak düşünmüştür. Şu halde Coulomb, etüdlere deformasyon (birim uzama veya kısalma) olayını göz önüne almamıştır.

Düzlem yüzeyli kumun duvara yaptığı etkiyi incelemiş olan Rankine, zeminle duvar arasındaki sürtünmeyi hesaba katmamıştır. Rankine teorisinin geçerli olabilmesi için 2 şartın sağlanması gerekir;

a- Deformasyon şartı;

Plastik denge durumuna ulaşabilmesi için zeminin düşey düzlemler boyunca ötelenmesi gerekir.

b- Gerilme şartı;

Düşey ve yatay düzlemler asal gerilme düzlemleridir. Düşey ve yatay düzlemlerde kayma gerilmesi yoktur.

Coulomb teorisinin yayınlanmasından sonra genel uygulama için grafik çözüm Poncelet (1846) tarafından geliştirilmiştir. Poncelet çözümü Rebhahn (1871) tarafından bugün de uygulanan yöntem olarak geliştirilmiştir. Yine bu yıllarda Culmann (1866), bugün kendi adıyla anılan deneme kaması yöntemini yayınlamıştır.

Daha sonraki yıllar perde duvarın uygulamaya girişine sahne olmuştur. Kum ve killere çakılan palplanşların ekonomik analizi Rowe tarafından yapılmıştır.

Toprak basıncı ve direncine ait teorilerin çoğu şu kabullere dayar,

- 1- Duvar arkası dolgusu homojen ve izotropdur,
- 2- Zemin kayma direnci tek parametre ile ifade edilir (ϕ),
- 3- Duvar arkası dolgusunun deformasyonu duvar sırtına dik olan birbirine paralel düzlemler içinde olur (iki boyutlu deformasyon),
- 4- Duvar arkası dolgusu içinde nötr gerilme yoktur veya ihmal edilebilecek mertebe küçüktür,
- 5- Deformasyon düzlemine dik olan üçüncü boyutu 1.0 metre (birim) kabul edilecektir.

İstinat yapılarına etkiyen toprak basınçlarının hesaplanmasında plastisite teorisinden hareket eden Rankine teorisi, Coulomb tarafından kurulan ve sonraları geliştirilen Kama teorisi kullanılmaktadır. Ayrıca ilave yüklerden doğan yanal basınçların hesaplanmasında elastisite teorisinden istifade ile elde olunan formüller de mevcuttur. Çeşitli relatif hareketler için toprak basıncı aşağıdaki sınır değerlerine ayrılır.

2.1.1 Aktif Toprak Basıncı (Toprak İtkisi)

Arkasında zemin tutan bir perde düşey, arkasındaki zemin yatay ve duvar / zemin arasındaki sürtünme açısı $\delta = 0^\circ$ ise herhangi bir Z derinliğindeki noktaya etkiyen toprak basıncı P_a ile gösterilirse,

($\alpha = 0^\circ, \beta = 0^\circ, \delta = 0^\circ$) Şekil 2.1.a'da gösterildiği üzere kumlu zeminlerde ($c = 0, \phi$ hali), (2.1) eşitliğiyle;

$$P_a = \gamma \cdot Z \cdot \tan^2(45 / \phi / 2) \quad (2.1)$$

Şekil 2.1.b'de killi zeminlerde (c, ϕ hali), (2.2) eşitliğiyle;

$$P_a = \gamma \cdot Z \cdot \tan^2(45 - \phi / 2) - 2 \cdot c \cdot \tan(45 - \phi / 2) \text{ hesaplanır.} \quad (2.2)$$

Burada aktif toprak basıncı katsayısı (2.3) eşitliğiyle;

$$K_a = \tan^2(45 - \phi / 2) \quad (2.3)$$

bulunabilir..Buna göre $P_a = 0$ olan derinlik;

$Z_o = 2 \cdot c / K_a$ (2.4) eşitliğinde

$$Z_o = 2 \cdot c / \gamma \cdot \sqrt{K_a} \quad (2.4)$$

verilmektedir.

Bu seviye ile zemin yüzü arasında çekme gerilmeleri yeralır. Zemin yüzünde ($Z = 0$ için) çekme gerilmesi maksimum (2.5) eşitliğindeki değere ulaşır;

$$P_a = -2 \cdot c / \sqrt{K_a} \quad (2.5)$$

$\phi = 0^\circ$ halinde ise (2.6) ve (2.7) eşitlikleriyle;

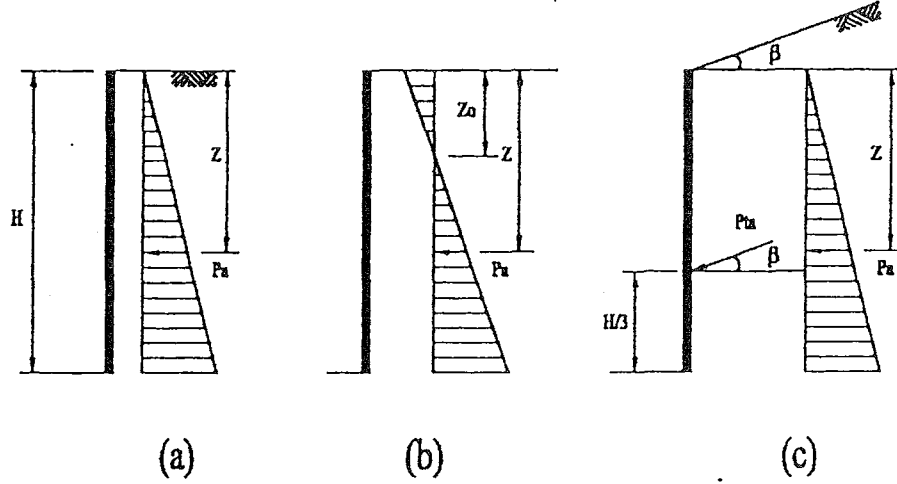
$$P_a = \gamma \cdot Z - 2 \cdot c \quad (2.6)$$

$$Z_o = 2 \cdot c / \gamma \quad (2.7)$$

hesaplanabilir.

Kumlu zeminlerde eğik duvar arkası dolgusu halinde ($\beta \neq 0$), zemin yüzüne paralel aktif toprak basıncı Şekil 2.1.c'de de gösterildiği üzere (2.8) eşitliyiyle hesaplanabilir;

$$P_a = \gamma \cdot Z \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \cdot \cos \beta \quad (2.8)$$



Şekil 2.1 Aktif toprak basınçları

2.1.2 Pasif Toprak Basıncı

Arkasında üst yüzü yatay bir zemin sürtünmesiz düşey bir duvarın ($\alpha = 90^\circ, \beta = 0^\circ, \phi = 0^\circ$) herhangi bir Z derinliğindeki noktasına etkiyen basınç, Şekil 2.2.a'da kumlu zeminlerde de ($c = 0^\circ, \phi$ hali) gösterildiği üzere (2.9) eşitliğiyle hesaplanır;

$$P_p = \gamma \cdot Z \cdot \tan^2(45 + \phi/2) \quad (2.9)$$

Aynı şekilde (2.10) eşitliğiyle Şekil 2.2.b'de killi zeminlerde (c, ϕ hali) gösterilmektedir.

$$P_p = \gamma \cdot Z \cdot \tan^2(45 + \phi/2) + 2 \cdot c \cdot \tan(45 + \phi/2) \quad (2.10)$$

burada pasif toprak basıncı katsayısı (2.11) eşitliğiyle bulunan;

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) \quad (2.11)$$

değerdir.

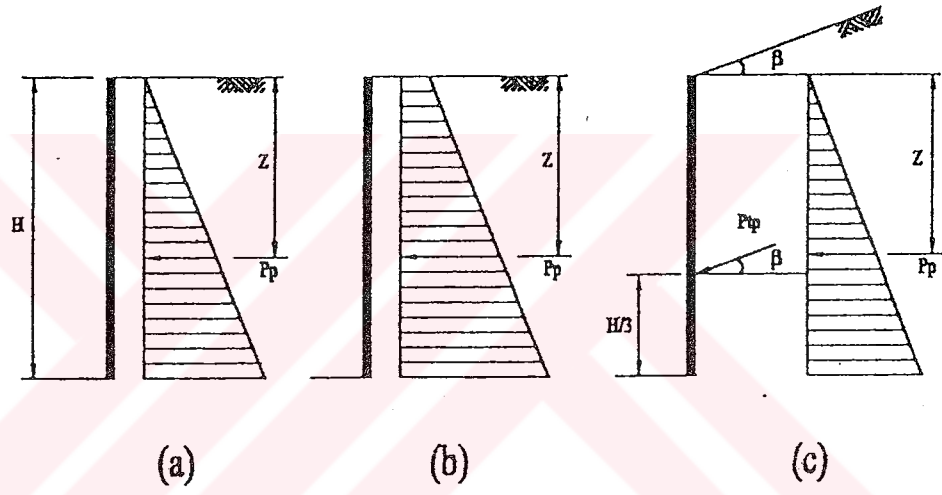
$\phi = 0^\circ$ halinde aktif toprak basıncı, (2.12) eşitliğiyle hesaplanır;

$$P_p = \gamma \cdot Z + 2 \cdot c \quad (2.12)$$

Şekil 2.2.c’de kumlu zeminlerde eğik duvar arkası dolgusu halinde ($\beta \neq 0^\circ$) pasif toprak basıncı (2.13) eşitliğiyle;

$$P_p = \gamma \cdot Z \frac{\cos \beta \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \cdot \cos \beta \quad (2.13)$$

hesaplanır.



Şekil 2.2 Pasif toprak basınçları

2.1.3 Sükunetteki Toprak Basıncı

Perdenin hiç hareket etmediği kabulü halinde toprak basıncı ile gösterilir ve “sükunetteki toprak basıncı” adını alır. Bu durumda bir düşey duvara Z derinliğinde etkiyen P_0 değeri (2.14) eşitliğiyle;

$$P_0 = \gamma \cdot Z \cdot K_0 \quad (2.14)$$

bulunmaktadır. Burada K_0 sükunetteki toprak basıncı katsayısı olup, (2.15) eşitliğiyle;

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2.15)$$

alnabileceği birçok araştırmacı tarafından ileri sürülmüştür. Aşırı konsolide killerde bu değer, aşırı konsolidasyon oranına (AKO) bağlı olarak (2.16) eşitliğiyle bulunabilir;

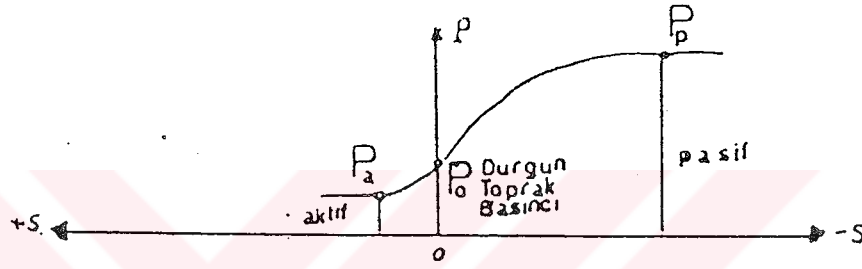
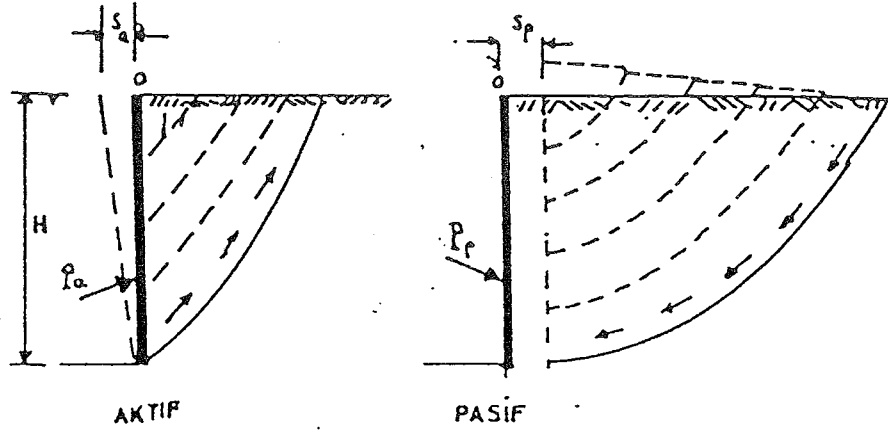
$$K_0 = (1 - \sin \phi) \cdot \sqrt{AKO} \quad (2.16)$$

Killi zeminlerde ϕ açısı olarak ϕ' alınmalıdır. Aşırı konsolide killerde K_0 değerinin 1'in üzerine çıkabildiği ölçülmüştür.

Rijit istinat duvarlarının veya yapılardaki rijit toprak perdelerinin arkalarına konulan dolguların sıkıştırılma miktarına bağlı olarak toprak basıncı katsayıları, K_a değerinden K_0 değerine ve hatta daha da üste çıkarak K_p pasif toprak basıncı katsayısı değerine yaklaşabilir. Bu nedenle, bu tip dolgularda yapılacak sıkıştırma işlemine gereken önem verilmelidir. (Bowles, J.1990)

Aslında aktif ve pasif toprak basınçlarının saptanması, bir kayma yüzeyi hesabı ile çözünen bir stabilite problemidir. Teorik açıdan kayma yüzeyleri çeşitli relatif hareketler ve duvar sürtünmesi için farklı formda olurlar.

Coulomb, toprak kitlesi içinde şekil değiştirmez fakat kopmaya karşı hassas olan ve duvarın yıkılması anında dengesi bozularak, kayma yüzeyi denilen ve düzlem farzedilen yüzey boyunca kaymaya başlayan ve istinat duvarının iç yüzeyine "toprak itkisi" adı verilen basınçlar tesir ettiren bir toprak pirizmasını dikkate almıştır. Coulomb, Rankine'den 70 sene sonra olmasına rağmen daha ekonomik ve daha geneldir.



Şekil 2.3 Aktif pasif basıncın prensip şeması

2.2 Coulomb Formülü- Kama Metodu

Arkasında yatay olmayan zemin taşıyan eğik bir sürtünmeli perdeye gelen yanal basınçları,

$$(\gamma = 0^\circ, \beta \neq 0^\circ, \delta \neq 0^\circ)$$

Kumlu zemin ($c = 0$) halinde (2.17) eşitliğiyle verilmiştir;

Coulomb'a göre aktif toprak basıncı katsayısı;

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi) \cdot \cos \delta}{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha - \phi) \cdot \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)} \right]^2} \quad (2.17)$$

bağıntısından ve pasif toprak basıncı katsayısı da (2.18) eşitliğinde;

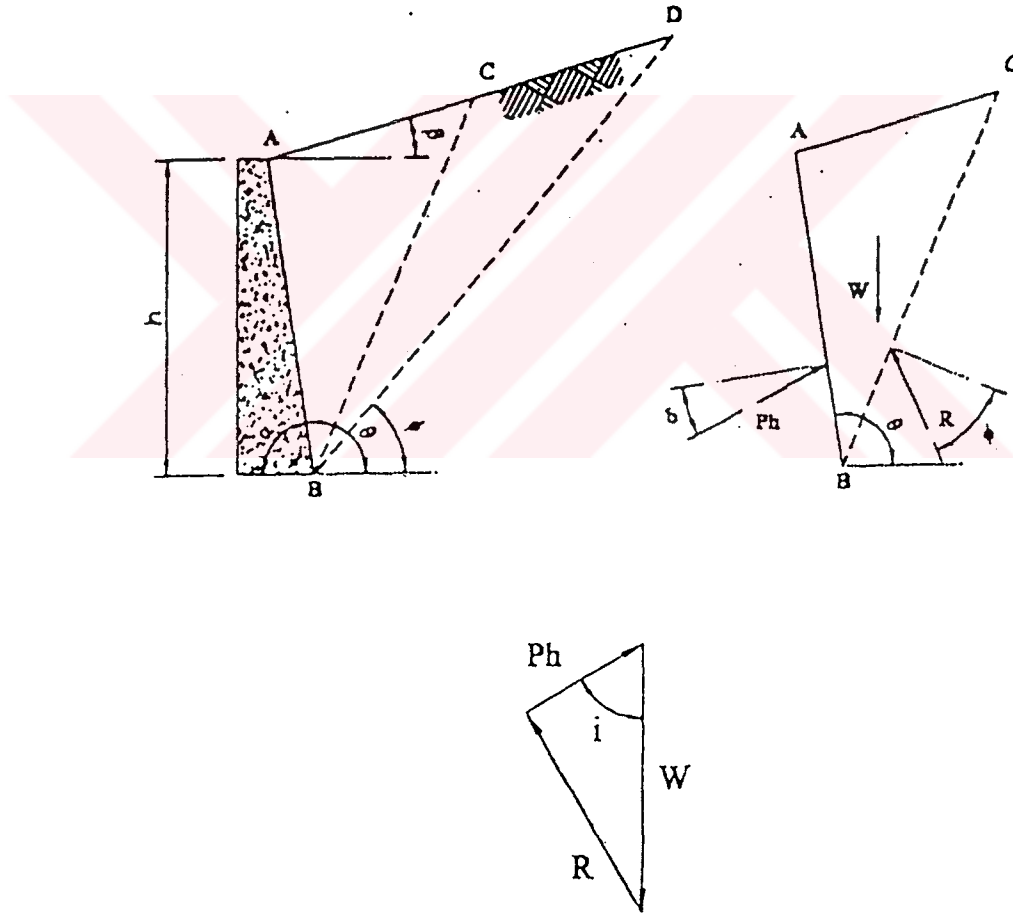
$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi) \cdot \cos \delta}{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha + \phi) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.18)$$

olarak belirlenir. Coulomb'a göre aktif toprak basıncı (2.19) eşitliğiyle elde olunur;

$$P_a = \gamma \cdot H \cdot \frac{K_a}{\sin \alpha \cdot \cos \delta} \quad (2.19)$$

ve pasif toprak basıncı (2.20) eşitliğiyle bulunabilir;

$$P_p = \gamma \cdot H \cdot \frac{K_p}{\sin \alpha \cdot \cos \delta} \quad (2.20)$$



Şekil 2.4 Coulomb toprak basıncı

Verilen P_p formülünün kullanılabilmesi için $\delta < \phi/3$ olmalıdır.

Aksi halde, pasif basıncın, kayma yüzeyini eğri (örneğin logaritmik spiral) olarak kabul eden

grafik metotlarla hesaplanması gerekir.

Coulomb formulünde ($\alpha = 90^\circ, \beta = 0^\circ, \delta = 0^\circ$) olması halinde Rankine formülü elde olunur.

Bu durumda aktif toprak basıncı (2.21), pasif toprak basıncı da (2.22) eşitliğiyle bulunabilir;

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) \quad (2.21)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) \quad (2.22)$$

$\alpha = 90^\circ, \beta = 0^\circ, c = c_a = 0, \delta > 0^\circ$ için K_a ve K_p değerleri tablolarda verilmiştir;

Çizelge 2.1 Kohezyonsuz zeminlerde düşey duvar arkası ($\alpha = 90^\circ$) ve yatay dolgu ($\beta = 0^\circ$) halinde K_a değerleri

δ	ϕ					
	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17
10°	0,44	0,37	0,31	0,25	0,20	0,16
20°	0,41	0,34	0,28	0,23	0,19	0,15
30°	-	-	0,26	0,21	0,17	0,14

Çizelge 2.2 Kohezyonsuz zeminlerde düşey duvar arkası ($\alpha = 90^\circ$) ve yatay dolgu ($\beta = 0^\circ$) halinde K_p değerleri

δ	ϕ					
	20°	25°	30°	35°	40°	45°
0°	2,0	2,5	3,0	3,7	4,6	5,8
10°	2,6	3,2	4,1	5,3	7,0	9,6
20°	-	3,5	5,2	7,0	9,7	14,2
30°	-	-	-	8,4	12,6	19,4

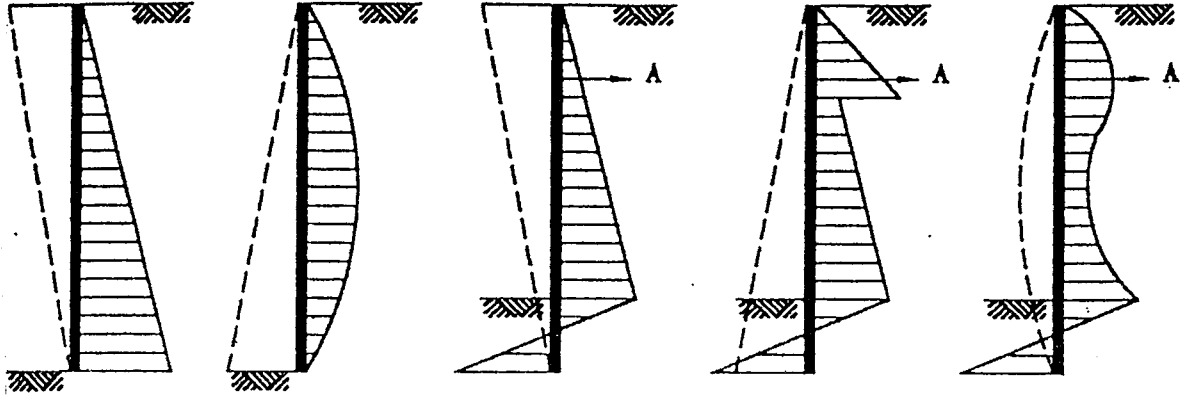
Genel hal $(c > 0, \phi > 0^\circ, \delta \neq 0, c_a > 0, \beta \neq 0^\circ, \alpha \neq 90^\circ)$ olması durumunda bir formül yoktur. Bu halde çözümün grafik yolla yapılması gerekir. En genel hale ait grafik metod “Kama metodu” dur. Grafik metod’tan kaçınmak için pratikte, çok defa (c, ϕ) zemini yerine hayali bir ϕ açısı seçilerek mevcut formüllerle hesap yapılmaktadır. Duvar arkasının sonradan kohezyonsuz malzemeyle doldurulması halinde, tabii zeminin kayma kaması bu suni dolgu içinde kalırsa, hesaplarda bu dolguya ait ϕ açısının kullanılmasının gerekeceği açıktır.

Rankine ve Coulomb tarafından geliştirilen toprak basıncı teorileri dayanma duvarlarına, zemine ankastre duvarlara, tek sıra ankrajlı zemine serbest mesnetli veya ankastre perde duvarlara uygulanabilmekle beraber çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerine uygulanamazlar.

2.3 İksa Sistemlerine Etkiyen Toprak Basıncıları

Destekleme sisteminin elemanları, sisteme etkiyen toprak basıncına göre boyutlandırılır. Destekleme sistemine gelen toprak basıncı önemli oranda sistemin deformasyonuna bağlıdır. Şekil 2.5’de üç ana duvar hareketi durumu için değişik toprak basıncı dağılımları gösterilmiştir. (üst ve nokta etrafında dönme, alt nokta etrafında dönme ve paralel ötelenme) Pratikte bu üç durum ayrı ayrı ortaya çıkabileceği gibi, bunların farklı kombinezonları olarak da ortaya çıkabilir.

Rankine ve Coulomb tarafından geliştirilen toprak basıncı teorileri dayanma duvarlarına, zemine ankastre perde duvarlara, tek sıra ankrajlı zemine serbest mesnetli veya ankastre perde duvarlara uygulanabilmekle beraber çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerine uygulanamazlar. Bu çok sıra ankrajlı iksa sisteminin yapılış aşamalarının, deformasyon biçiminin ve sistemin göçme mekanizmasının diğerlerinden farklı olması ile açıklanabilir.



Şekil 2.5 Farklı duvar hareketleri için toprak basıncı dağılımları

2.4 Çok Sıra Ankrajlı İksa Sistemlerine Gelen Toprak Basıncı ve Dağılımları

İstinat yapılarına oranla derin kazı sistemlerinin rijitlikleri azdır. Destekleme sistemlerinde, bölgesel toprak basıncı yayılması sonucu destekleme sisteminin elemanlarında çok büyük yükler oluşmakta ve bunun sonucunda sistemin toptan göçmesine neden olabilecek bir ardışık göçme mekanizması meydana gelebilmektedir. İşte bunu önlemek için desteklerin tasarımı, desteklere gelebilecek yüklerin ortalamasına göre değil de oluşabilecek maksimum yatay destek yüklerine göre yapılmalıdır.

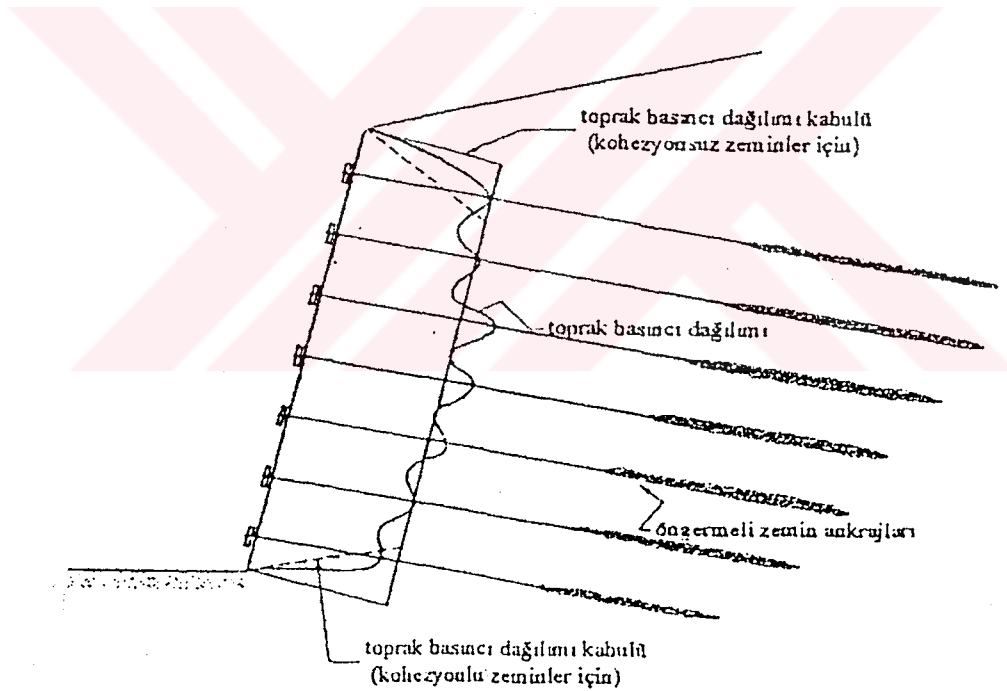
Çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerinin yapım aşamasındaki davranışı şu şekilde açıklayabiliriz;

Birinci sıra ankrajın yerleştirileceği kota kadar kazı düşey destekleme sistemi yapıldıktan sonra yapılır. Bu aşama sırasında ankastre konsol gibi çalışır ve bunun sonucu olarak destekleme sistemi, aşağı doğru lineer olarak artan aktif toprak basıncına maruz kalır.

Bu aşamada sistem kazı tabanı civarındaki bir nokta etrafında dönerek hareket eder. İkinci aşamanın başlangıcında ilk sıra ankraj yerleştirilir. Bunun uygulanacağı itki ne kadar büyük olursa olsun destekleme sistemini ve zemini, kazı yapılmadan önceki durumuna döndüremez,

ancak ankrajdaki itki aktif toprak basıncından büyükse destekleme sistemine etkiyen basıncı artırır. Ankrajın yerleştirilmesi ile oluşan toprak itkisi yaklaşık olarak ankraj kuvvetine eşittir. Aradaki fark kazı tabanı seviyesi ve altındaki toprak basıncı dağılımının tam olarak belirlenememesinden kaynaklanır. İkinci sıra ankrajı yerleştirmek için yapılan kazı yeni yatay hareketlere yol açar ve oluşan bu hareketlerde ilk ankrajda yük kaybına ve bununla birlikte zeminde akmaya neden olur. İkinci sıra ankrajın gerilmesi, birinci sıra ankrajın tekrar gelmesi ve bunun ardından yapılacak kazı nedeniyle oluşacak yatay hareketler kabaca, parabolik olarak nitelendirilebilecek basınç dağılımının oluşmasına yol açar. Bu da destekleme sisteminin arkasında oluşan toprak basıncı dağılımının, sistemin kazıya doğru hareketine yol açan gerçek toprak basıncı dağılımından çok, ankraj kuvvetlerine bağlı olduğunu ortaya koyar. (Şekil 2.6)

(Kumbasar, Vahit Yüksek Lisans Ders Notları, 1985)

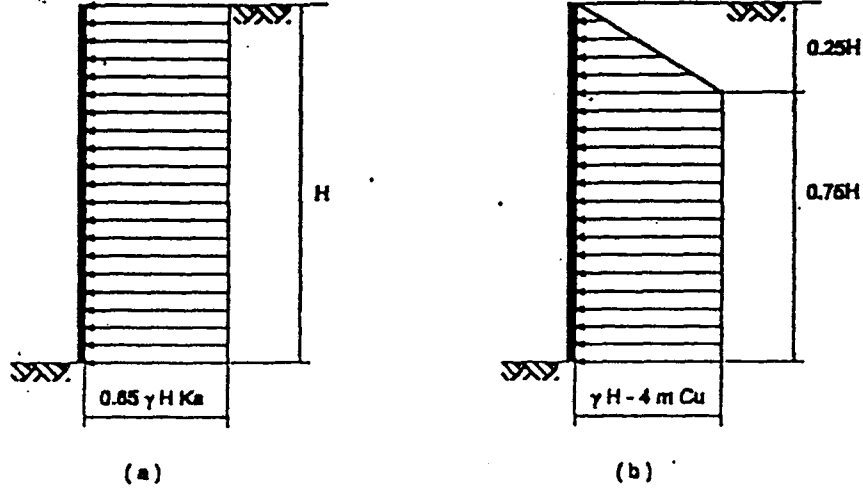


Şekil 2.6 Çok sıra ankrajlı bir duvarda toprak basıncı dağılımı

2.5 Çok Sıra Ankrajlı Bir Duvarda Toprak Basıncı Dağılımı

Bu sistemlerin boyutlandırılmasında gerçek toprak basıncı değerleri kullanılamadığından birçok araştırmacı tarafından çalışmalar yapılmış zemin cinsine göre farklı toprak basıncı dağılımları elde edilmiştir. Bazı araştırmacıların ve bazı ülke normlarının önerdiği dağılımlar

aşağıda verilmiştir. Terzaghi-Peck tarafından önerilen basınç dağılımları kohezyonsuz zeminler için Şekil 2.7.a, kohezyonlu zeminler için Şekil 2.7.b’de verilmiştir;



Şekil 2.7 Terzaghi-Peck tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için (a) ve kohezyonlu zeminler için (b) toprak basıncı dağılımları

Toprak basıncı, (2.23) eşitliğinde kohezyonsuz zeminler için;

$$P_a = 0.65 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (2.23)$$

hesaplanabilir. Bu eşitliğin çıkarıldığı kazıların derinliği 8.5 m ile 12 m arasındadır.

Terzaghi ve Peck kohezyonlu zeminlerde oluşan gerilme dağılımının hesabında aktif toprak basıncı katsayısının, m azaltma katsayısı ile ampirik olarak (2.24) eşitliğiyle hesaplanabileceğini önermişlerdir;

$$K_a = 1 - \frac{m \cdot 4 \cdot C_u}{\gamma \cdot h} K \quad (2.24)$$

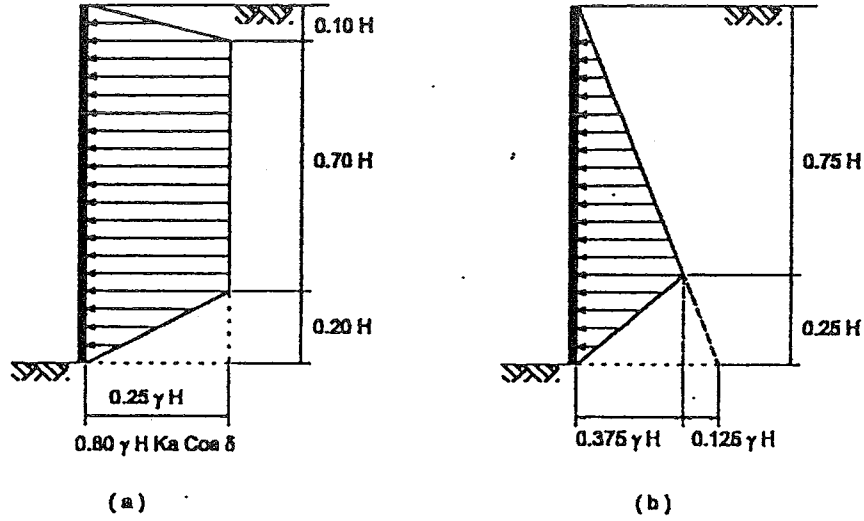
Burada m katsayısının değeri yumuşak killerde 0.4'den katı killerde 1.0'a kadar alınabilir.

Bu durumda toprak basıncının maksimum değeri (2.25) eşitliğinden hesaplanabilir;

$$P_a = K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (2.25)$$

(Peynircioğlu, Hamdi.Zemin Mekaniği 1.cilt 2.Kısım 1964)

Tschebotorioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımları kohezyonsuz zeminler için Şekil 2.8.a, kohezyonlu zeminler için şekil 2.8.b'de verilmiştir;



Şekil 2.8 Tschebotorioff tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için (a) ve kohezyonlu zeminler için (b) toprak basıncı dağılımları

Tschebotorioff'a göre toprak basıncı (2.26) veya (2.27) eşitlikleriyle kohezyonsuz zeminler için;

$$P_a = 0.8 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \cdot \cos \delta \quad (2.26)$$

$$P_a = 0.25 \cdot \gamma \cdot H \quad (2.27)$$

olarak bulunabilir.

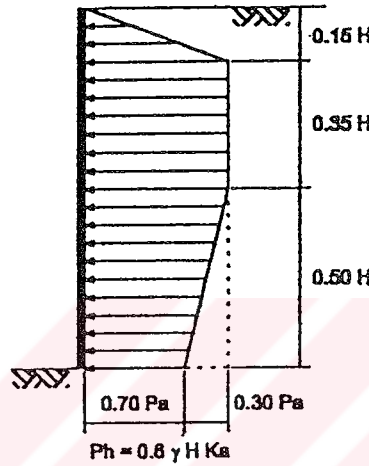
Tschebotorioff, Terzaghi ve Peck tarafından önerilen yamuk dağılımın, kazının belli bir yüksekliği boyunca doğru olduğunu bildirmiş ve bu yüksekliğin üstünde diyagramın ekonomik olmayan, altında ise güvenli olmayan sonuçlar verdiği ileri sürülmüştür. (Bowles, J.E Analytical and Computer Methods In Foundation Engineering, Mc Graw-Hill Book Company, 1974)

Toprak basıncı değerleri orta katı kilde geçici destekleme sistemleri için (2.28), sürekli destekleme sistemleri için (2.29) eşitlikleriyle hesaplanabilir;

$$P_a = 0.375 \cdot \gamma \cdot H \quad (2.28)$$

$$P_a = 0.50 \cdot \gamma \cdot H \quad (2.29)$$

Çok sıra destekli iksa sistemleri için diğer bir sanal toprak basıncı diyagramı da Lehmann tarafından önerilmektedir. Lehmann tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı kohezyonsuz zeminler için Şekil 2.9'de verilmiştir;



Şekil 2.9 Lehmann tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için önerilen toprak basıncı dağılımları

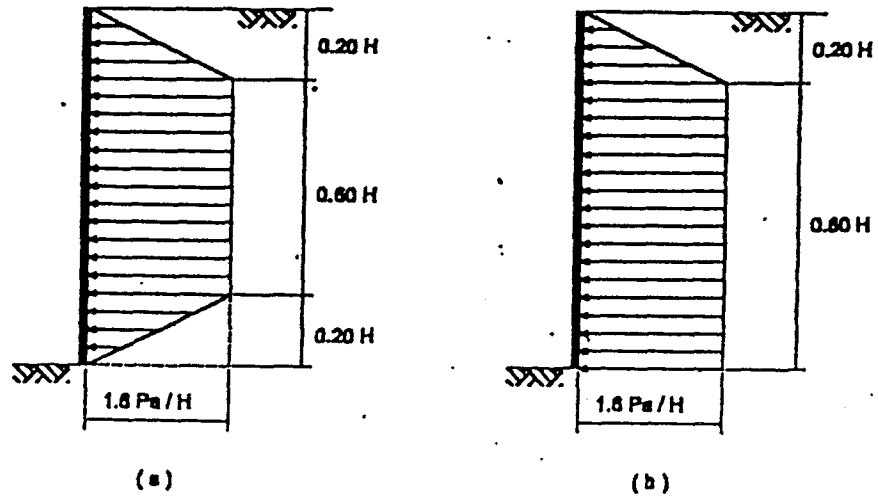
Lehmann a göre toprak basıncı kohezyonsuz zeminler için (2.30) eşitliğiyle hesaplanabilir;

$$P_a = 0.6 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H \quad (2.30)$$

İsveç Yapı Şartnamesi (1974) tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı kohezyonsuz zeminler için, düşük relatif sıkılıklı zeminlerde Şekil 2.10.a, yüksek relatif sıkılıklı zeminler için Şekil 2.10.b'de verilmiştir. Burada P kazı tabanı üstündeki toplam aktif toprak basıncını göstermekte ve toprak basıncının maksimum değeri (2.31) eşitliğiyle hesaplanmaktadır;

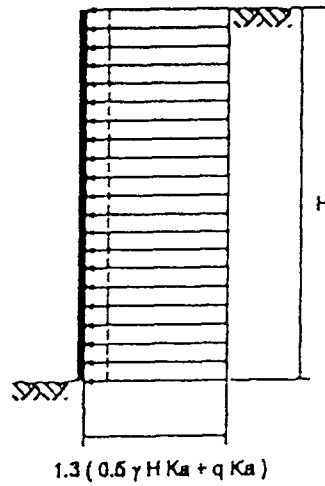
$$P_a = 1.6 \cdot P / H \quad (2.31)$$

Eğer sükunetteki toprak basıncı kabulü kullanılacaksa, buna karşılık gelen değer kullanılmalıdır. (Spundwand-Handbuch Berechnong)



Şekil 2.10 İsveç Yapı Standartları tarafından düşük relatif sıkılıklı (a) ve yüksek relatif sıkılıklı (b) kohezyonsuz zeminler için önerilen toprak basıncı dağılımları

İsviçre Zemin Ankrajları Standartı (SIA-191) tarafından çok sıra destekli iksa sistemleri için kohezyonsuz zeminlerde önerilen toprak basıncı dağılımı Şekil 2.11’de verilmiştir;



Şekil 2.11 İsviçre Zemin Ankrajları Standartı tarafından kohezyonsuz zeminler için önerilen toprak basıncı dağılımları

Burada q sürüşarj yükünü göstermekte olup toprak basıncının maksimum değeri (2.32) eşitliğiyle;

$$P_a = 1.3 \cdot (0.5 \cdot \gamma \cdot H \cdot K_a + q \cdot K_a) \quad (2.32)$$

hesaplanabilir. (SIA 191, 1982. Swedish Standard for Ground Anchors)

Alman Standatları tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı da üniform basınç dağılımıdır. P kazı tabanı üstündeki aktif toprak basıncı olmak üzere, toprak basıncının maksimum değeri, (2.33) eşitliğiyle Terzaghi-Peck'in kohezyonsuz zeminler için önerdiği gibi;

$$P_a = 1.3 \cdot P / H \quad (2.33)$$

hesaplanabilir. (Hanna, H.T., 1982. Foundations in Tension-Ground Anchors, McGraw.Hill Book Co.Inc, Newyork)



3. Palplanş Perdeler

Bir zemin kütlesini tutmak amacıyla teker teker bir dizi halinde zemin içerisine çakılan elemanlar ile oluşturulan düşey sürekli duvarlar “palplanş duvarlar” olarak adlandırılırlar. Palplanş duvarlar zeminden gelen yatay yüklerin büyük bir kısmını, düşey yüklerin ise çok az bir kısmını tutabildiklerinden statik sistem olarak düşey yönde oturtulmuş bir kiriş olarak düşünülebilir. Kesit olarak uzunlukları genişliklerine oranla çok fazla olduğundan narin birer yapı elemanlarıdır.

Palplanş kesiti, çakma boyu, ankraj yerleri ve eğimleri gibi hususlar kazı derinliği, zemin özellikleri, ve sisteme etkiyen yüklerle ilgilidir.

Genel olarak, su tutma yapılarında (yapıların inşaatında), diğer duvarların yapımı esnasında suyun inşaat sahasından uzak tutulması veya hafif yapılarda üst zemin tabaka veya tabakalarının istinat yapısının desteklenmeye yetersiz kaldığında kullanılır.

Bu genel uygulama alanlarını da içeren palplanş duvarlar pratikte dalgakıranlarda, deniz içinde inşa edilen duvarlarda, derin kazı duvar kaplamalarında kullanılır.

Bununla beraber palplanş duvarlar;

- a) yüksek bükülebilirlik dayanımı isteyen çok yüksek duvarlarda,
- b) zemin özellikleri yüzünden (sert kaya veya zeminin büyük kaya blokları içermesi) çakma zorlukları olan bölgelerde kullanışlı değildir.

Palplanş duvarlar yapısal açıdan;

- a) ankastre (gömme),
- b) ankrajlı,
- c) destekli olarak inşa edilebilirler.

En büyük özellikleri zemin problemlerine çabuk çözüm getirebilmeleridir.

Palplanş elemanlar genel olarak 3 tipte imal edilirler;

- a) ahşap palplanşlar,
- b) betonarme palplanşlar,
- c) çelik palplanşlar.

3.1 Ahşap Palplanşlar

Ahşaptan oluşan bu elemanlar zaman içerisinde zemin şartlarından büyük hasarlar görebildiklerinden sadece geçici amaçlar için kullanılırlar.

Şekil 3.1’de görüldüğü gibi tekli veya çiftli olarak kullanılabilen ahşap palplanşların “Wakefield” denilen 3’lü tipleri de vardır. Tekli tipleri duvarın bütünlüğünü sağlamak amacıyla geçmeli olarak da imal edilebilirler.

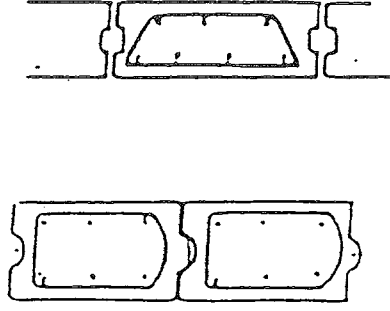


Şekil 3.1 Ahşap palplanş tipleri

3.2 Betonarme Palplanşlar

Betonarme palplanşlar servis yüklerine karşı dayanabilecek şekilde istenilen kesit ve boyda imal edilebilirler. Ağır ve büyük hacimlidirler. Bu sebeple taşınmaları ve çakılmaları sırasında problemlere yol açabilirler. Uzun palplanşları taşımak için üzerlerine iki ya da daha fazla taşıma noktası tertiplenir.

Ayrıca taşıma ve çekme esnasında ilave yükselmelere karşı koymak için ilave donatılar yerleştirilmelidir. Şekil 3.2’de görüldüğü gibi çakma tesirlerine karşı koymak için alt ve üst uçlarına donatı sıklaştırılması yapılır.



Şekil 3.2 Betonarme palplanşlar

Su sızdırmazlığı istenen yerlerde birleşim yerleri su geçirmeyecek şekilde tertiplenir. Ayrıca çakma esnasında birbirlerine yanaşmalarını sağlamak amacıyla uçları eğimli olarak tertiplenir.

Hacimlerinin büyük olması nedeniyle çakıldıklarında oluşturacağı büyük yer değiştirmeler sonucu çakılmaları zordur. Büyük rijitliğe sahip olduklarından eğilme momentinin büyük olduğu yerlerde diğer tipler tercih edilirler.

3.3 Çelik Palplanşlar

Çelik palplanşlar dökme demirden birbirine geçmeli olarak ihmal edilirler. Kesit şekilleri çok değişken olan çelik palplanşların en çok kullanılan tipleri aşağıda Şekil 3.3’de verilmiştir.

Bütün çelik palplanşlar zemine genellikle çakılarak yerleştirilirler. Köşe elemanları ve derzler Y ya da T tipi olup perçin veya kaynakla birleştirilir. Düz gövdeli palplanşlar çekme gerilmesi taşıyan, geçme yerlerinin dayanımının yüksek olmasının istendiği yerlerde, özellikle hücreli batardolarda, kemerli palplanşlar büyük eğilme ve konsol yükü taşıyan yerlerde, z tipi palplanşlar ise büyük dayanım gerektiren yerlerde kullanılırlar.

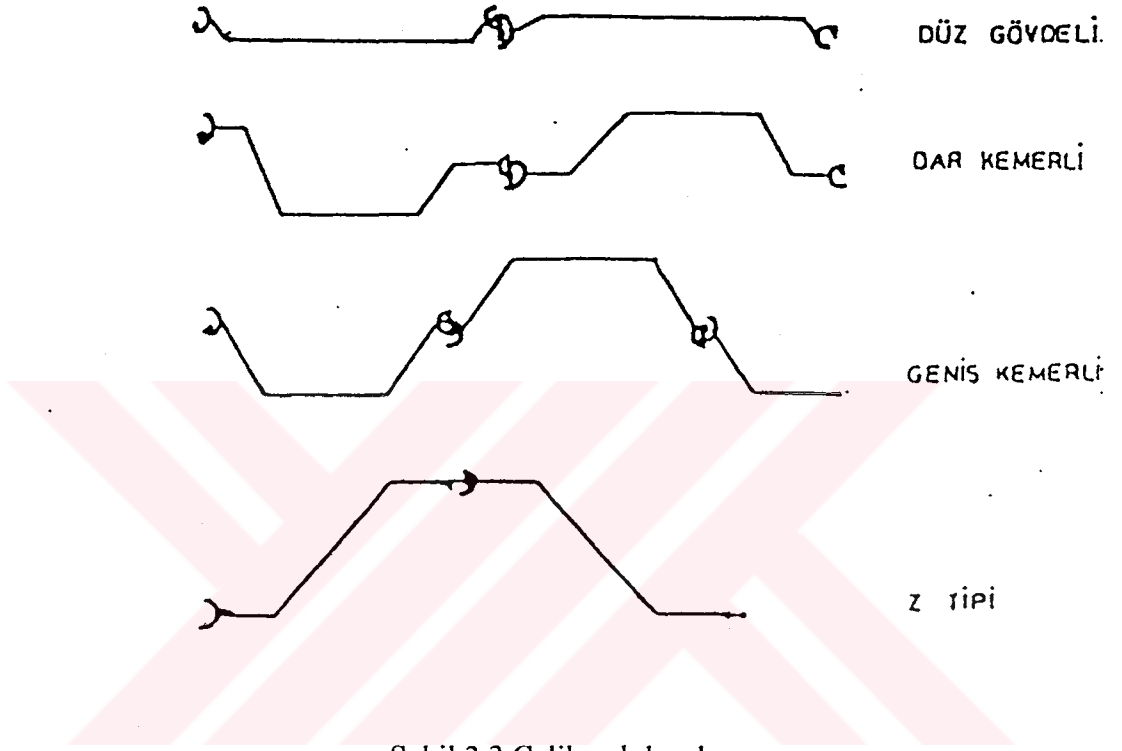
Çelik palplanşların olumlu yönlerini şöyle sıralayabiliriz;

- 1- Sert zeminlerde çakmadan oluşacak yüksek gerilmelere dirençlidir,
- 2- Boyu ve aldığı gerilmelere oranla hafiftir,
- 3- İstenirse sökülme suretiyle birçok defa kullanılabilir,
- 4- Basit bir koruma önlemi ile su üstü ve altında uzun süre kullanılabilir,
- 5- Uzunluğu çakma esnasında kaynak veya civata ile arttırma olanağı vardır,

6- Eklemler çakma esnasında araya dalan molozdan etkilenmez,

7- Suya geçirgen olmayan bir perde oluşturulabilir.

Palplanş uygulamasında en olumlu taraf zemin yapılarında beliren problemlerin çözümü için ivedi önlem alınabilmesidir.



Şekil 3.3 Çelik palplanşlar

Kullanım açısından daha genel olarak bakacak olursak palplanşlar 3 ana grupta toplanabilir;

1- İnşaatta yardımcı vasıta olarak palplanş duvarları;

İnşaatin yardımcı bir vasıtası olarak kullanılan palplanş duvarları, bilhassa su ve yeraltı suyunu tutmada ve bundan başka bu meyanda temel çukurlarını tahkim etmede kullanılır. Bu gibi geçici olarak kullanılan palplanş duvarlarında, ahşap veya çelikten yapılmış palplanşlar kullanılır. İnşaat bittikten sonra, yalnız yardımcı bir vasıta olarak kullanılmış olan palplanş duvarları mümkün olduğu takdirde tekrar sökülür veya kesilir.

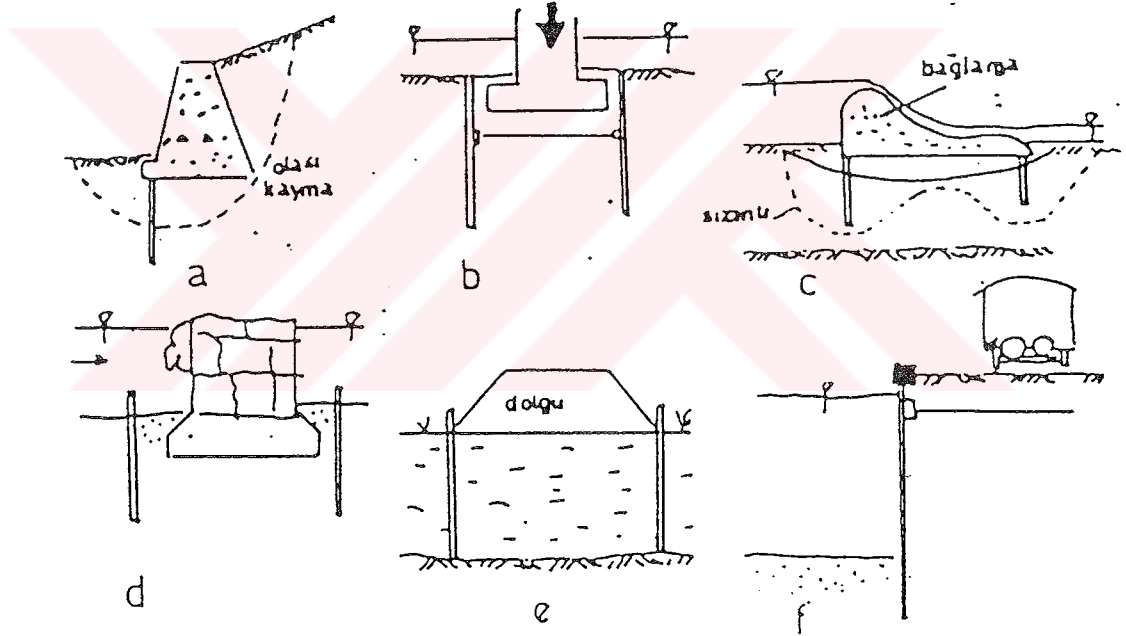
2- Bir yapının esas kısmını teşkil eden palplanş duvarlar;

a- Bir yapının stabilite emniyetini yükseltmek,

(Şekil 3.4.a)

- b- Zeminin taşıma gücünü fazlalaştırmak, (Şekil 3.4.b)
- c- Yeraltı suyunun yapı altından sızmasını zorlaştırmak veya bunu önlemek, (Şekil 3.4.c)
- d- Köprü ayakları gibi bir temel yapısını oyulmadan korumak, (Şekil 3.4.d)
- e- Bir dolguyu korumak için, (Şekil 3.4.e)
- f- Kıyı ve benzeri sahil şeritlerinde yol v.b yapıları sudan korumak için tertiplenir. (Şekil 3.4.f)

Bu gibi palplanş duvarları sürekli olarak zeminde kalacaklarından, su ve zeminin ihtiva edeceği maddelerden müteessir olmayacak veya çabuk tahrip edilemeyecek malzemeden imal edilmiş olmaları gerekir.



Şekil 3.4 Palplanş perdelerin uygulama yerleri

4.Zemin Ankrajları

Stabilite sorunlarına kısa veya uzun vadede ekonomik ve estetik çözümler getiren ankraj teknolojisi, tutulmak istenen bir zemini veya yapıyı geride ve/veya daha derinde bulunan sağlam tabakalara öngerme tekniği ile bağlamak şeklinde açıklanabilir.

Artan nüfus nedeniyle şehir içindeki arsaların değer kazanması ve trafiğin yoğunlaşması, diğer yandan da yeşil alanların korunmaya çalışılması, otopark, garaj, istasyon ve otogarları, şehir içi karayolu ve yaya geçitlerini, yeraltında yapılmaya zorlamaktadır.

Otel, iş merkezleri gibi yapıların, depo, arşiv ve servis hacimlerinin de bodrum katlarına yerleştirilmesi için derin kazılar yapılmakta ve böylece de zemin ve kayaya daha fazla yük aktarılmaktadır.

Bu kazıların güvenle yapılabilmesi için kazı aynalarının göçmeden durması ve çukura gelecek suyun en aza indirilmesi gerekmektedir. Çatlak ve fisürlerle bütünlüğü bozulmuş kayalar kazılınca gevşeyip döküldükleri için eğimle kazıya imkan verirler. Ayrıca çevredeki yapıların varlığı şevli kazı uygulama imkanlarını kısıtlamaktadır.

Bu teknoloji zemin veya kaya stabilitesinin sağlanmasında veya arttırılmasında, istinat duvarlarının, diyafram duvarlarının ve diğer derin kazı uygulamalarında kazı aynalarının geçici ve sürekli tutulmasında, deprem kuvvetlerine karşı güvenliğinin sağlanmasında, ince uzun pilon, kule, baraj gibi yapıların devrilmeye karşı güvenliklerinin arttırılmasında, suyun kaldırma kuvvetlerine maruz temellerin korunmasında, rıhtımlarda halat kuvvetlerinin alınmasında kullanılır.

Ayrıca öngerme kuvveti 1000 ton civarında olan ankrajlar, barajların yüksekliğinin arttırılmasının sağlanmasını ve takviyesini mümkün kılmıştır. Kaya içindeki yeraltı inşaatında ankrajla, kemerin desteklenmesi için ahşap ya da çelik iksayı gereksiz kılmıştır.

Ankrajlar, ayrıca zemine ankastre olan veya olmayan palplanş perdelerde ekonomik çakma derinliklerinin elde edilmesinde kullanılır.

Ankraj projelerinin hazırlanma ve uygulama aşamalarında, temel zeminini özelliklerinin ve davranışının detaylı olarak saptanması gerekir.

Zemin özelliklerinin bilinerek ve doğru zemin parametreleri kullanılarak projelendirilmelidirler. Projelendirilen ankrajlar, genellikle deneye tabi tutulurlar. Denenen ankrajlarda, ankraja gelen kuvvet sürekli olarak ölçülerek, ankrajların arazide deneysel olarak

saptanan taşıma güçleri hesaplanan değerler ile karşılaştırılarak esas projedeki ankraj adedi ve ankraj kuvvetleri tayin edilir.

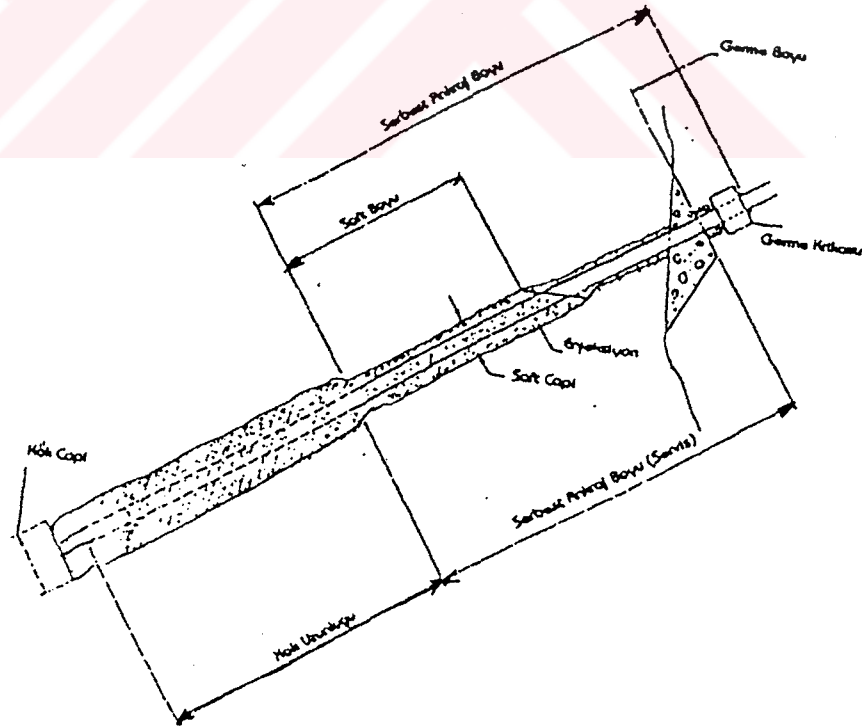
Bu ankrajların kullanım amaçlarının bazılarını şöyle sıralayabiliriz;

Düşey yer değiştirmelerin önlenmesinde, dönmeye karşı yapıların emniyete alınmasında, yapıların kritik yüzeyler boyunca kaymaya karşı emniyetinin sağlanmasında, yeraltı yapılarının stabilitelerinin artırılmasında, zeminin önkonsolidasyonunun sağlanmasında, yapıların sismik stabilitelerinin artırılmasında, deney sahası dar olan yerlerde kazık yükleme deneylerinde öngerme sağlayan eleman olarak, barajların yükseltilmesinde, dalgakıran ve iskelelerde gemilerin iskele babalarına verdikleri yükün dağıtılmasında kullanılır.

4.1 Ankrajın Kısımları

Bir zemin ankrajının ana elemanları;

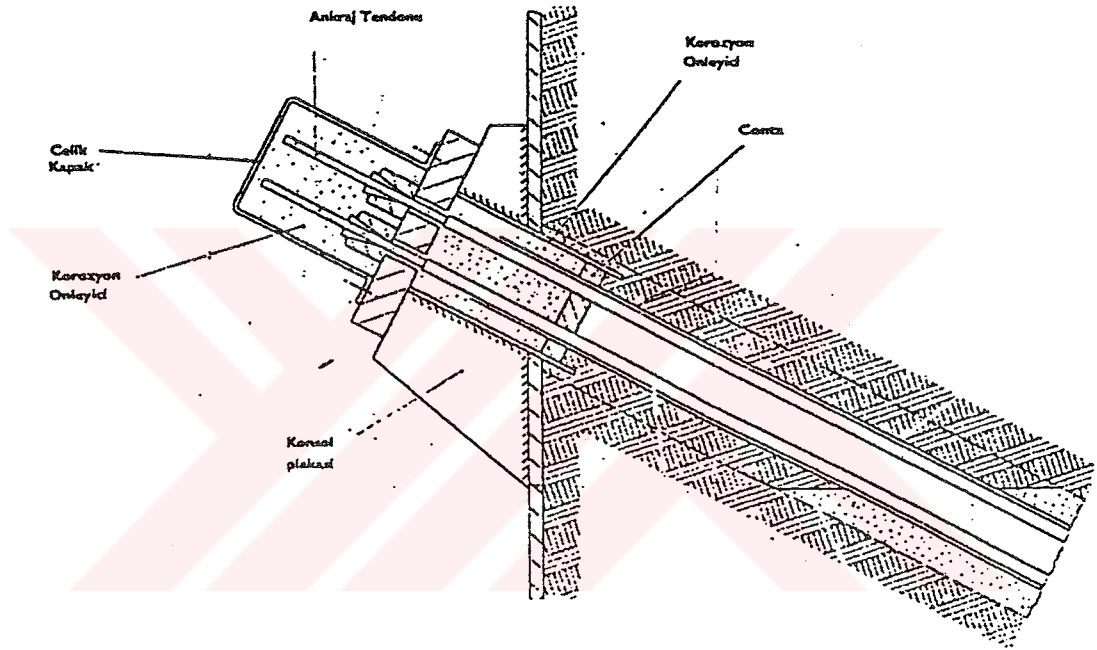
- ankraj kafası,
- serbest ankraj boyu,
- ankraj kökü'dür. Zemin ankrajlarına uygulanan çekme yüklerini taşıyıcı zemine aktarırlar.



Şekil 4.1 Tipik bir geçici ankraj. (BS-8081, 1989, British Standart Code of Practice for Ground Anchorages , British Standart Institution)

4.1.1 Ankraj Kafası

Bu bölge öngerme kuvvetinin yüzeye yayılmasını temin eder. Öngermenin uygulandığı ve servis yüküne gerilen ankrajın kilitlenmesinin yapıldığı bölgedir. Esas olarak gerilme kafası, sıkıştırıcılar (kamalar), ankraj ve ankraj plakasından meydana gelir. Kontrol için açık olması gereken ankrajlarda bir de koruyucu kapak yapılması önerilir. Şekil 4.2’de tendonu örgü tel olan bir ankrajın kafa detayı görülmektedir.



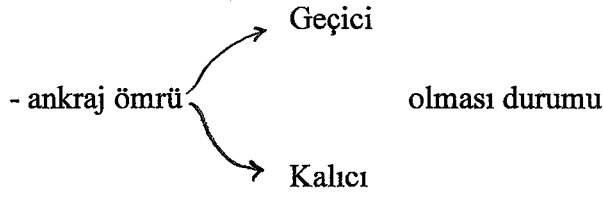
Şekil 4.2 Ankraj kafası. (BS-8081, 1989, British Standart Code of Practice for Ground Anchorages, British Standart Institution)

4.1.2 Serbest Ankraj Boyu

Ankraj gövdesinin başlangıcı ile ankraj kafası arasındaki mesafedir. Germe işlemi sırasında Şekil 4.1’de de görüldüğü üzere öngerme çeliğinin engelsiz olarak uzayabileceği uzunluğa karşı gelmektedir.

Bu kısmın yapısı ankrajdan beklenen hizmete bağlıdır;

Bunlar,



- korozyon ve mekanik örselenmeye karşı ne düzeyde koruma gerektiği,
- ankrajın aşamalı olarak gerilmesi zorunluluğu,
- çekme kuvvetini her an ölçme olasılığı,
- germe elemanlarının boşaltılması ve sonradan tekrar gerilmesi,
- zeminin olası enine yerdeğiştirmelerinin karşılanması olasılığıdır.

4.1.3 Ankraj Kökü (Gövdesi)

Öngerme kuvvetini zemine aktaran kısımdır. Çimento harcının yüksek basınç altında ankraj deliğine itilerek doldurulması ile kök bölgesi oluşturulur, (Şekil 4.1). 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.

Öngerme çeliği korozyona karşı çimento şerbeti tarafından korunur, fakat ankrajların kalıcı ankraj olarak kullanılması durumunda ya da agresif zeminlerde, normal olarak halatları çevreden tümüyle yalıtan ondüle kılıf borusu ile ikinci bir koruma önerilir. Bu durumda ankrajdaki çekme kuvvetinin zemine aktarılması, germe elemanını çevreleyen harç, kılıf borusunun ondülasyonu ve kılıf borusu ile zemin enjeksiyon malzemesi üzerinden olur.

Ankraj kökü uzunluğu, zeminin geoteknik özellikleri temelinde ve şantiyede yapılan deneylere dayanılarak belirlenir. Bu uzunluk ankrajın servis yüküne ve zemin cinsine göre 3-10 m arasında değişir.

Ankraj kökleri arasındaki etkileşimi sınırlamak için, ankraj köklerinin merkezden merkeze olan mesafeleri D ankraj kökünün en büyük çapı olmak üzere 4D'den az olmamalıdır.

Pratikte, minimum aralık 1.5-2.0 m arasında değişmektedir. Bir ankrajın kök kısmı ile komşu temel ya da yeraltı yapısı arasındaki uzaklık 3m'den fazla olmamalıdır. Üstünde yüzeysel temel bulunması halinde ankraj kök kısmının derinliği 5m ya da daha fazla olmalıdır. Çoğu

hallerde, hesapta yapılmış kabulleri kontrol etmek amacıyla önce şantiyede deneme ankrajları yapılması önerilmektedir.

4.2 Ankrajların Sınıflandırılması

4.2.1 Kullanım Sürelerine Göre Ankrajlar

4.2.1.1 Sürekli Ankrajlar

Sürekli yapıların ve kazı destekleme sistemlerinin servis ömrü boyunca güvenliğinin ve stabilitesinin sağlanması amacıyla yapılırlar.

4.2.1.2 Geçici Ankrajlar

Bu ankrajlar, genellikle bir projenin inşaatı sırasında kısa süreli olarak kuvvetlere karşı koyan ve böylece inşaat imkanı sağlayan ankrajların kullanım süreleri genellikle 2 yıldır.

Geçici ve sürekli ankrajlar için ankraj sınıfına göre Çizelge 4.1’de kullanılan güvenlik faktörleri verilmiştir;

Çizelge 4.1 Ankrajlar için minimum güvenlik değerleri. (BS-8081, 1989, British Standart Code of Practice for Ground Anchorages, British Standart Institution)

Ankraj Sınıfı	Minimum Güvenlik Faktörleri			Kontrol yükü faktörü
	Tendon	Zemin/Enjeksiyon Ara Yüzeyi	Enjeksiyon/tendon ya da enjeksiyon/kapsülleme yüzeyi	
Geçici Ankrajlar (1)	1.40	2.0	2.0	1.10
Geçici Ankrajlar (2)	1.60	2.5*	2.5*	1.25
Geçici Ankrajlar (3)	2.00	3.0 ⁺	3.0*	1.50
Not : * Eğer tüm araziye kapsayan deneyler yapılırsa bu değer minimum değer olarak 2.0 alınabilir.				
⁺ Bu değer zeminin limit sünme değerine ulaşması halinde 4.0’a kadar çıkar				

Çizelge 4.1’de verilen ankraj tipleri şu özelliklere sahiptir;

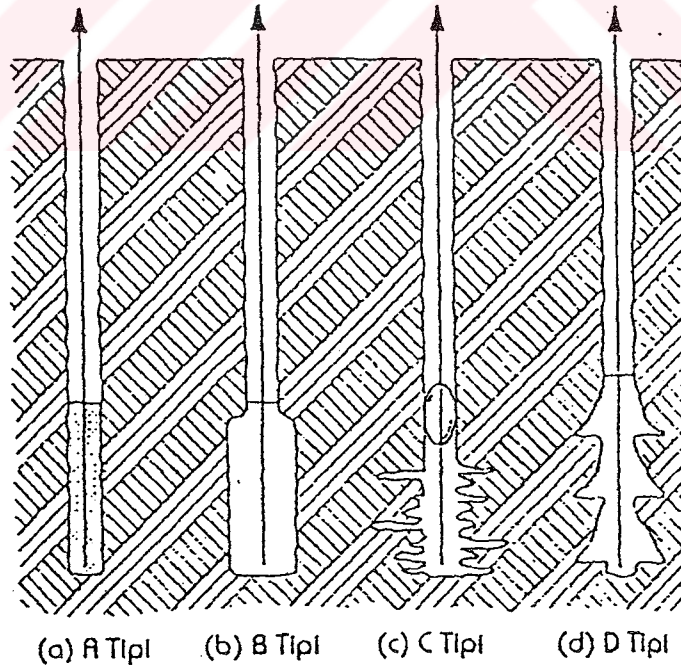
(1)nolu geçici ankrajlar, servis süreleri 6 aydan daha az ve göçmesi çok ciddi sorunlar yaratmayan, toplumun güvenliğini etkilemeyen (örneğin kısa süreli kazık yükleme deneylerinde reaksiyon sistemi olarak kullanılan) ankrajlardır.

(2)nolu geçici ankrajlar (Şekil 4.3), servis süreleri 2 yıl civarında olan, göçmesi sonucu oldukça ciddi sorunlar ortaya çıkabilen, uyarı olmaksızın toplum güvenliğini etkilemeyen (örneğin iksa duvarlarının desteklenmesinde kullanılan) ankrajlardır.

(3)nolu sürekli ankrajlar, korozyon riskinin yüksek olduğu ve/veya göçme durumunda çok ciddi sorunlar yaratan (örneğin asma köprülerin ana gergilerinde kullanılan ya da su etkisi ile kalkan yapıların stabilitesinin sağlanması amacıyla ağırlık yapısının elemanları olarak kullanılan) ankrajlardır.

4.2.2 İmalat Teknikleri Dikkate Alınarak Ankrajların Sınıflandırılması

Verilen belirli bir zemin durumu altında bir ankrajın taşıma kapasitesi, geometrisi tarafından etkilenir.



Şekil 4.3 Temel ankraj tipleri. (BS-8081, 1989, British Standard Code of Practice for Ground Anchorages, British Standard Institution)

Bir ankrajın tasarımında, ankrajın kök kısmından çevresindeki zemine ilettiği gerilmeler, ankraja uygulanan imalat tekniği, enjeksiyon ve delme yöntemlerinden etkilenmektedir. Bu kriterler göz önünde bulundurularak ankrajlar 4 ana grup altında toplanabilir.

4.2.2.1 A Tipi Ankrajlar

Zemin ile harç arasındaki kayma mukavemeti, “TRAMİE” yöntemine göre harçlanan kök kısmındaki sıyrılmaya karşı direnci oluşturur. Dayanım, deliğin stabilitesine bağlı olup, doğrusal ya da doğrusal olmayan düz şaftlı ankrajlardır. Çoğunlukla kayalarda ya da katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılır. Mukavemet, zemin-enjeksiyon yüzeyi arasında oluşan yüzey kayma gerilmelerine bağlıdır.

4.2.2.2 B Tipi Ankrajlar

Ankraj kök çapının zemin içinde minimum hasar yaratarak genişletilmesi sonrası çimento harcının, $<1000\text{kN/m}^2$ değerindeki 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 zeminin kohezyonsuz zeminlerde çimento sızdırmazlığından yararlanarak, basınç altında iyice sıkıştırılması ile geniş bir ankraj kökü oluşturulur. Dikkat edilmesi gereken, enjeksiyon basıncının her zaman toplam jeolojik yükten düşük olması gerektiğidir. Ankraj kök bölgesinde, kayma mukavemetinden dolayı direnç oluşur.

4.2.2.3 C Tipi Ankrajlar

2000kN/m^2 'den daha yüksek bir basınç altında çimento harcının zemin boşluklarına sızdırılmasıyla ankraj kökü genişletilir. Birinci enjeksiyon sertleşmesinden sonra, çoğunlukla basınç, ikincil enjeksiyon sırasında uygulanır. İkincil enjeksiyon genellikle “mancimtle system” adı verilen özel bir tüp sistemi ile ya da ankraj kökü içinde çalışabilen minyatür enjeksiyon tüpleri kullanılarak yapılır. Kohezyonsuz zeminlerde olduğu gibi, bazen de kohezyonlu zeminlerde başarılı bir şekilde kullanılır. Üniform bir kayma mukavemetinin ankraj kökü boyunca varolduğu prensibine göre tasarım kapasitesi hesaplanır.

4.2.2.4 D Tipi Ankrajlar

Mekanik aletlerle ya da patlayıcılarla oluşturulmuş bir dizi kökten oluşan ankrajın enjeksiyonunda “TREMİE” yöntemi uygulanır. Katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılan bu ankrajlarda, kayma mukavemeti ve uç mukavemeti sıyrılmaya karşı direnç oluşturur. Duvar stabilizasyonunun bazı şekillerinde D tipi ankrajların kullanılması çok yaygın bir

uygulama olmamakla birlikte kohezyonsuz zeminlerde de kullanılabilir.

Kaya ve zemin içinde açılmış bir deliğe yerleştirilen korezyona karşı korunmalı ve yüksek mukavemetli özel çelikten yapılmış öngermeli bir halat veya halatlar demeti olarak ankrajları tanımlayabiliriz. Ankraj karşı koruyucu kuvvetleri zeminden alarak yapısal elemana (örneğin betonarme veya fore kazıklı duvara) aktarır. Kısaca ankraj, üzerine uygulanan gerilme kuvvetini elverişli zemine ileten yapısal bir parçadır. Sabit veya öngermeli olabilir.

Sabit ankraj, kendi başına hiçbir yük taşımaz. Fakat zemin ilgili ankraj parçasına doğru oynadıkça yük ankraja nakledilir. Herhangi bir sabit ankrajın, maksimum yük taşıma kapasitesine ulaşabilmesi için büyük hareketlere ihtiyaç olabilir. Bu büyük hareketleri daha kabul edilebilir düzeye indirmek için zemin ankrajları, genellikle yapıya veya zemin yüzeyi levhasına veya bileşenlerine doğru çekilerek öngerilir. Böylece ankraj sistemi de yapı-yük testine tabi tutulur. Öngerimenin derecesi genellikle tasarlanan iş yükünün yüzdesidir. Yapılan deney sonucu öngermeli ankrajın, sabit ankrajdan daha dayanıklı olduğu gözlenmiştir. (BS-8081, 1989, British Standard Code of Practice for Ground Anchorages, British Standard Institution)

4.3 Zemin Ankrajlarının Tasarımı

Kaya ve zemin içinde açılmış bir deliğe yerleştirilen korozyona karşı korunmalı ve yüksek mukavemetli özel çelikten yapılmış öngermeli bir halat ya da halatlar demeti olarak ankrajı tanımlayabiliriz. Ankraj karşı koruyucu kuvvetleri zeminden alarak yapısal elemana aktarır. Kısaca ankraj, üzerine uygulanan gerilme kuvvetini elverişli zemine ileten yapısal bir parçadır. Ankraj sabit veya öngermeli olabilir. Sabit ankraj, kendi başına hiçbir yük taşımaz fakat zemin ilgili ankraj parçasına doğru oynadıkça, yük ankraja doğru nakledilir. Herhangi bir sabit ankrajın, maksimum yük taşıma kapasitesine ulaşabilmesi için büyük hareketlere ihtiyacı olabilir. Bu büyük hareketleri daha kabul edilebilir düzeye indirmek için zemin ankrajları, genellikle yapıya veya zemin yüzeyi levhasına veya bileşenlerine doğru çekilerek öngerilir. Böylece ankraj sistemi de yapı-yük testine tabi tutulur. Öngerilmenin derecesi genellikle tasarlanan iş yükünün yüzdesidir. Yapılan deneyler sonucu öngerilmeli ankrajın, sabit ankrajdan daha dayanıklı olduğu gözlenmiştir.

“BS 8081, British Standart Code of Practice for Ground Anchrages (1989)” ankraj sınıfına göre güvenlik faktörü metodları üstüne kurmuştur. Ankraj sınıfına göre güvenlik faktörleri Çizelge 4.1’de verilmiştir.

BS 8081'e göre zemin ankrajlarının tasarımında aşağıdakiler dikkate alınır;

- 1- Toptan göçme tahkiki,
- 2- Gömme derinliği,
- 3- Grup etkisi,
- 4- Ankraj kökünün boyutlar,

Temel Mühendisliği problemlerinde ankrajların kullanılmasının artması nedeniyle zemin ile ankraj arasındaki etkileşimin araştırılması önem kazanmıştır. Kaya ve zemin ankrajlarının nümerik olarak modellenmesi ile ankraj ve jeolojik ortam arasındaki davranışın hesaplanması mümkün olmaktadır.

Ankrajlar için çeşitli taşıma gücü bağıntıları geliştirilmiştir. Bu bağıntıların bir kısmı arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen amprik formüller, bir kısmı ise analitik bağıntılardır. Ankrajların zemin içindeki davranışının analizi ise karmaşık bir zemin yapı etkileşimi problemidir. Bu davranışın açıklığa kavuşturulabilmesi için bugüne kadar bir çok arazi ve laboratuvar çalışması yapılmış ve bu çalışmaların bir kısmı nümerik olarak modellenmiştir. Zemin yapı etkileşimi üzerinde yapılan fiziksel ve nümerik model çalışmalarında ankraj zemin ilişkisinde zeminin nonlinear davranış gösterdiği ve bu davranışın zeminin çeşitli özelliklerinden (başlangıç gerilme durumu, hacim değişimi, gerilme izi vb.) etkilendiği anlaşılmıştır. (Berilgen, M., Özaydın, K., 1994, Zemin Ankrajları Davranışının Analizi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara)

4.3.1 Kohezyonsuz zeminlerde ankraj taşıma kapasitesi

Kohezyonsuz zeminlerde çoğunlukla B ve C tipi ankrajlar kullanılmaktadır.

B Tipi Ankrajlar;

Ankrajın nihai yük taşıma kapasitesi (4.1) eşitliğiyle hesaplanabilir;

$$T_u = L \cdot n \cdot tg\phi \quad (4.1)$$

Bu formülde “n” delme tekniğine, ankraj çapına, enjeksiyon basıncına ($30 \text{ kN/m}^2 - 1000 \text{ kN/m}^2$), zeminin arazideki gerilmelerine, ankrajın yüzeyden olan derinliğine ve genişleyen kısmın karakteristiklerine bağlı bir katsayı olup kum çakıl zeminler (permeabilite katsayısı, $k_w > 10^{-4} \text{ m/sn}$ olan zeminler) için $400-600 \text{ kN/m}$ arasında değişirken, ince kumlardan orta kısımlara kadar (permeabilite katsayısı, $k_w = 10^{-4} - 10^{-6} \text{ m/sn}$ olan zeminler) n değeri $130 \text{ kN/m} - 165 \text{ kN/m}$ arasında değişmektedir. (BS-8081, 1989, British Standard Code of Practice for Ground Anchorages, British Standard Institution)

Almanya’da yapılan kapsamlı deneyler sonucu, yük taşıma kapasitesinin, rölatif sıkılığa, zemin mukavemetine, sabit ankraj uzunluğuna ve biraz da olsa ankraj çapına bağlı olduğu görülmüştür. Bu da taşıma gücü kontrolünde önemli faktörlerden birinin zemin kabarması olduğunu kanıtlar. Ankraj imalat yönteminin taşıma kapasitesini bilinmeyen bir dereceye kadar etkilediği hiçbir zaman gözden kaçırılmamalıdır. Yani sonuç olarak, genel tasarım ölçütü dikkatle ve değişik ankraj konstrüksiyon sistemlerinde edinilen deneyimle kullanılmalıdır. Gerekli olduğunda nihai yük taşıma kapasitesini garanti etmek için ankraj test deneyleri uygulanmalıdır. (İncecik, M., 1980, Kohezyonsuz zeminlerde ankrajların davranışı, Doktora Tezi, İ.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Müh. Mim. Fak. Matbaası, İstanbul)

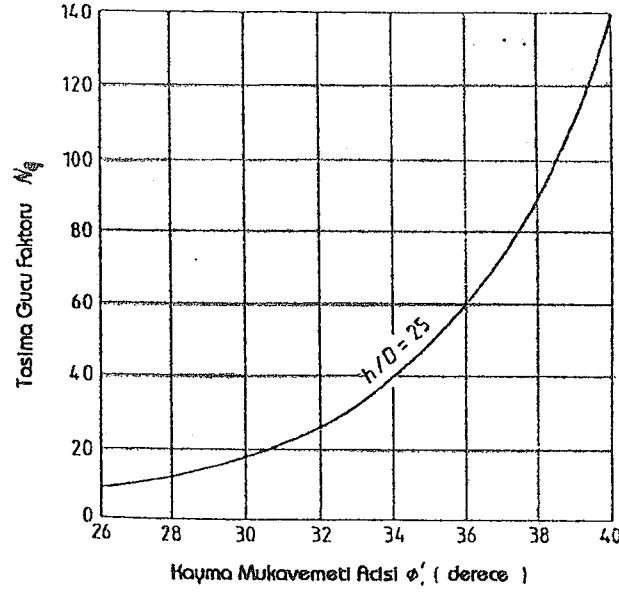
Diğer bir alternatif bağıntı da, ankraj taşıma kapasitesi için, ankraj boyutlarına ve zemin özelliklerine bağlı olarak (4.2) eşitliğiyle verilebilir;

$$T_f = A \cdot \sigma'_v \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot tg\phi' + B \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (D^2 - d^2) \quad (4.2)$$

(BS-8081, 1989, British Standard Code of Practice for Ground Anchorages, British Standard Institution). Bu bağıntıdaki birinci kısım, çevre sürtünmesini, ikinci kısım ise uç direncini temsil etmektedir. σ'_v jeolojik yükü ise (4.3) eşitliğiyle;

$$\gamma \cdot (H + L/2) \text{ olarak alınmaktadır.} \quad (4.3)$$

B katsayısı $N_q / 1.4$ 'e eşittir ve Şekil 4.4'den alınabilir.

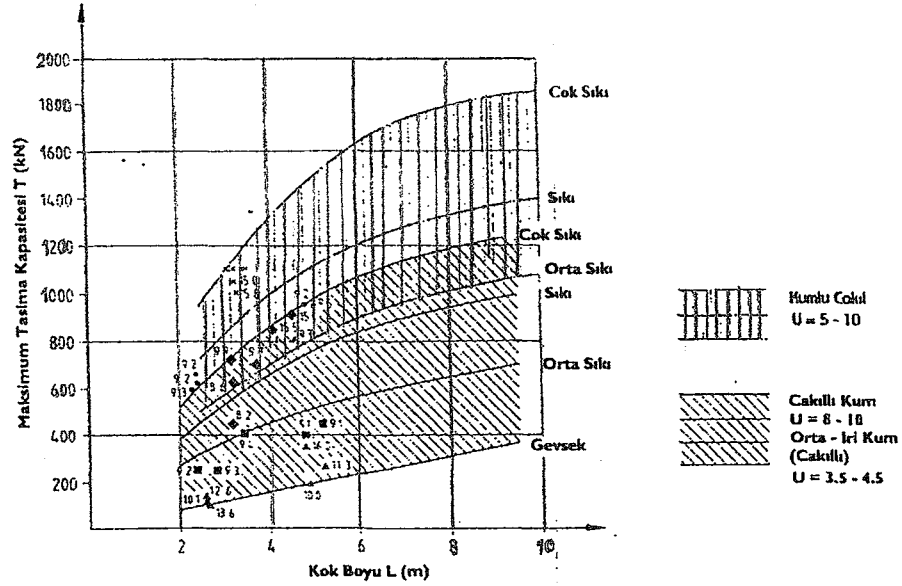


Şekil 4.4 Taşıma gücü kapasitesi faktörü ile efektif kayma mukavemeti açısı arasındaki ilişki. (BS-8081, 1989, British Standard Code of Practice for Ground Anchorages, British Standard Institution)

C Tipi Ankrajlar;

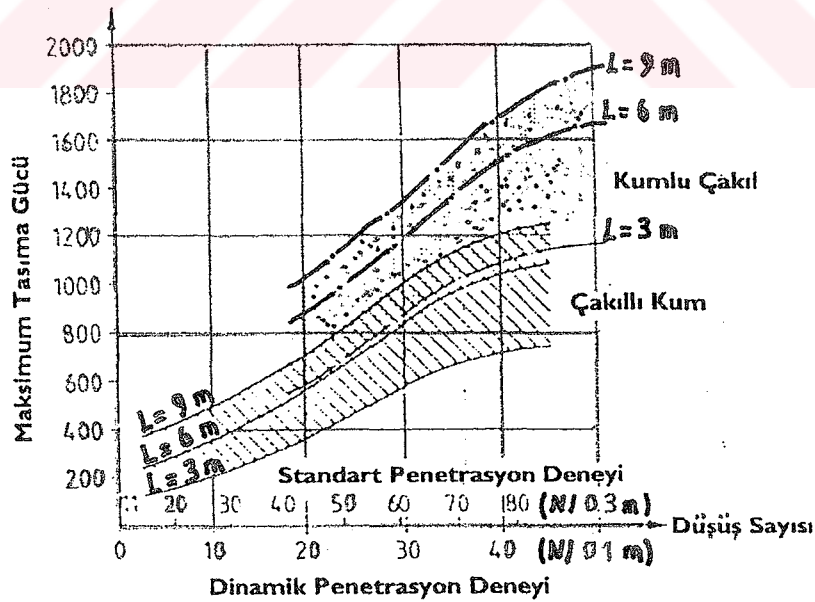
C tipi ankrajların tasarımı, zeminlerin mekanik özelliklerinin kullanıldığı teorik ya da ampirik bağıntılardan yararlanılarak yapılmaktan çok, belli bir zemin sınıfı aralığı için arazi deneylerinden elde edilen verileri kullanarak hazırlanmış tasarım eğrileri kullanılması temeline dayanır. Örneğin alüvyonlarda test sonuçları 0.10-0.15 m çapındaki ankraj delikleri için, maksimum yük taşıma kapasitesinin ankraj kökünün imalatında 1000 kN/m^2 'lik enjeksiyon basıncı kullanılması durumunda $90 \text{ kN/m} - 130 \text{ kN/m}$ arasında, 2500 kN/m^2 'lik enjeksiyon basıncı için $190 \text{ kN/m} - 240 \text{ kN/m}$ arasında değiştiğini göstermiştir.

Son yıllarda, C tipi ankrajlar için tasarım eğrilerinin kullanımı ankraj testi deneyleri için genişletilmiştir. Şekil 4.5 kumlu çakıllar ve çakıllı kumlar için maksimum yük taşıma kapasitesinin yoğunluk ve uniformluk katsayısı ile artışını göstermektedir.



Şekil 4.5 Kumlu çakıllar ve çakıllı kumlarda maksimum ankraj kapasitesi. (BS-8081, 1989, British Standard Code of Practice for Ground Anchorages, British Standard Institution)

Emniyetli taşıma kapasitesi, ankraj kök boyu ile SPT ve Dinamik Penetrasyon Deneyi sonuçları arasındaki ilişki Şekil 4.6'da görülebilir;



Şekil 4.6 Emniyetli ankraj taşıma kapasitesi, standart penetrasyon deneyi ve dinamik penetrasyon deneyi arasındaki ilişki. (BS-8081, 1989, British Standard Code of Practice for Ground Anchorages, British Standard Institution)

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 faktör 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 kullanımıyla ilgilidir. (BS-8081, 1989, British Standard Code of Practice for Ground Anchorages, British Standard Institution)



5 Ankrajlı Palplanş Perdelerin Çözümleriyle İlgili Bir Bilgisayar Programı

SPW, palplanş perde analizinde “elastik kiriş yöntemi”ni kullanan bir bilgisayar programıdır.

Palplanş perde Şekil 5.1 ve Şekil 5.2’de gösterildiği gibi dikey, elastik bir kiriş olarak kabul edilir ve davranışı (5.1) ile (5.2) eşitlikleriyle modellenir.

$$\frac{d^2 \cdot M}{dz^2} = -q \quad (5.1)$$

$$\frac{d^2 w}{dz^2} = -M / EI \quad (5.2)$$

Burada M; eğilme momentini, z duvar boyunca düşey koordinatı, q yatay yükü, w yatay yerdeğışmeyi ve EI eğilme rijitliğini tanımlamaktadır.

Diferansiyel denklemler, sayısal olarak sonlu elemanlar yöntemi ile duvarın maksimum 1000 eşit uzunlukta parçalara ayrılmasıyla çözümlür.

Programın çalışması;

Başlangıç durumunda (step 0) sol ve sağ tarafta tüm ankrajlar yüksüz, deplasmanlar sıfır ve duvarın sol ve sağ tarafı tamamen aynı kabul edilir. Sonraki adımlarda duvarın iki tarafındaki zemin özellikleri değıştirilir. Deformasyonlar, yatay kuvvetlerin uygulanması,

ankraj uygulaması ve zemin özelliklerinin değıştirilmesiyle ortaya çıkar. Kazı, zeminin kuru birim hacim ağırlığına sıfır ($W_d=0$) değeri verilmesiyle uygulanır. Palplanş, eğilme rijitliğinin (EI) değeri ile karakterize edilir. Programda standart profillerin özellikleri toplanmış, 20 değeri için kataloglar oluşturulmuştur.

Programla ilgili bir örnek aşağıda verilmiş olup çıktıları son kısımdan görülebilir.

Students of Geotechnics, New Problem

General Data

Licensed User : Students of Geotechnics
 File Name : New.spw
 Problem Name : New Problem
 Length (m) : 4.000
 Number of Elements : 100
 Number of Layers : 4
 Number of Loading Steps : 1
 Profile from Catalogue : 1

Data of Layers

Step 0, Left side

Layer	Top (m)	Bottom (m)	Wd (kN/m ³)	Ws (kN/m ³)	Zw (m)	Cap (m)	q (kN/m ²)	c (kN/m ²)	Ka (-)	Kp (-)	Kn (-)	Dw (m)
1	0.000	1.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
2	1.000	2.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
3	2.000	3.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
4	3.000	4.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020

Step 0, Right side

Layer	Top (m)	Bottom (m)	Wd (kN/m ³)	Ws (kN/m ³)	Zw (m)	Cap (m)	q (kN/m ²)	c (kN/m ²)	Ka (-)	Kp (-)	Kn (-)	Dw (m)
1	0.000	1.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
2	1.000	2.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
3	2.000	3.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
4	3.000	4.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020

Step 1, Left side

Layer	Top (m)	Bottom (m)	Wd (kN/m ³)	Ws (kN/m ³)	Zw (m)	Cap (m)	q (kN/m ²)	c (kN/m ²)	Ka (-)	Kp (-)	Kn (-)	Dw (m)
1	0.000	1.000	0.000	10.000	20.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
2	1.000	2.000	0.000	10.000	20.000	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	1.000	1.000
3	2.000	3.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
4	3.000	4.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020

Step 1, Right side

Layer	Top (m)	Bottom (m)	Wd (kN/m ³)	Ws (kN/m ³)	Zw (m)	Cap (m)	q (kN/m ²)	c (kN/m ²)	Ka (-)	Kp (-)	Kn (-)	Dw (m)
1	0.000	1.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
2	1.000	2.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
3	2.000	3.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020
4	3.000	4.000	16.000	20.000	20.000	0.000	0.000	0.000	0.333	3.000	1.000	0.020

Data of Anchors and Lateral Forces

Step 0 :

Point	Fx (kN/m)	Fa (kN/m)	Fw (m)
0	0.000	0.000	1.000
1	0.000	0.000	1.000
2	0.000	0.000	1.000
3	0.000	0.000	1.000
4	0.000	0.000	1.000

Step 1 :

Point	Fx (kN/m)	Fa (kN/m)	Fw (m)
0	0.000	0.000	1.000
1	0.000	50.000	-0.020
2	0.000	0.000	1.000
3	0.000	0.000	1.000
4	0.000	0.000	1.000

Students of Geotechnics, New Problem

Data of Axial Forces and Moment

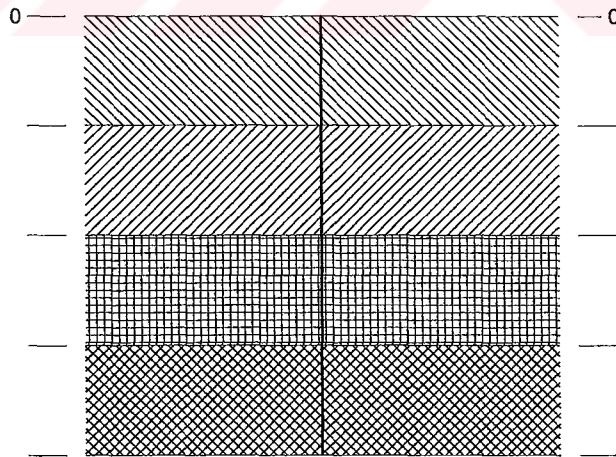
Step	NA (kN/m)	NB (kN/m)	MA (kNm/m)
0	0.000	0.000	0.000
1	0.000	0.000	0.000

Catalogue of Profiles

No	Profile Name	Area (m ² /m)	Weight (kN/m ³)	E (GN/m ²)	h (m)	i (m)	EI (kNm ² /m)
1	Larssen 20	0.010100	78.000	210.000	0.220000	0.080800	13847.2
2	Larssen 20	0.010100	78.000	210.000	0.220000	0.080800	13847.2
3	Larssen 20	0.010100	78.000	210.000	0.220000	0.080800	13847.2
4	Larssen 20	0.010100	78.000	210.000	0.220000	0.080800	13847.2
5	Larssen 20	0.010100	78.000	210.000	0.220000	0.080800	13847.2
6	Larssen 20	0.010100	78.000	210.000	0.220000	0.080800	13847.2
7	Larssen 20	0.010100	78.000	210.000	0.220000	0.080800	13847.2
8	Larssen 20	0.010100	78.000	210.000	0.220000	0.080800	13847.2
9	Larssen 20	0.010100	78.000	210.000	0.220000	0.080800	13847.2
10	Larssen 20	0.010100	78.000	210.000	0.220000	0.080800	13847.2
11	Hoesch 215	0.027400	78.000	210.000	0.340000	0.140000	112778.4
12	Hoesch 215	0.027400	78.000	210.000	0.340000	0.140000	112778.4
13	Hoesch 215	0.027400	78.000	210.000	0.340000	0.140000	112778.4
14	Hoesch 215	0.027400	78.000	210.000	0.340000	0.140000	112778.4
15	Hoesch 215	0.027400	78.000	210.000	0.340000	0.140000	112778.4
16	Hoesch 215	0.027400	78.000	210.000	0.340000	0.140000	112778.4
17	Hoesch 215	0.027400	78.000	210.000	0.340000	0.140000	112778.4
18	Hoesch 215	0.027400	78.000	210.000	0.340000	0.140000	112778.4
19	Hoesch 215	0.027400	78.000	210.000	0.340000	0.140000	112778.4
20	Hoesch 215	0.027400	78.000	210.000	0.340000	0.140000	112778.4

Cross Sections

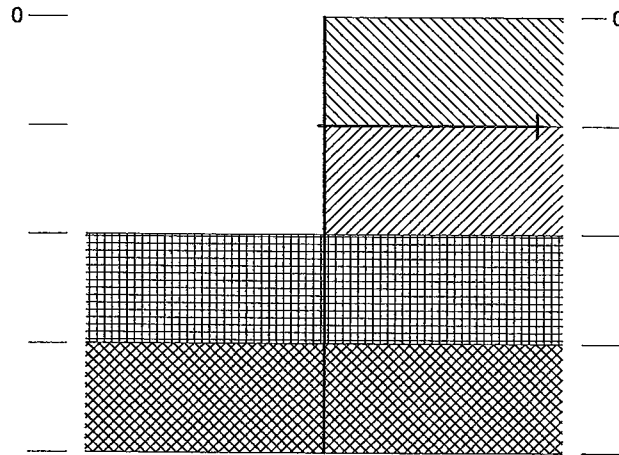
Step 0:



Şekil 5.1

Students of Geotechnics, New Problem

Step 1 :



Şekil 5.2

Results after Step 1 :

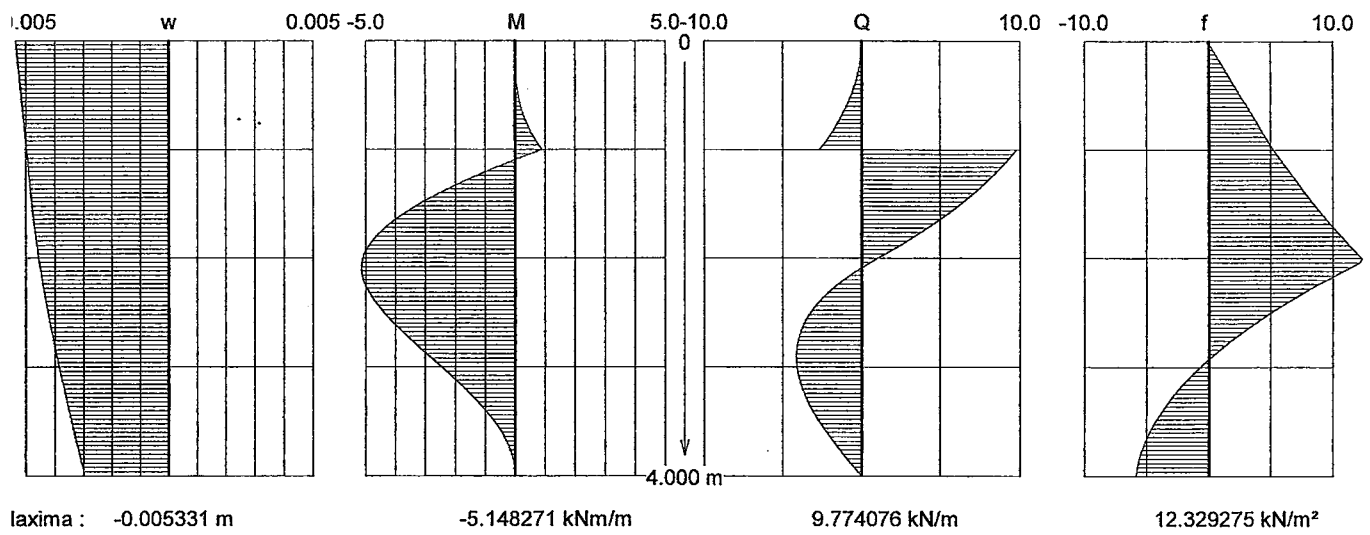
i	z (m)	w (m)	M (kNm)	Q- (kN)	Q+ (kN)	F (kN)	f (kN/m ²)
0	0.000	-0.005331	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
1	0.040	-0.005317	0.000085	-0.004267	-0.004267	0.000000	-0.106675
2	0.080	-0.005302	0.000512	-0.017067	-0.017067	0.000000	-0.320000
3	0.120	-0.005288	0.001621	-0.038400	-0.038400	0.000000	-0.533325
4	0.160	-0.005274	0.003755	-0.068267	-0.068267	0.000000	-0.746675
5	0.200	-0.005259	0.007253	-0.106667	-0.106667	0.000000	-0.960000
6	0.240	-0.005245	0.012459	-0.153600	-0.153600	0.000000	-1.173325
7	0.280	-0.005231	0.019712	-0.209067	-0.209067	0.000000	-1.386675
8	0.320	-0.005217	0.029355	-0.273067	-0.273067	0.000000	-1.600000
9	0.360	-0.005202	0.041728	-0.345600	-0.345600	0.000000	-1.813325
10	0.400	-0.005188	0.057173	-0.426667	-0.426667	0.000000	-2.026675
11	0.440	-0.005174	0.076032	-0.516267	-0.516267	0.000000	-2.240000
12	0.480	-0.005159	0.098645	-0.614400	-0.614400	0.000000	-2.453325
13	0.520	-0.005145	0.125355	-0.721067	-0.721067	0.000000	-2.666675
14	0.560	-0.005131	0.156501	-0.836267	-0.836267	0.000000	-2.880000
15	0.600	-0.005117	0.192427	-0.960000	-0.960000	0.000000	-3.093325
16	0.640	-0.005103	0.233472	-1.092267	-1.092267	0.000000	-3.306675
17	0.680	-0.005088	0.279979	-1.233067	-1.233067	0.000000	-3.520000
18	0.720	-0.005074	0.332288	-1.382400	-1.382400	0.000000	-3.733325
19	0.760	-0.005060	0.390741	-1.540267	-1.540267	0.000000	-3.946675
20	0.800	-0.005046	0.455680	-1.706667	-1.706667	0.000000	-4.160000
21	0.840	-0.005032	0.527445	-1.881600	-1.881600	0.000000	-4.373325
22	0.880	-0.005018	0.606379	-2.065067	-2.065067	0.000000	-4.586675
23	0.920	-0.005004	0.692821	-2.257067	-2.257067	0.000000	-4.800000
24	0.960	-0.004991	0.787119	-2.457800	-2.457800	0.000000	-5.018325
25	1.000	-0.004977	0.889639	-2.668225	9.774076	12.442301	-5.260625
26	1.040	-0.004963	0.503080	9.553875	9.553875	0.000000	-5.505025
27	1.080	-0.004950	0.125526	9.323812	9.323812	0.000000	-5.751575
28	1.120	-0.004936	-0.242626	9.083796	9.083796	0.000000	-6.000400
29	1.160	-0.004923	-0.600976	8.833734	8.833734	0.000000	-6.251550
30	1.200	-0.004909	-0.949122	8.573531	8.573531	0.000000	-6.505075
31	1.240	-0.004895	-1.286654	8.303082	8.303082	0.000000	-6.761225
32	1.280	-0.004881	-1.613161	8.022282	8.022282	0.000000	-7.020000
33	1.320	-0.004867	-1.928227	7.731017	7.731017	0.000000	-7.281625
34	1.360	-0.004853	-2.231431	7.429169	7.429169	0.000000	-7.546200
35	1.400	-0.004839	-2.522346	7.116612	7.116612	0.000000	-7.813925
36	1.440	-0.004824	-2.800543	6.793215	6.793215	0.000000	-8.084925
37	1.480	-0.004809	-3.065584	6.458839	6.458839	0.000000	-8.359400
38	1.520	-0.004793	-3.317028	6.113338	6.113338	0.000000	-8.637525
39	1.560	-0.004777	-3.554426	5.756560	5.756560	0.000000	-8.919450
40	1.600	-0.004761	-3.777324	5.388344	5.388344	0.000000	-9.205400
41	1.640	-0.004744	-3.985261	5.008521	5.008521	0.000000	-9.495575
42	1.680	-0.004727	-4.177770	4.616914	4.616914	0.000000	-9.790175
43	1.720	-0.004709	-4.354375	4.213341	4.213341	0.000000	-10.089325

Students of Geotechnics, New Problem

44	1.760	-0.004691	-4.514594	3.797608	3.797608	0.000000	-10.393325
45	1.800	-0.004672	-4.657936	3.369515	3.369515	0.000000	-10.702325
46	1.840	-0.004653	-4.783904	2.928854	2.928854	0.000000	-11.016525
47	1.880	-0.004633	-4.891989	2.475409	2.475409	0.000000	-11.336125
48	1.920	-0.004613	-4.981676	2.008956	2.008956	0.000000	-11.661325
49	1.960	-0.004592	-5.052440	1.529264	1.529264	0.000000	-11.992300
50	2.000	-0.004570	-5.103748	1.036093	1.036093	0.000000	-12.329275
51	2.040	-0.004548	-5.135465	0.549780	0.549780	0.000000	-12.157825
52	2.080	-0.004526	-5.148271	0.090538	0.090538	0.000000	-11.481050
53	2.120	-0.004502	-5.143241	-0.342052	-0.342052	0.000000	-10.814750
54	2.160	-0.004478	-5.121432	-0.748418	-0.748418	0.000000	-10.159150
55	2.200	-0.004454	-5.083883	-1.129001	-1.129001	0.000000	-9.514575
56	2.240	-0.004429	-5.031618	-1.484256	-1.484256	0.000000	-8.881375
57	2.280	-0.004403	-4.965640	-1.814645	-1.814645	0.000000	-8.259725
58	2.320	-0.004377	-4.886934	-2.120644	-2.120644	0.000000	-7.649975
59	2.360	-0.004350	-4.796467	-2.402736	-2.402736	0.000000	-7.052300
60	2.400	-0.004323	-4.695184	-2.661415	-2.661415	0.000000	-6.466975
61	2.440	-0.004295	-4.584012	-2.897184	-2.897184	0.000000	-5.894225
62	2.480	-0.004266	-4.463857	-3.110552	-3.110552	0.000000	-5.334200
63	2.520	-0.004238	-4.335605	-3.302039	-3.302039	0.000000	-4.787175
64	2.560	-0.004208	-4.200121	-3.472170	-3.472170	0.000000	-4.253275
65	2.600	-0.004178	-4.058248	-3.621475	-3.621475	0.000000	-3.732625
66	2.640	-0.004148	-3.910809	-3.750491	-3.750491	0.000000	-3.225400
67	2.680	-0.004117	-3.758604	-3.859762	-3.859762	0.000000	-2.731775
68	2.720	-0.004086	-3.602412	-3.949833	-3.949833	0.000000	-2.251775
69	2.760	-0.004054	-3.442990	-4.021254	-4.021254	0.000000	-1.785525
70	2.800	-0.004022	-3.281074	-4.074579	-4.074579	0.000000	-1.333125
71	2.840	-0.003989	-3.117375	-4.110365	-4.110365	0.000000	-0.894650
72	2.880	-0.003957	-2.952584	-4.129169	-4.129169	0.000000	-0.470100
73	2.920	-0.003923	-2.787370	-4.131550	-4.131550	0.000000	-0.059525
74	2.960	-0.003890	-2.622377	-4.118070	-4.118070	0.000000	0.337000
75	3.000	-0.003856	-2.458230	-4.089288	-4.089288	0.000000	0.719550
76	3.040	-0.003822	-2.295529	-4.045765	-4.045765	0.000000	1.088075
77	3.080	-0.003788	-2.134853	-3.988061	-3.988061	0.000000	1.442600
78	3.120	-0.003753	-1.976757	-3.916735	-3.916735	0.000000	1.783150
79	3.160	-0.003718	-1.821775	-3.832344	-3.832344	0.000000	2.109775
80	3.200	-0.003683	-1.670419	-3.735444	-3.735444	0.000000	2.422500
81	3.240	-0.003648	-1.523179	-3.626588	-3.626588	0.000000	2.721400
82	3.280	-0.003613	-1.380520	-3.506327	-3.506327	0.000000	3.006525
83	3.320	-0.003577	-1.242890	-3.375209	-3.375209	0.000000	3.277950
84	3.360	-0.003541	-1.110710	-3.233778	-3.233778	0.000000	3.535775
85	3.400	-0.003506	-0.984383	-3.082578	-3.082578	0.000000	3.780000
86	3.440	-0.003470	-0.864288	-2.922145	-2.922145	0.000000	4.010825
87	3.480	-0.003434	-0.750785	-2.753015	-2.753015	0.000000	4.228250
88	3.520	-0.003397	-0.644210	-2.575719	-2.575719	0.000000	4.432400
89	3.560	-0.003361	-0.544880	-2.390785	-2.390785	0.000000	4.623350
90	3.600	-0.003325	-0.453090	-2.198738	-2.198738	0.000000	4.801175
91	3.640	-0.003289	-0.369113	-2.000097	-2.000097	0.000000	4.966025
92	3.680	-0.003252	-0.293204	-1.795380	-1.795380	0.000000	5.117925
93	3.720	-0.003216	-0.225594	-1.585101	-1.585101	0.000000	5.256975
94	3.760	-0.003179	-0.166497	-1.369770	-1.369770	0.000000	5.383275
95	3.800	-0.003143	-0.116103	-1.149897	-1.149897	0.000000	5.496825
96	3.840	-0.003107	-0.074586	-0.925986	-0.925986	0.000000	5.597775
97	3.880	-0.003070	-0.042095	-0.698540	-0.698540	0.000000	5.686150
98	3.920	-0.003034	-0.018763	-0.468060	-0.468060	0.000000	5.762000
99	3.960	-0.002997	-0.004701	-0.235048	-0.235048	0.000000	5.825300
100	4.000	-0.002961	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000	5.876200

Students of Geotechnics, New Problem

Results after Step 1 :



6 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin analizleri

Bu bölümde $H = 4m - 12m$ ve $\phi = 26^\circ - 34^\circ$ arasında incelemeler ayrıntılı olarak sürşarj etkisinin olmadığı durum için yapılmış olup, sürşarj etkisinin olduğu durum da $\phi = 26^\circ$ için örneklerle $H = 4m - 10m$ arasında alınmıştır.

a) Sürşarjsız Durumda

1- Kazı yüksekliği arttıkça bütün a/H değerleri için maksimum moment (M_{max}) da artmaktadır ve de maksimum momentin yeri, zemin yüzünden aşağı doğru inmektedir. Şekil 6.11, Şekil 6.12, Şekil 6.13, Şekil 6.14, Şekil 6.15, Şekil 6.16, Şekil 6.17, Şekil 6.18, Şekil 6.19, Şekil 6.20 ile ekler bölümündeki program çıktılarından yararlanılarak bu değişimler gözlenebilir.

2- Sabit bir kazı yüksekliği için a/H oranı arttıkça maksimum momentin azalmakta olduğunu Şekil 6.11, Şekil 6.12, Şekil 6.13, Şekil 6.14, Şekil 6.15'den ve ekler bölümündeki program çıktılarından görebiliriz.

3- a/H oranları arttıkça (0.1,0.2,0.3) maksimum momentlerin farkı kazı yükseklikleri arttıkça artmaktadır. Şekil 6.11, Şekil 6.12, Şekil 6.13, Şekil 6.14, Şekil 6.15 ve ekler bölümündeki program çıktılarından bu farklar görülmektedir.

4- Şekil 6.16, Şekil 6.17, Şekil 6.18, Şekil 6.19, Şekil 6.20'de ve ekler bölümündeki program çıktılarındaki moment grafiklerinde görüldüğü gibi bütün durumlar, için maksimum momentin yeri kazı yüksekliğinin yarısından aşağıda olmaktadır.

5- a/H oranı ya da ankrajın uygulandığı derinlik büyüdükçe duvar boyunca ankrajdan aşağıdaki momentler bütün kazı derinlikleri için azalmaktadır. Zeminle ankraj arasındaki momentler, ankrajla perde sonuna kadar olan momentlerle kıyaslanamayacak kadar önemsizdir.

6- Oldukça küçük (4-6 m) kazı yükseklikleri için ankrajın altındaki duvar boyunca moment değerleri çakma derinliklerindeki gibi iken 8-10 m ve daha büyük kazı yüksekliklerinde, moment kazı hattı altında ve etrafında, çakma derinliği boyunca değişmektedir.

7- Bütün a/H oranlarında ve bütün durumlarda kazı yükseklikleri arttıkça momentler de artmaktadır. 8 m'ye kadar olan kazı derinliklerinde kazı hattı altındaki momentler birbirlerine oldukça yakınken 10 ve 12 m'de bu değerler ani yükselerek küçük kazı yüksekliklerindeki kadar çok büyük olur. Ayrıca bu değerler içsel sürtünme açısı arttıkça

Şekil 6.13’de görüldüğü gibi herhangi bir kazı derinliğinde ve a/H oranında artmaktadır.

2- Sabit bir $\frac{q}{\gamma_n \cdot H}$ değeri için ankraj aşağı çekilirken ankraj kuvveti tekrar artmakta, kazı yüksekliği artarken $a/H=0.1-0.3$ arasındaki ankraj kuvvetleri farkları da yine artmaktadır.

Bu fark $\frac{q}{\gamma_n \cdot H}$ oranı artarken (burada H, γ_n sabit) yani sürşarj yükü artarken de artmaktadır.

Benzer durum moment analizinde de görülmektedir.

3- Sabit bir $\frac{q}{\gamma_n \cdot H}$ değeri için ankraj kuvvetinin yeri aşağı inerken maksimum moment azalmaktadır.

4- Sürşarj artarken, momentler;

$H=4$ m ve a/H ’ın sabit değeri için artar. Farklı a/H değerleri için q , 0 kN/m^2 ’den 100 kN/m^2 ’ye çıkarken $96 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - $201 \text{ kN} \cdot \text{m}$ arasında moment farklılıkları olmaktadır.

Aynı şekilde;

$H=6$ m’de $222.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - $406.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$H=8$ m’de $292.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - $687.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$H=10$ m’de $516.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - $1031.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Maksimum toprak basınçları da sürşarjın artmasıyla $H=4$ m’de 257.74 kN/m^2 iken $H=10$ m’de 289.79 kN/m^2 ’ye kadar artmaktadır.

5- Sabit bir sürşarj değeri için a/H artarken moment azalmaktadır ve de aynı model kazı derinliği analizinde de geçerlidir.

6- Sabit bir a/H ve H değeri için, sürşarj arttıkça duvar boyunca deplasman da artmakta, fakat sabit bir sürşarj değeri için deplasmanlar genellikle a/H değeri artarken azalmaktadır.

Şekil 6.13'de görüldüğü gibi herhangi bir kazı derinliğinde ve a/H oranında artmaktadır.

2- Sabit bir $\frac{q}{\gamma_n \cdot H}$ değeri için ankraj aşağı çekilirken ankraj kuvveti tekrar artmakta, kazı yüksekliği artarken $a/H=0.1-0.3$ arasındaki ankraj kuvvetleri farkları da yine artmaktadır.

Bu fark $\frac{q}{\gamma_n \cdot H}$ oranı artarken (burada H, γ_n sabit) yani sürşarj yükü artarken de artmaktadır.

Benzer durum moment analizinde de görülmektedir.

3- Sabit bir $\frac{q}{\gamma_n \cdot H}$ değeri için ankraj kuvvetinin yeri aşağı inerken maksimum moment azalmaktadır.

4- Sürşarj artarken, momentler;

$H=4$ m ve a/H 'ın sabit değeri için artar. Farklı a/H değerleri için q , 0 kN/m^2 'den 100 kN/m^2 'ye çıkarken $96 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - $201 \text{ kN} \cdot \text{m}$ arasında moment farklılıkları olmaktadır.

Aynı şekilde;

$H=6$ m'de $222.32 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - $406.23 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$H=8$ m'de $292.87 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - $687.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$H=10$ m'de $516.00 \text{ kN} \cdot \text{m}$ - $1031.34 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Maksimum toprak basınçları da sürşarjın artmasıyla $H=4$ m'de 257.74 kN/m^2 iken $H=10$ m'de 289.79 kN/m^2 'ye kadar artmaktadır.

5- Sabit bir sürşarj değeri için a/H artarken moment azalmaktadır ve de aynı model kazı derinliği analizinde de geçerlidir.

6- Sabit bir a/H ve H değeri için, sürşarj arttıkça duvar boyunca deplasman da artmakta, fakat sabit bir sürşarj değeri için deplasmanlar genellikle a/H değeri artarken azalmaktadır.

Çizelge 6.1 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde; ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, maksimum momentler ve maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açısı 26° için değerleri

ÖRNEK NO	KAZI YÜKSEKLİĞİ H (m)	ANKRAJ DERİNLİĞİ a (m)	a/H	ANKRAJ KUVVETİ R(kN)	ÇAKMA DERİNLİĞİ D(m)	MAKSİMUM MOMENT Mmax(kNm)	MAKSİMUM MOMENTİN YERİ Xo(m)	φ	Xo / H	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)
S4-1	4	0,4	0,10	32,30	2,00	54,30	3,12	26	0,7	17,00	0,00
S4-2	4	0,8	0,20	34,80	1,95	46,87	3,23	26	0,8	17,00	0,00
S4-3	4	1,2	0,30	37,75	1,89	38,13	3,42	26	0,8	17,00	0,00
S6-1	6	0,6	0,10	72,68	3,00	182,29	4,65	26	0,7	17,00	0,00
S6-2	6	1,2	0,20	78,30	2,92	154,37	4,93	26	0,8	17,00	0,00
S6-3	6	1,8	0,30	84,94	2,82	118,85	5,12	26	0,8	17,00	0,00
S8-1	8	0,8	0,10	129,21	4,00	431,76	6,20	26	0,7	17,00	0,00
S8-2	8	1,6	0,20	139,20	3,90	364,67	6,58	26	0,8	17,00	0,00
S8-3	8	2,4	0,30	151,00	3,76	272,79	6,95	26	0,8	17,00	0,00
S10-1	10	1	0,10	201,89	5,00	843,83	7,75	26	0,7	17,00	0,00
S10-2	10	2	0,20	217,50	4,87	714,29	8,22	26	0,8	17,00	0,00
S10-3	10	3	0,30	235,95	4,70	541,40	8,69	26	0,8	17,00	0,00
S12-1	12	1,2	0,10	290,73	6,00	1457,24	9,30	26	0,7	17,00	0,00
S12-2	12	2,4	0,20	313,20	5,85	1230,89	9,69	26	0,8	17,00	0,00
S12-3	12	3,6	0,30	339,76	5,65	921,04	10,43	26	0,8	17,00	0,00

Çizelge 6.2 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde; ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, çakma derinlikleri, maksimum momentler ve maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açısı 28° için değerleri

ÖRNEK NO	KAZI YÜKSEKLİĞİ H (m)	ANKRAJ DERİNLİĞİ a (m)	a/H	ANKRAJ KUVVETİ R(kN)	ÇAKMA DERİNLİĞİ D(m)	MAKSİMUM MOMENT Mmax(kNm)	MAKSİMUM MOMENTİN YERİ Xo(m)	φ	Xo / H	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)
S4-1	4	0,4	0,10	28,46	1,77	46,29	3,02	28	0,8	17,00	0,00
S4-2	4	0,8	0,20	30,76	1,72	39,95	3,20	28	0,8	17,00	0,00
S4-3	4	1,2	0,30	33,50	1,69	32,84	3,37	28	0,8	17,00	0,00
S6-1	6	0,6	0,10	64,04	2,66	155,94	4,61	28	0,8	17,00	0,00
S6-2	6	1,2	0,20	69,22	2,58	131,54	4,80	28	0,8	17,00	0,00
S6-3	6	1,8	0,30	75,39	2,49	99,55	5,08	28	0,8	17,00	0,00
S8-1	8	0,8	0,10	113,85	3,54	368,87	6,14	28	0,8	17,00	0,00
S8-2	8	1,6	0,20	123,06	3,44	308,15	6,40	28	0,8	17,00	0,00
S8-3	8	2,4	0,30	134,02	3,32	222,71	6,88	28	0,9	17,00	0,00
S10-1	10	1	0,10	177,90	4,43	721,23	7,68	28	0,8	17,00	0,00
S10-2	10	2	0,20	192,28	4,30	605,23	8,00	28	0,8	17,00	0,00
S10-3	10	3	0,30	209,41	4,15	449,05	8,46	28	0,8	17,00	0,00
S12-1	12	1,2	0,10	256,09	5,31	1245,00	9,21	28	0,8	17,00	0,00
S12-2	12	2,4	0,20	276,81	5,16	1040,24	9,60	28	0,8	17,00	0,00
S12-3	12	3,6	0,30	301,47	4,98	752,58	10,32	28	0,9	17,00	0,00

Çizelge 6.3 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde; ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, maksimum momentler ve maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açısı 30° için değerleri

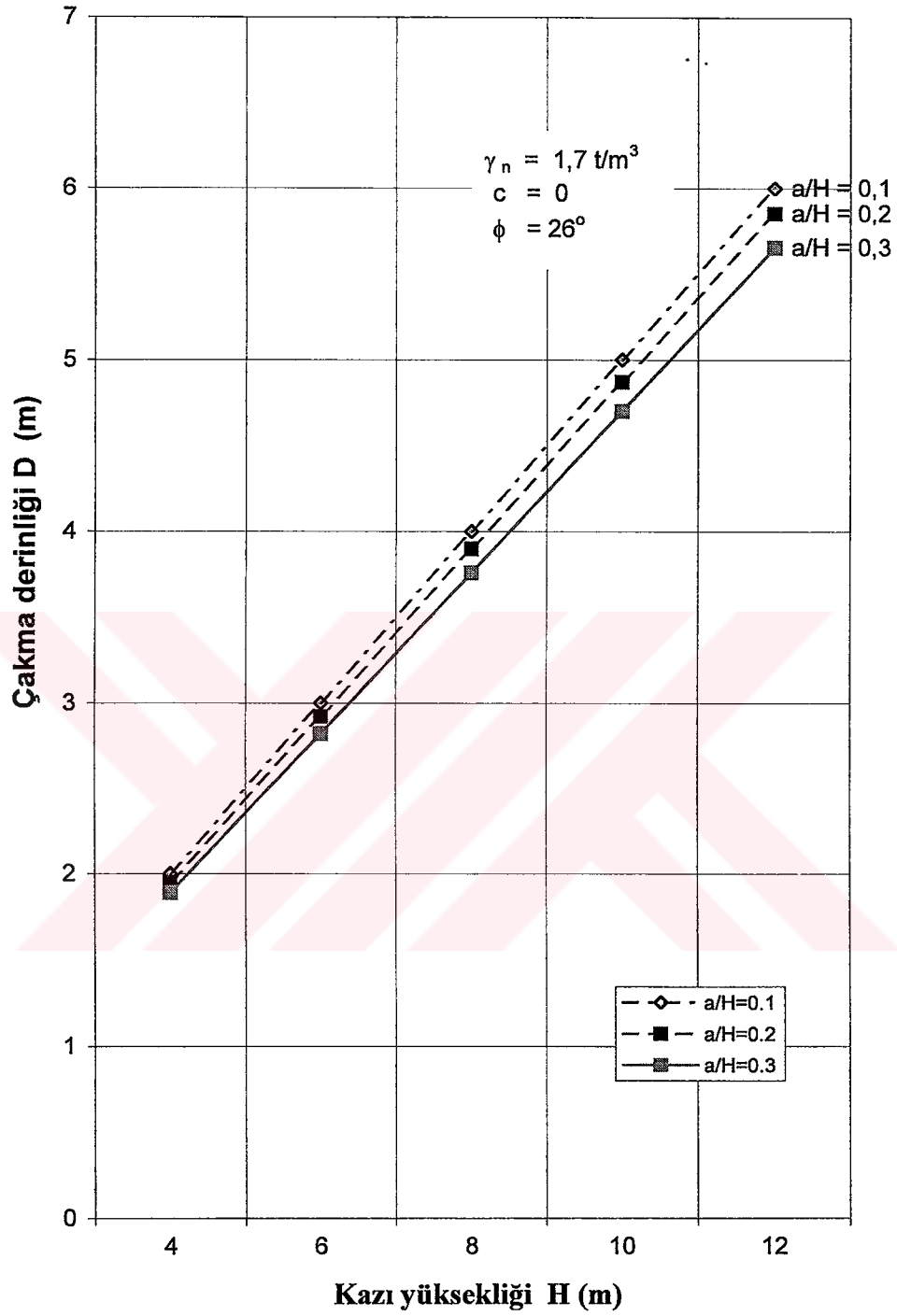
ÖRNEK NO	KAZI YÜKSEKLİĞİ H (m)	ANKRAJ DERİNLİĞİ a (m)	a/H	ANKRAJ KUVVETİ R(kN)	ÇAKMA DERİNLİĞİ D(m)	MAKSİMUM MOMENT Mmax(kNm)	MAKSİMUM MOMENTİN YERİ Xo(m)	ϕ	Xo / H	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)
S4-1	4	0,4	0,10	25,20	1,57	39,95	3,00	30	0,8	17,00	0,00
S4-2	4	0,8	0,20	27,33	1,54	34,70	3,12	30	0,8	17,00	0,00
S4-3	4	1,2	0,30	29,90	1,54	28,00	3,34	30	0,8	17,00	0,00
S6-1	6	0,6	0,10	56,70	2,35	134,53	4,51	30	0,8	17,00	0,00
S6-2	6	1,2	0,20	61,50	2,29	112,83	4,68	30	0,8	17,00	0,00
S6-3	6	1,8	0,30	67,20	2,20	84,44	5,01	30	0,8	17,00	0,00
S8-1	8	0,8	0,10	100,80	3,13	317,97	6,01	30	0,8	17,00	0,00
S8-2	8	1,6	0,20	109,30	3,05	262,33	6,35	30	0,8	17,00	0,00
S8-3	8	2,4	0,30	119,50	2,93	182,98	6,79	30	0,8	17,00	0,00
S10-1	10	1	0,10	157,50	3,92	622,12	7,51	30	0,8	17,00	0,00
S10-2	10	2	0,20	170,80	3,80	517,30	7,93	30	0,8	17,00	0,00
S10-3	10	3	0,30	186,73	3,66	377,76	8,35	30	0,8	17,00	0,00
S12-1	12	1,2	0,10	226,57	4,70	1073,21	9,01	30	0,8	17,00	0,00
S12-2	12	2,4	0,20	245,57	4,56	885,54	9,52	30	0,8	17,00	0,00
S12-3	12	3,6	0,30	268,57	4,39	619,33	10,19	30	0,8	17,00	0,00

Çizelge 6.4 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde; ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, çakma derinlikleri, maksimum momentleri ve maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açısı 32° için değerleri

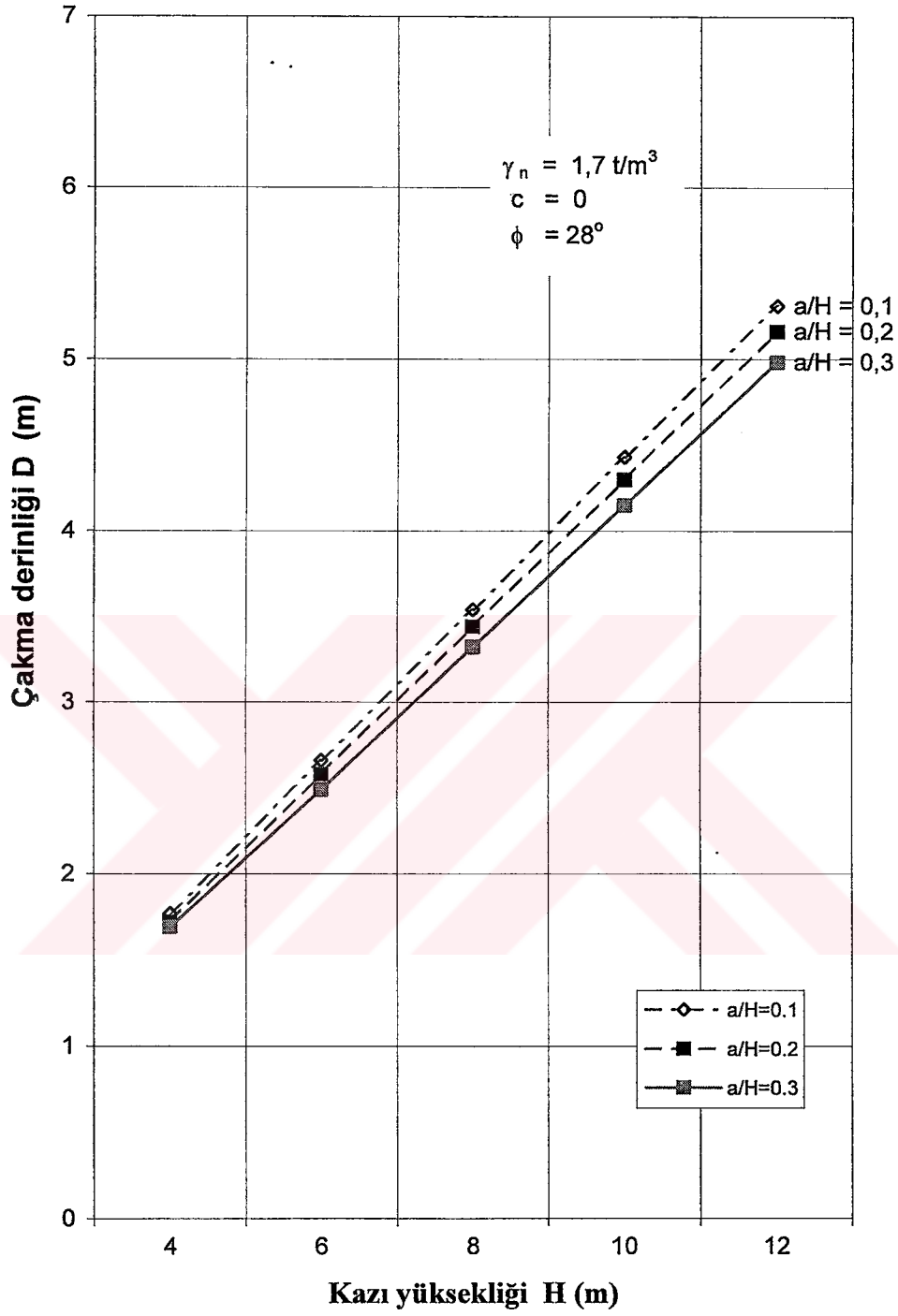
ÖRNEK NO	KAZI YÜKSEKLİĞİ H (m)	ANKRAJ DERİNLİĞİ a (m)	a/H	ANKRAJ KUVVETİ R(kN)	ÇAKMA DERİNLİĞİ D(m)	MAKSİMUM MOMENT Mmax(kNm)	MAKSİMUM MOMENTİN YERİ Xo(m)	ϕ	Xo / H	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)
S4-1	4	0,4	0,10	23,33	1,40	34,93	2,93	32	0,7	17,00	0,00
S4-2	4	0,8	0,20	24,29	1,38	30,21	3,08	32	0,8	17,00	0,00
S4-3	4	1,2	0,30	26,64	1,34	23,55	3,26	32	0,8	17,00	0,00
S6-1	6	0,6	0,10	50,25	2,09	116,35	4,39	32	0,7	17,00	0,00
S6-2	6	1,2	0,20	54,25	2,04	96,21	4,64	32	0,8	17,00	0,00
S6-3	6	1,8	0,30	59,35	1,95	69,36	5,03	32	0,8	17,00	0,00
S8-1	8	0,8	0,10	89,33	2,78	274,92	5,85	32	0,7	17,00	0,00
S8-2	8	1,6	0,20	97,15	2,70	223,27	6,19	32	0,8	17,00	0,00
S8-3	8	2,4	0,30	106,57	2,60	148,94	6,71	32	0,8	17,00	0,00
S10-1	10	1	0,10	139,58	3,48	537,93	7,31	32	0,7	17,00	0,00
S10-2	10	2	0,20	151,80	3,38	440,72	7,73	32	0,8	17,00	0,00
S10-3	10	3	0,30	166,52	3,24	310,25	8,42	32	0,8	17,00	0,00
S12-1	12	1,2	0,10	201,00	4,17	927,91	8,78	32	0,7	17,00	0,00
S12-2	12	2,4	0,20	218,60	4,05	753,79	9,28	32	0,8	17,00	0,00
S12-3	12	3,6	0,30	239,80	3,89	504,60	10,10	32	0,8	17,00	0,00

Çizelge 6.5 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde; ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, maksimum momentler ve maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açısı 34° için değerleri

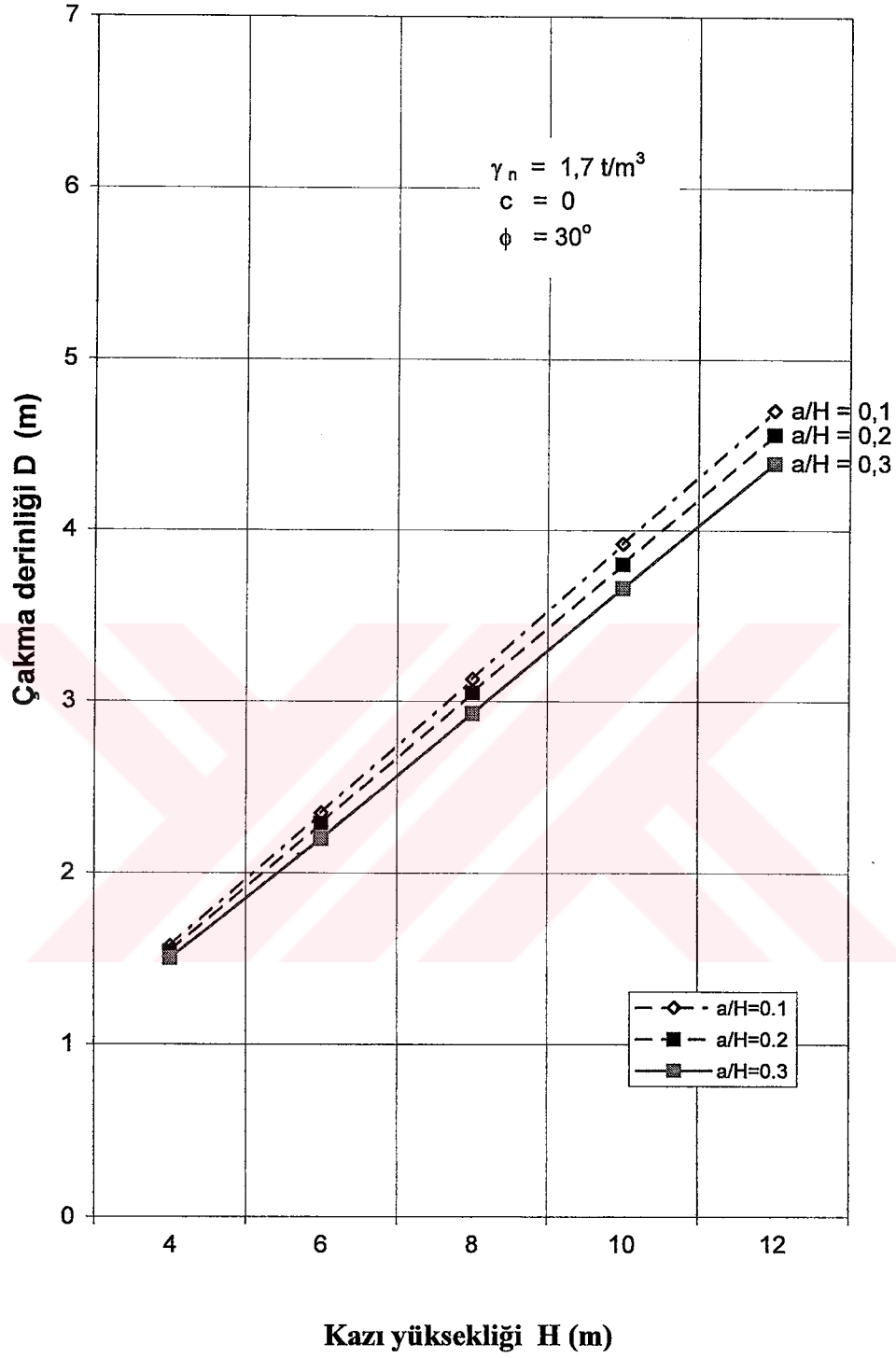
ÖRNEK NO	KAZI YÜKSEKLİĞİ H (m)	ANKRAJ DERİNLİĞİ a (m)	a/H	ANKRAJ KUVVETİ R(kN)	ÇAKMA DERİNLİĞİ D(m)	MAKSİMUM MOMENT Mmax(kNm)	MAKSİMUM MOMENTİN YERİ Xo(m)	φ	Xo / H	γ (kN/m3)	c (kN/m2)
S4-1	4	0,4	0,10	19,89	1,26	30,47	2,89	34	0,7	17,00	0,00
S4-2	4	0,8	0,20	21,69	1,23	26,15	3,07	34	0,8	17,00	0,00
S4-3	4	1,2	0,30	23,87	1,18	20,31	3,22	34	0,8	17,00	0,00
S6-1	6	0,6	0,10	44,75	1,86	101,47	4,33	34	0,7	17,00	0,00
S6-2	6	1,2	0,20	48,80	1,80	84,14	4,53	34	0,8	17,00	0,00
S6-3	6	1,8	0,30	53,70	1,73	61,60	4,93	34	0,8	17,00	0,00
S8-1	8	0,8	0,10	79,55	2,48	239,32	5,78	34	0,7	17,00	0,00
S8-2	8	1,6	0,20	86,75	2,40	202,55	6,04	34	0,8	17,00	0,00
S8-3	8	2,4	0,30	95,47	2,31	152,36	6,47	34	0,8	17,00	0,00
S10-1	10	1	0,10	124,30	3,10	469,13	7,22	34	0,7	17,00	0,00
S10-2	10	2	0,20	135,50	3,00	383,81	7,68	34	0,8	17,00	0,00
S10-3	10	3	0,30	149,18	2,88	275,16	8,22	34	0,8	17,00	0,00
S12-1	12	1,2	0,10	179,00	3,71	807,82	8,67	34	0,7	17,00	0,00
S12-2	12	2,4	0,20	195,20	3,60	647,54	9,21	34	0,8	17,00	0,00
S12-3	12	3,6	0,30	214,82	3,46	438,46	10,02	34	0,8	17,00	0,00



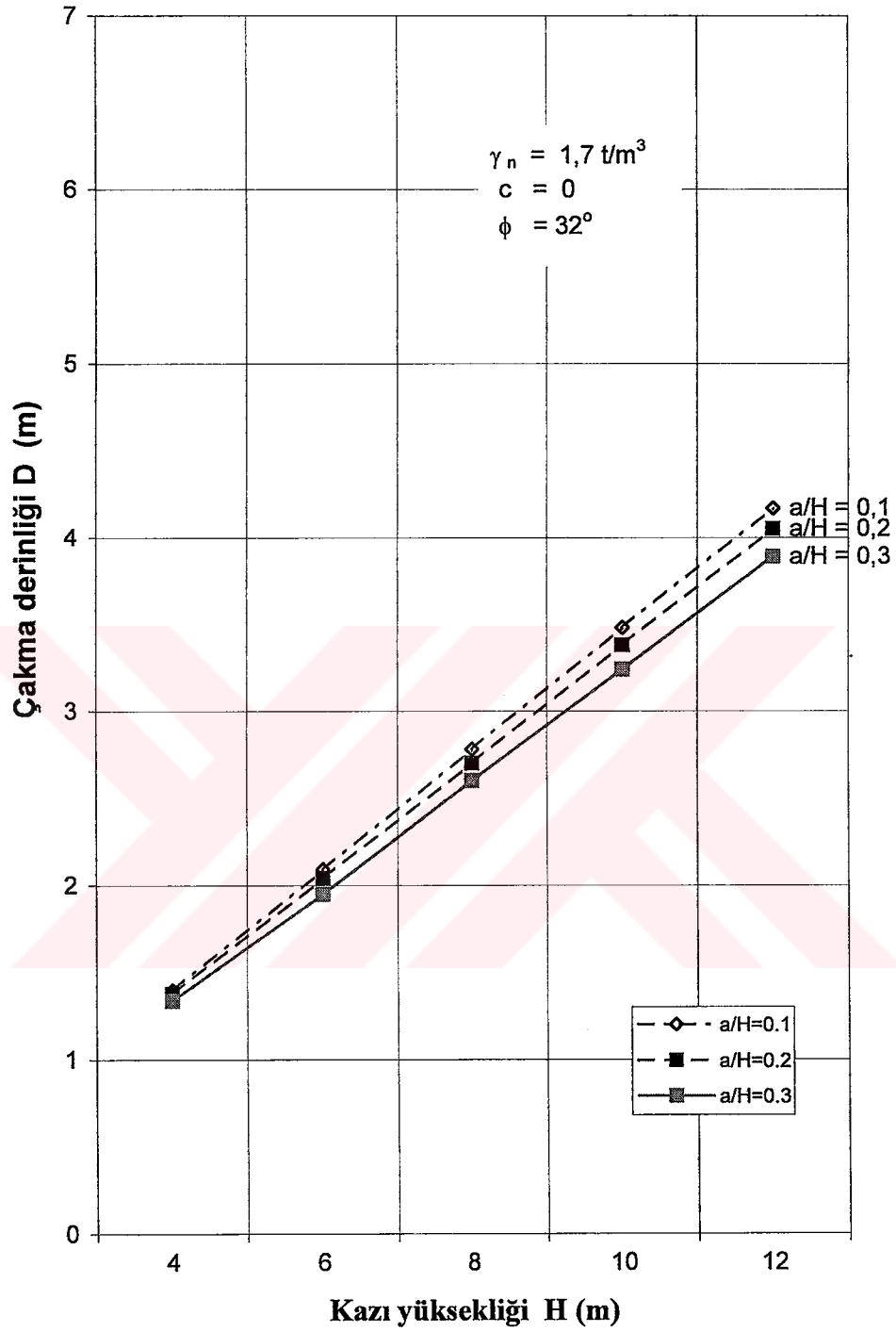
Şekil 6.1 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi



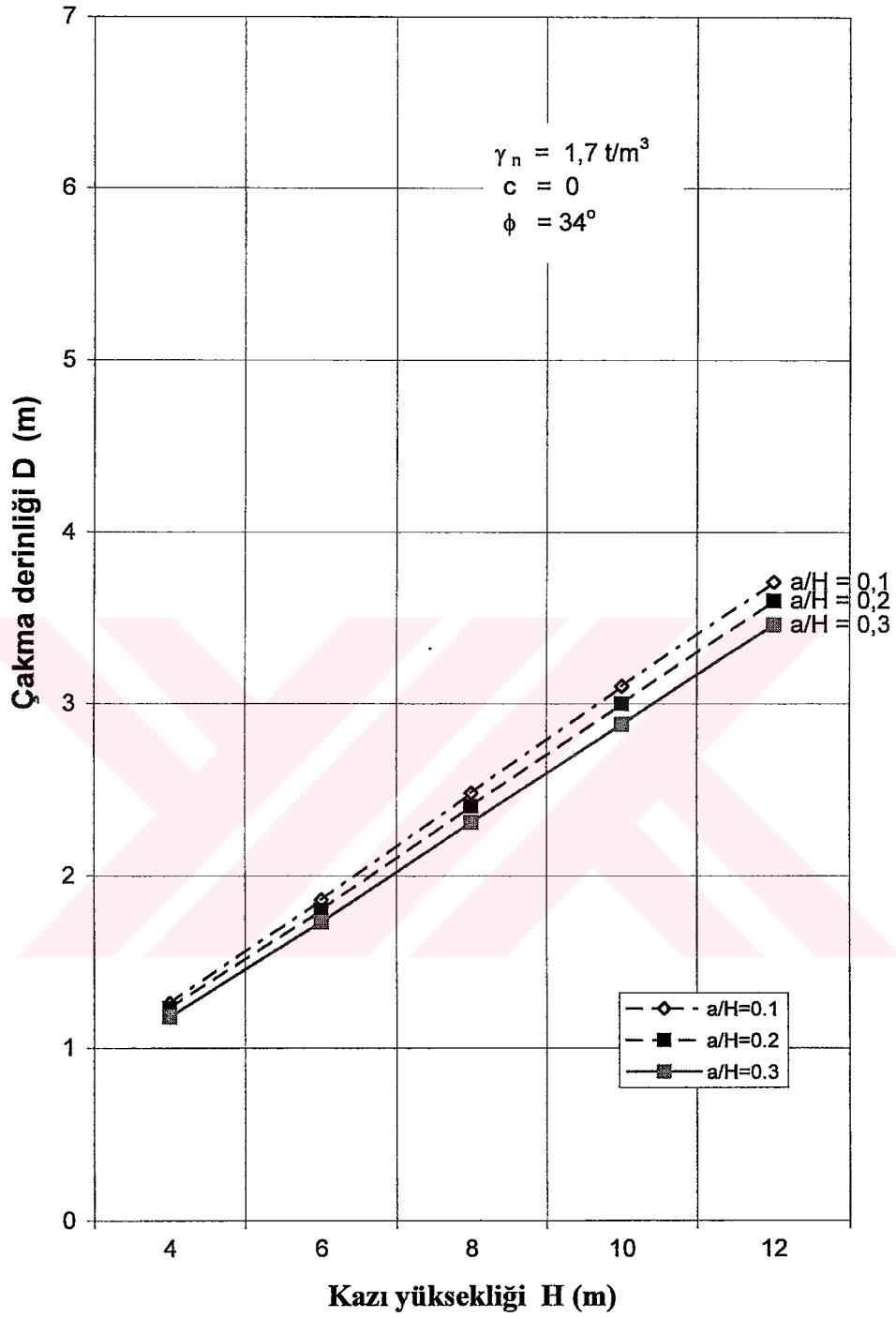
Şekil 6.2 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin kazı yüksekliklerine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi



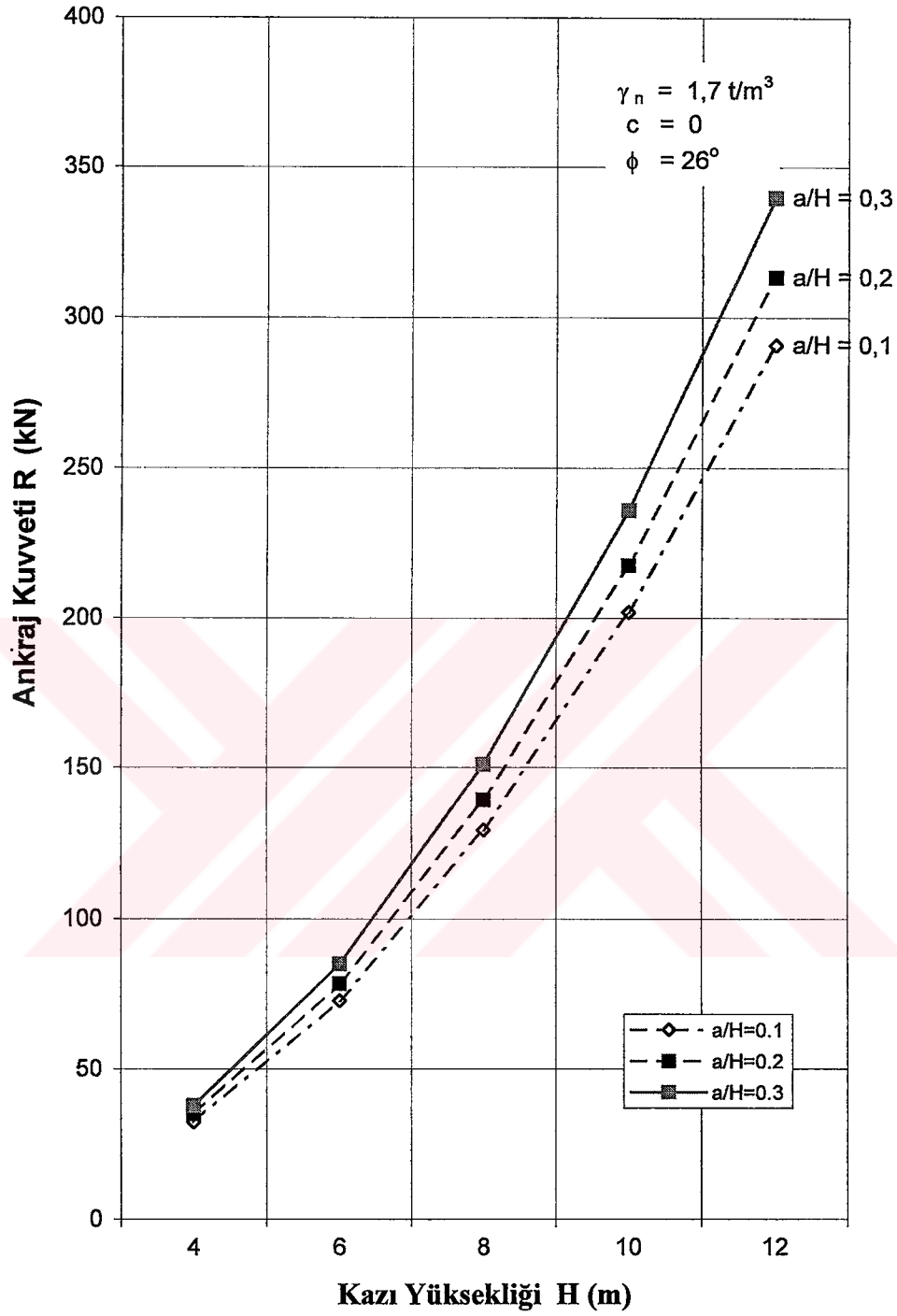
Şekil 6.3 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin kazı yüksekliklerine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi



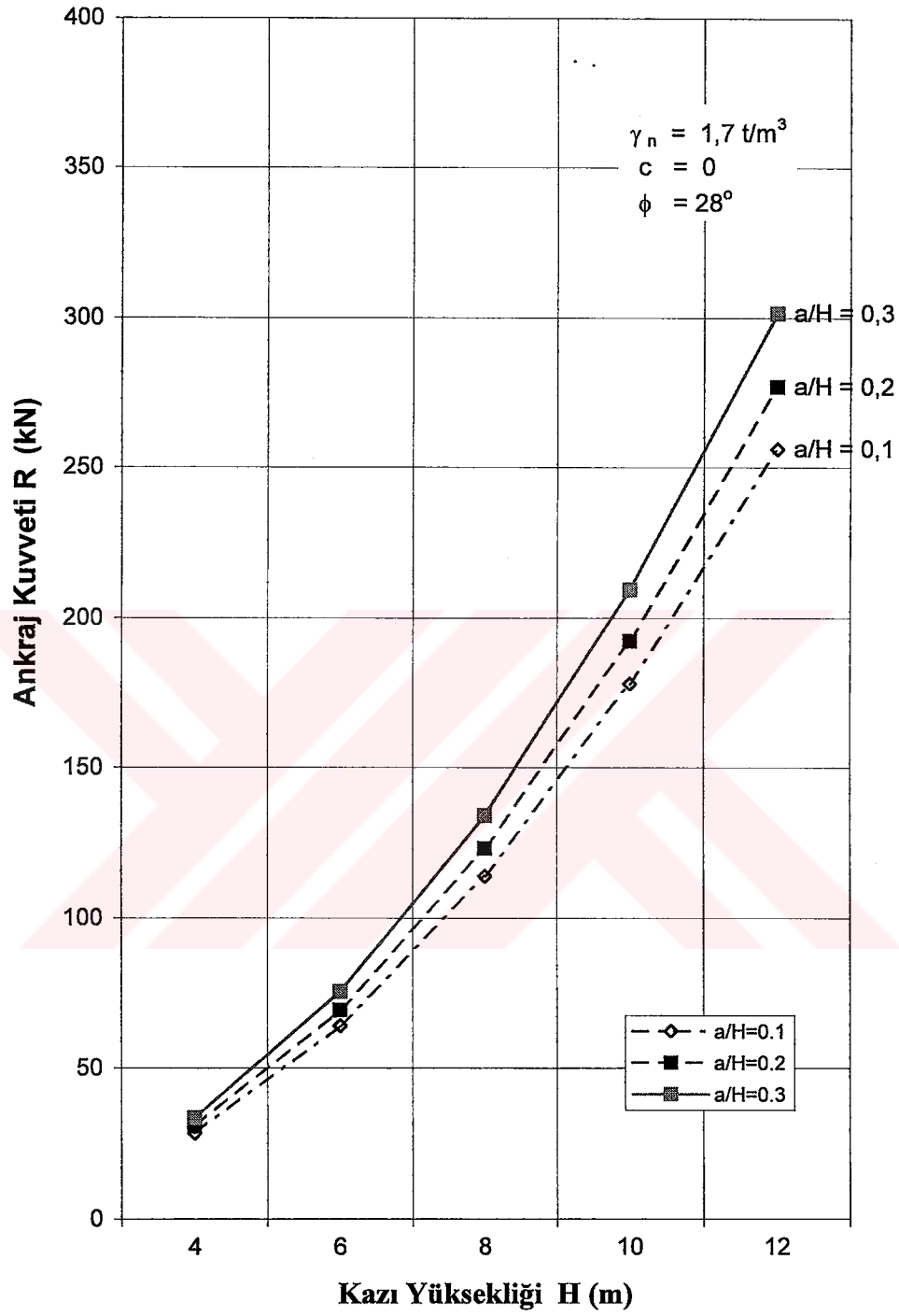
Şekil 6.4 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin kazı yüksekliklerine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi



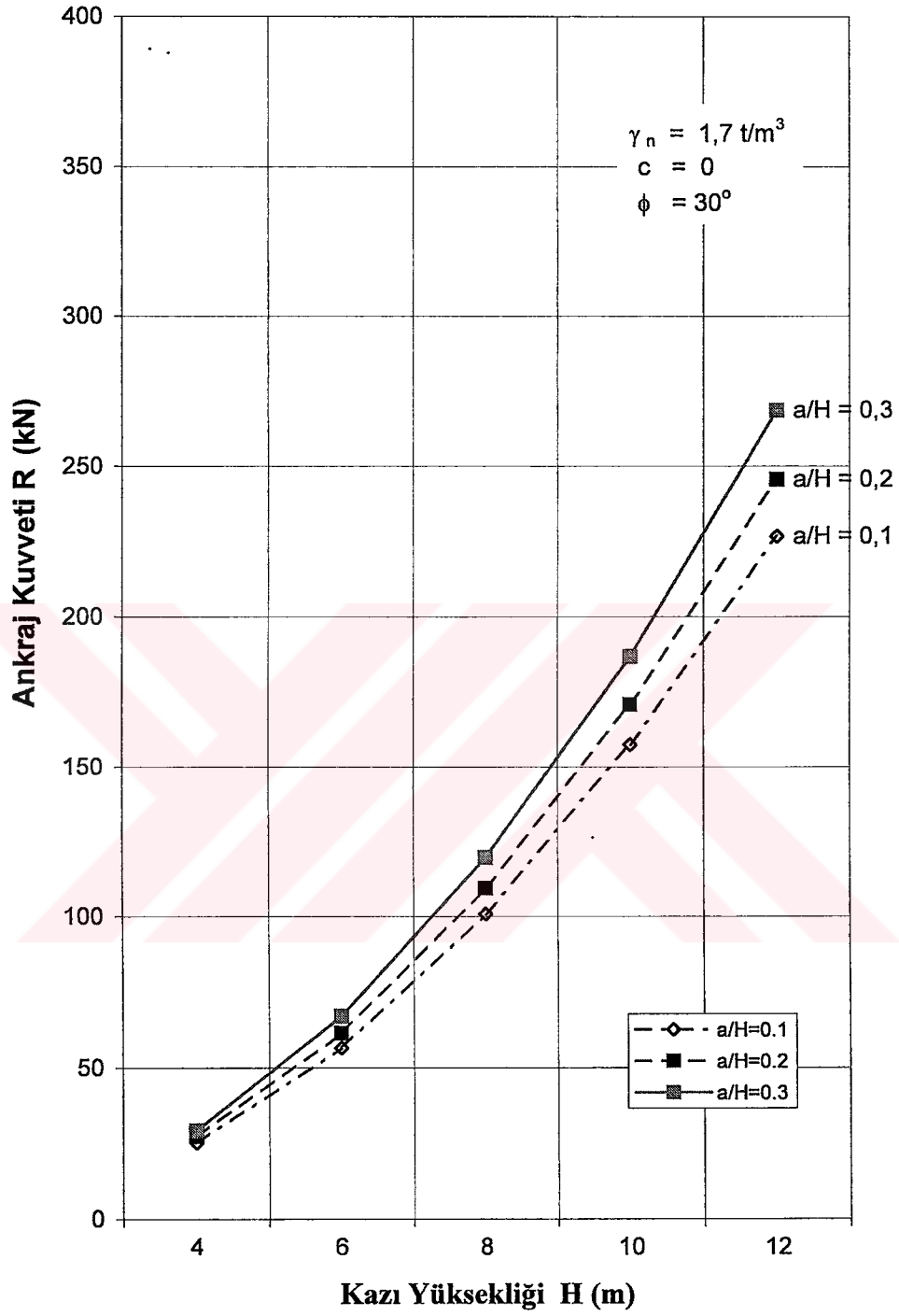
Şekil 6.5 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi



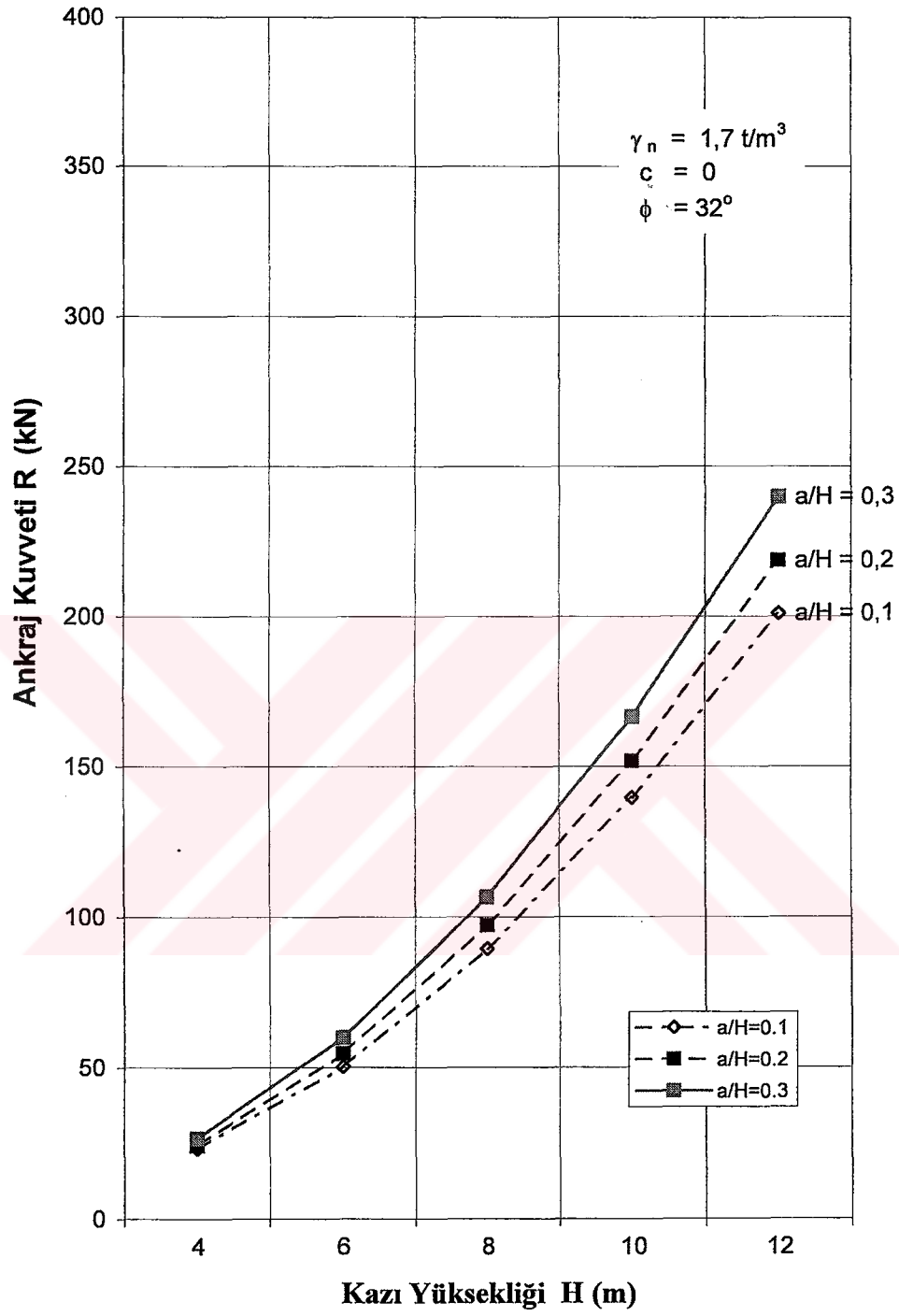
Şekil 6.6 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde ankraj kuvvetinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi



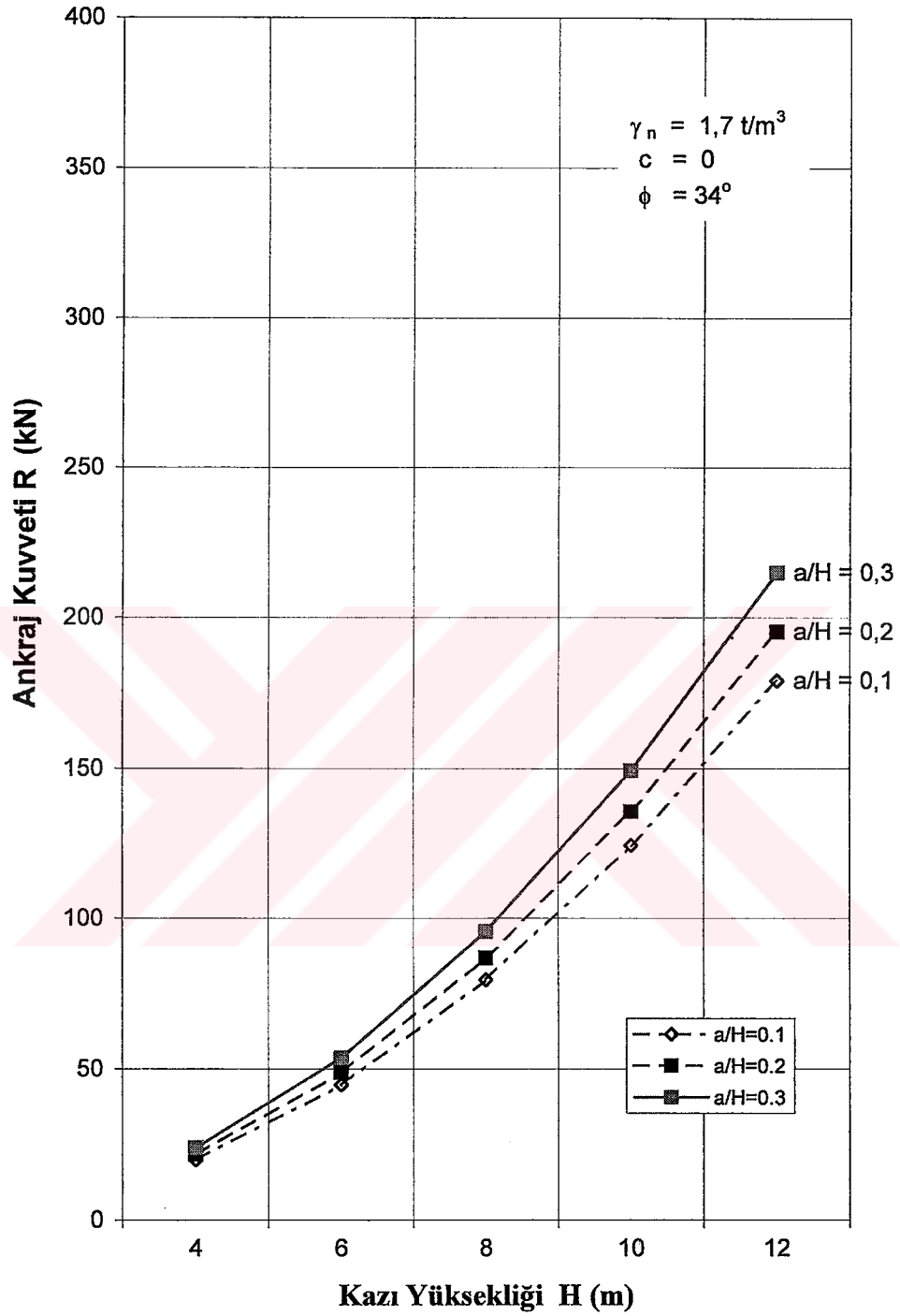
Şekil 6.7 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi



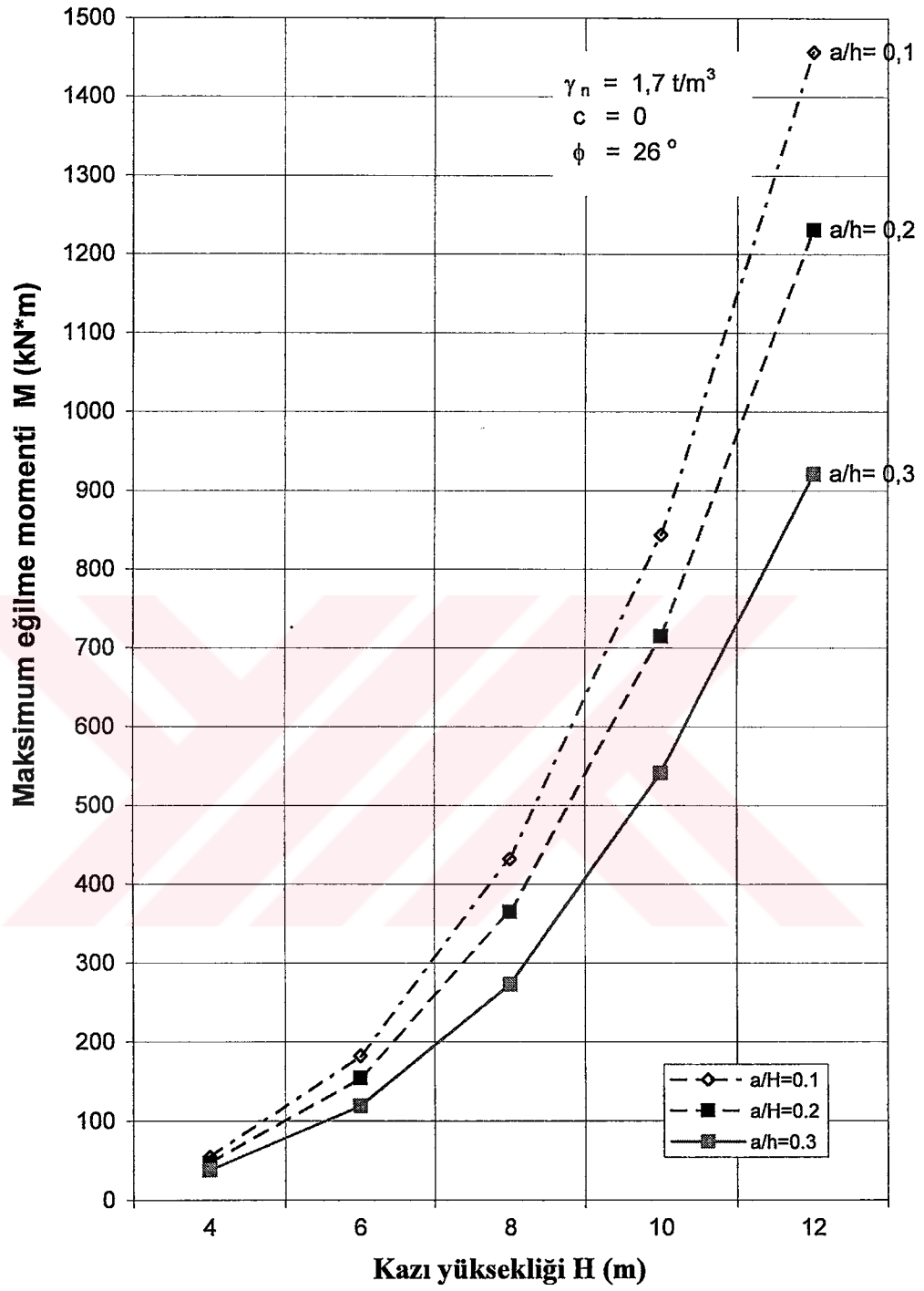
Şekil 6.8 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankray kuvvetinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi



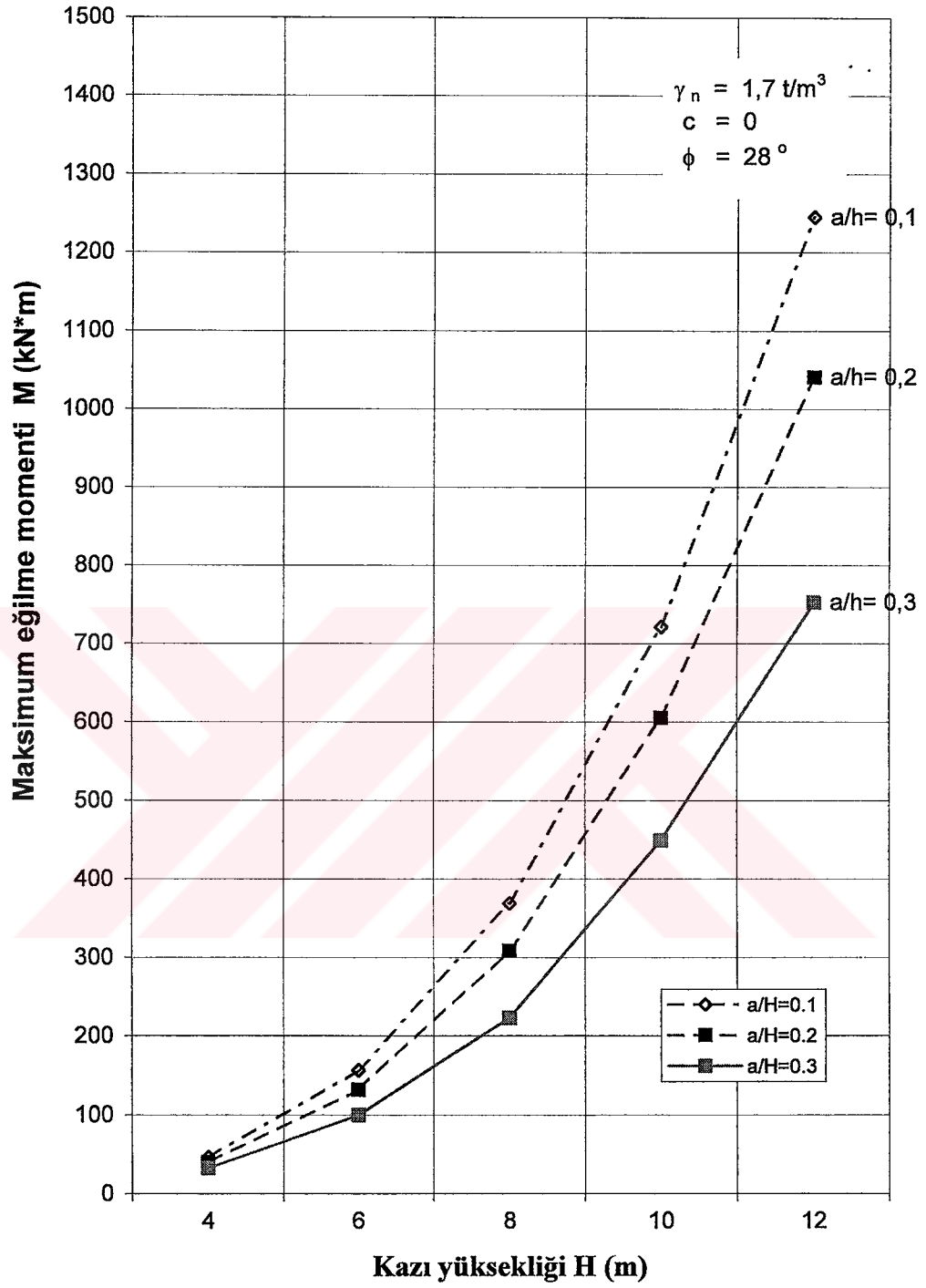
Şekil 6.9 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi



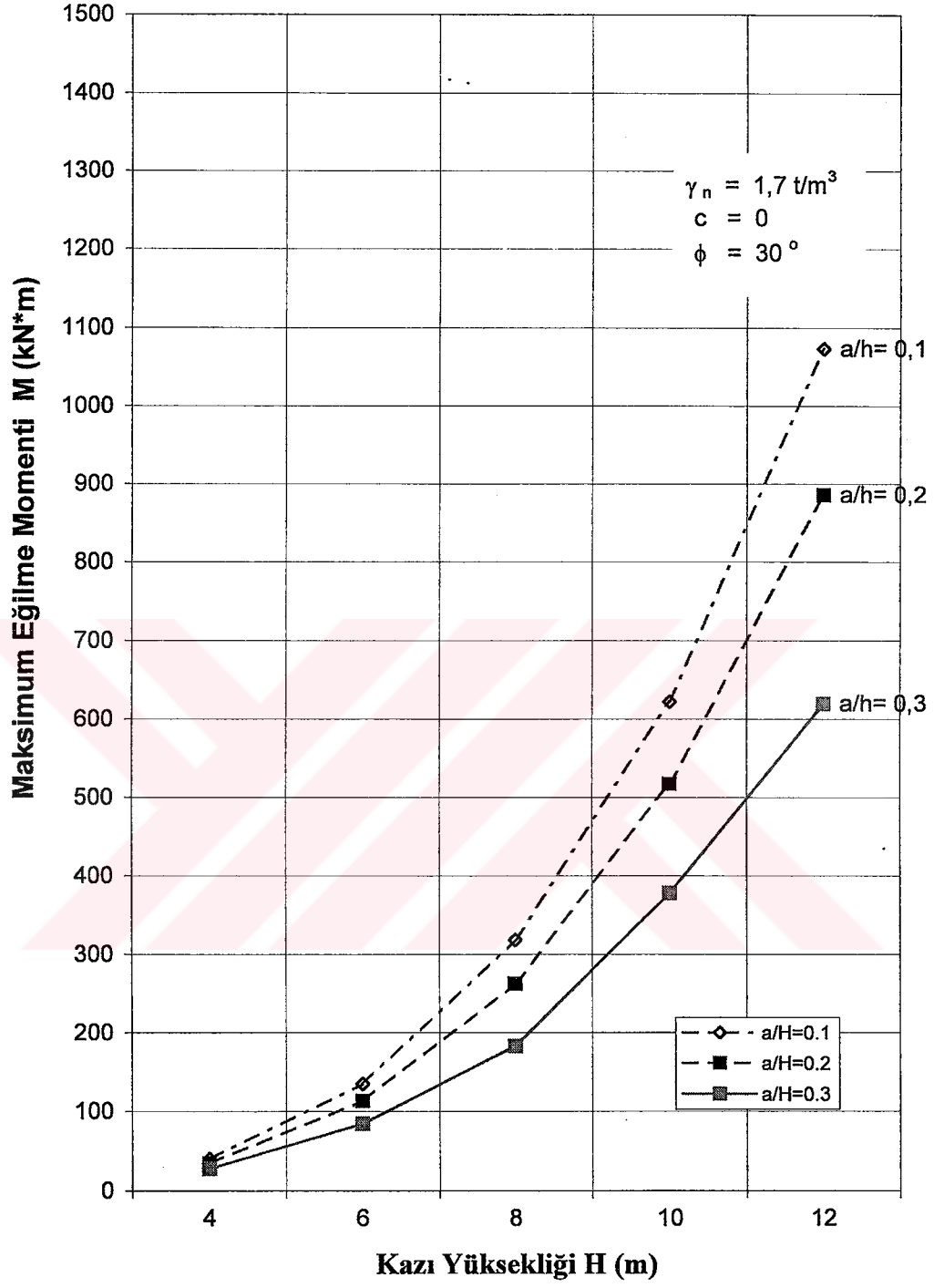
Şekil 6.10 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi



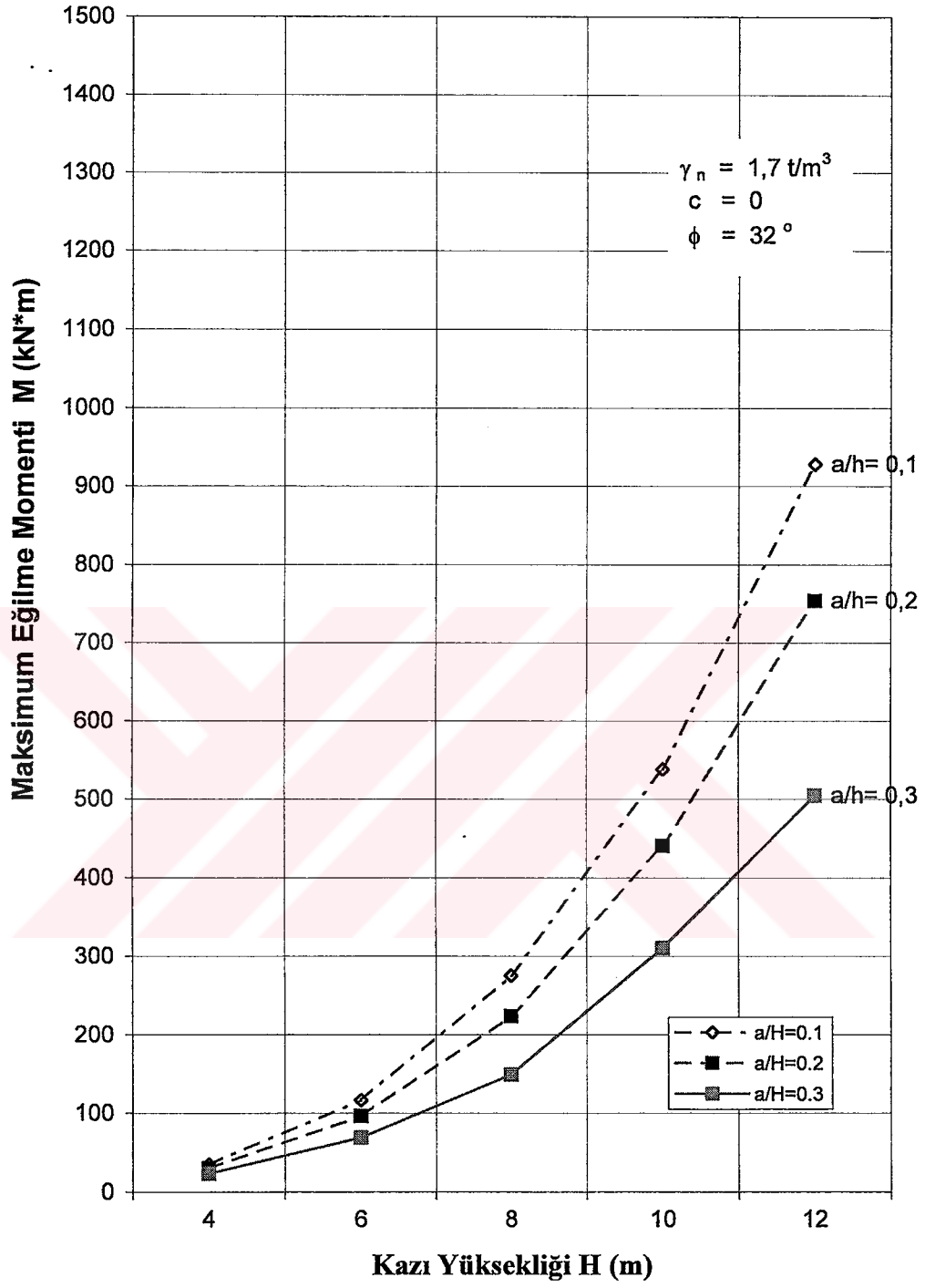
Şekil 6.11 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi



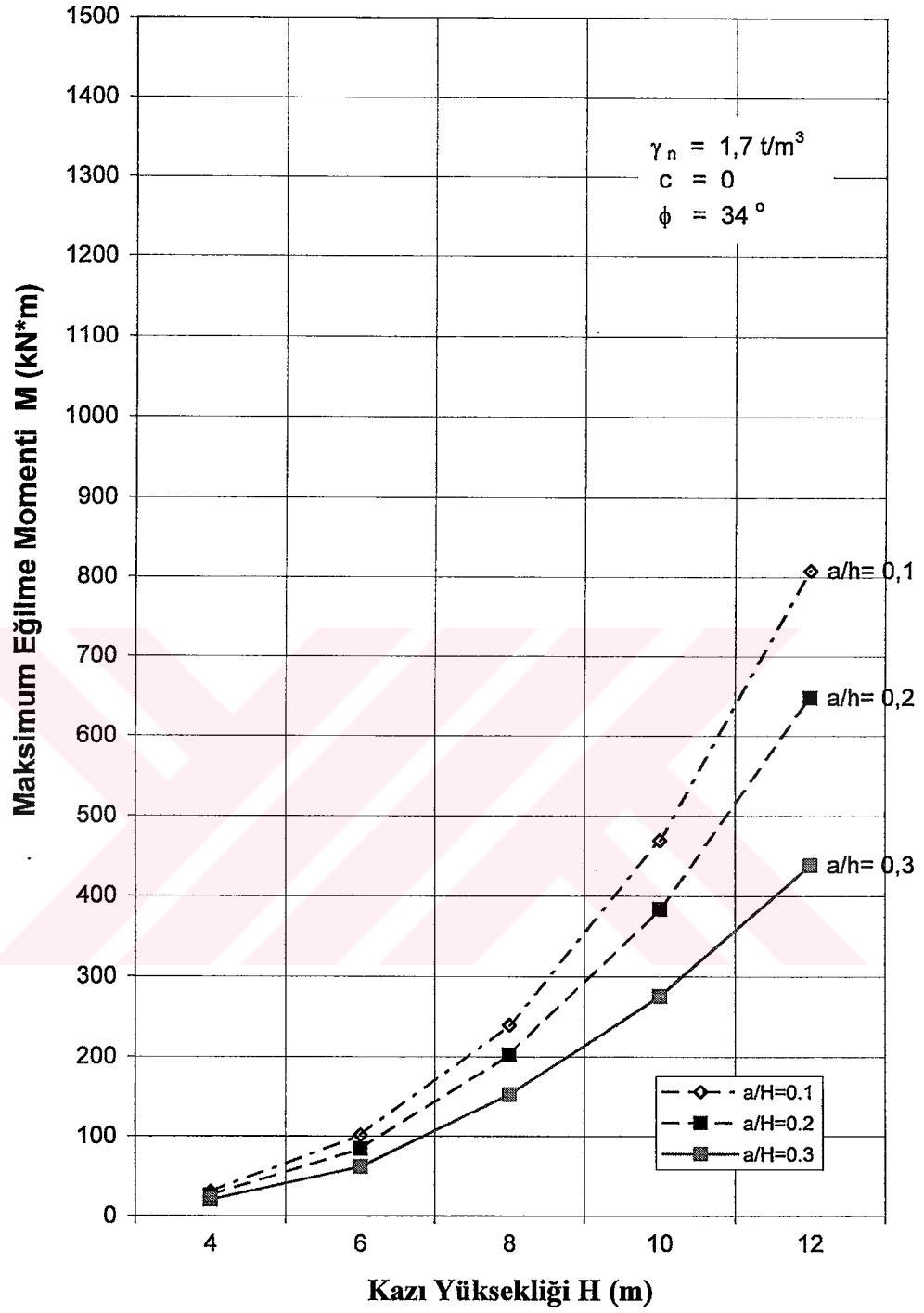
Şekil 6.12 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi



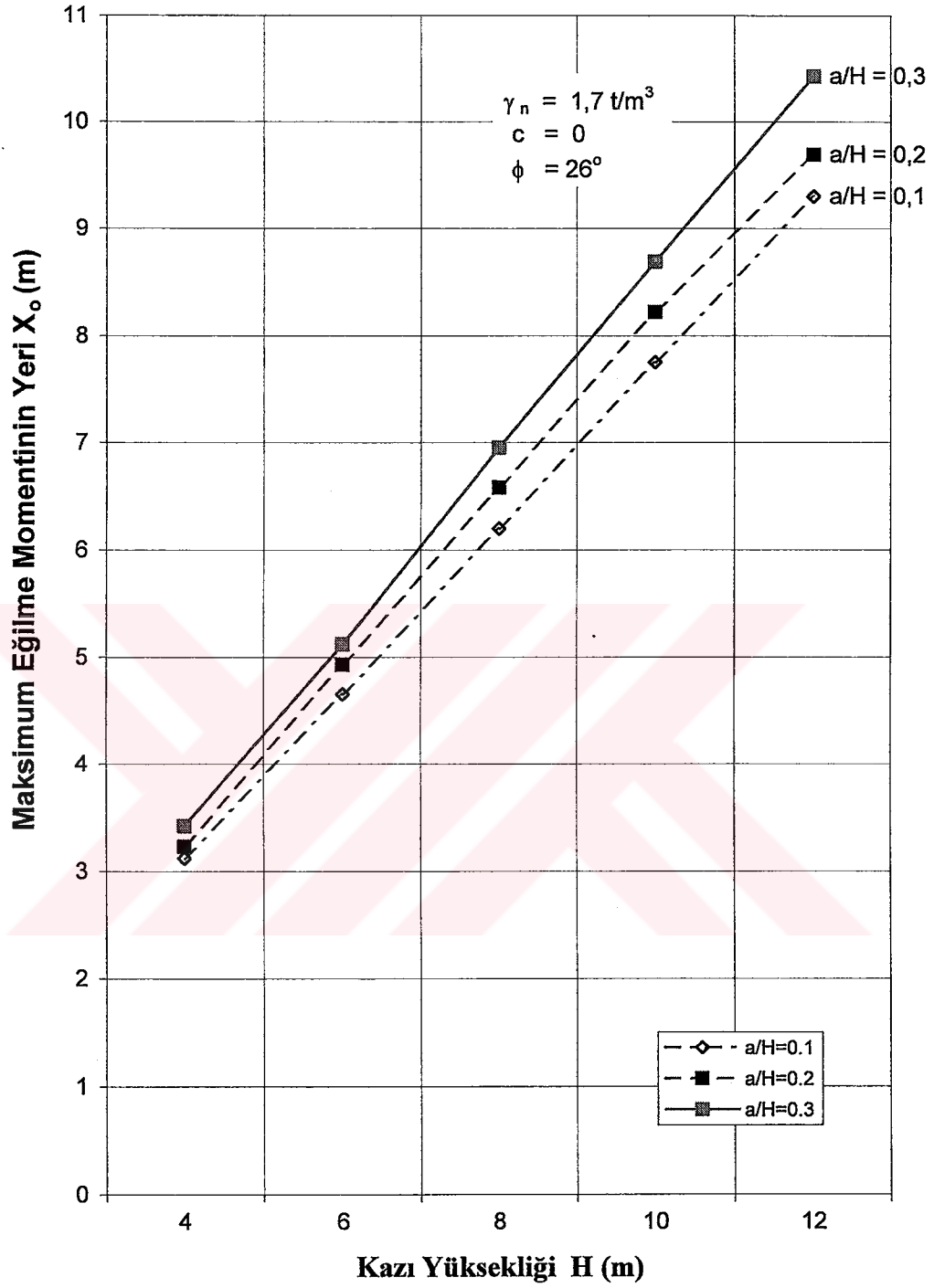
Şekil 6.13-Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi



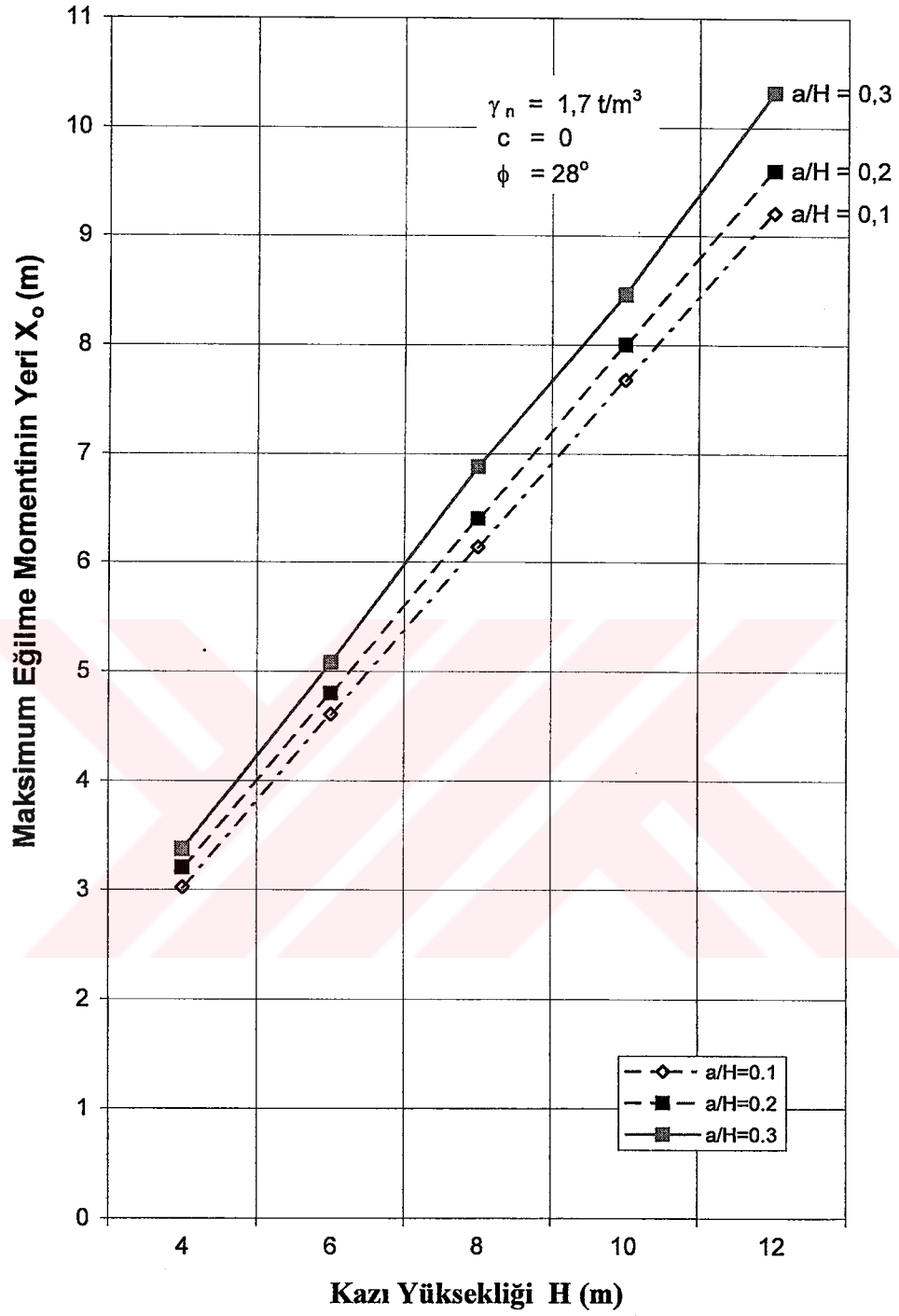
Şekil 6.14 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi



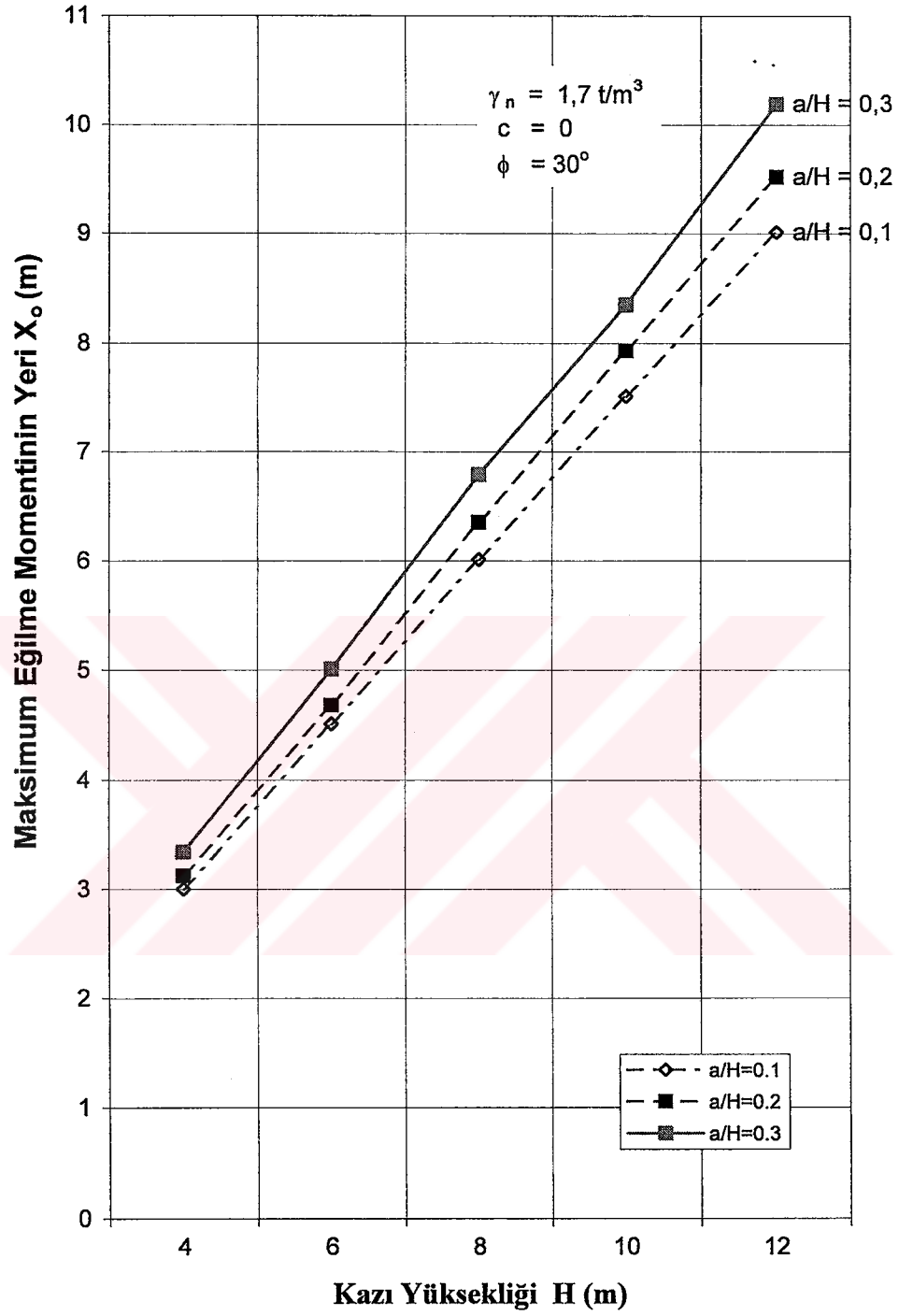
Şekil 6.15 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarındaki değişimi



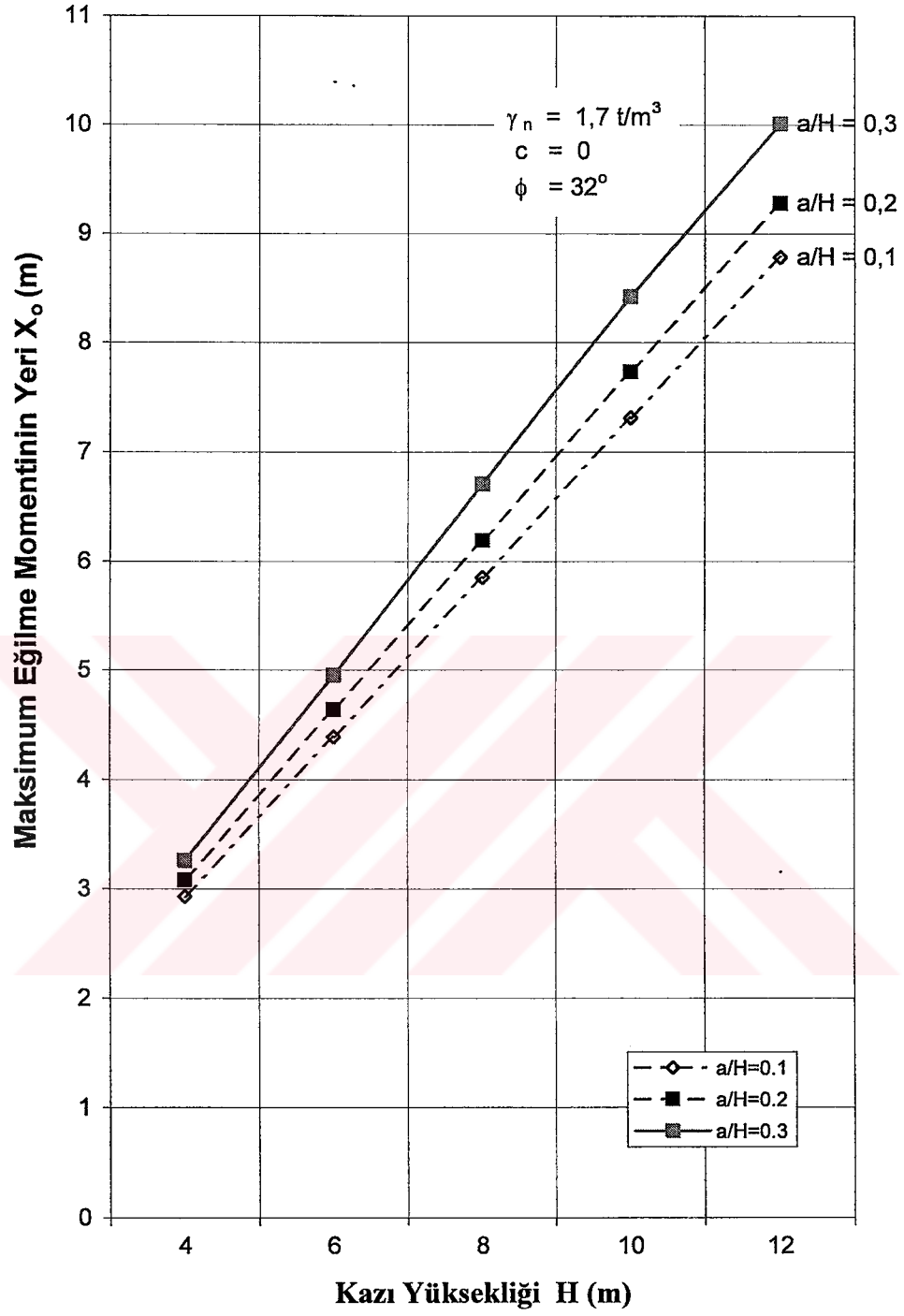
Şekil 6.16 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momenti yerinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi



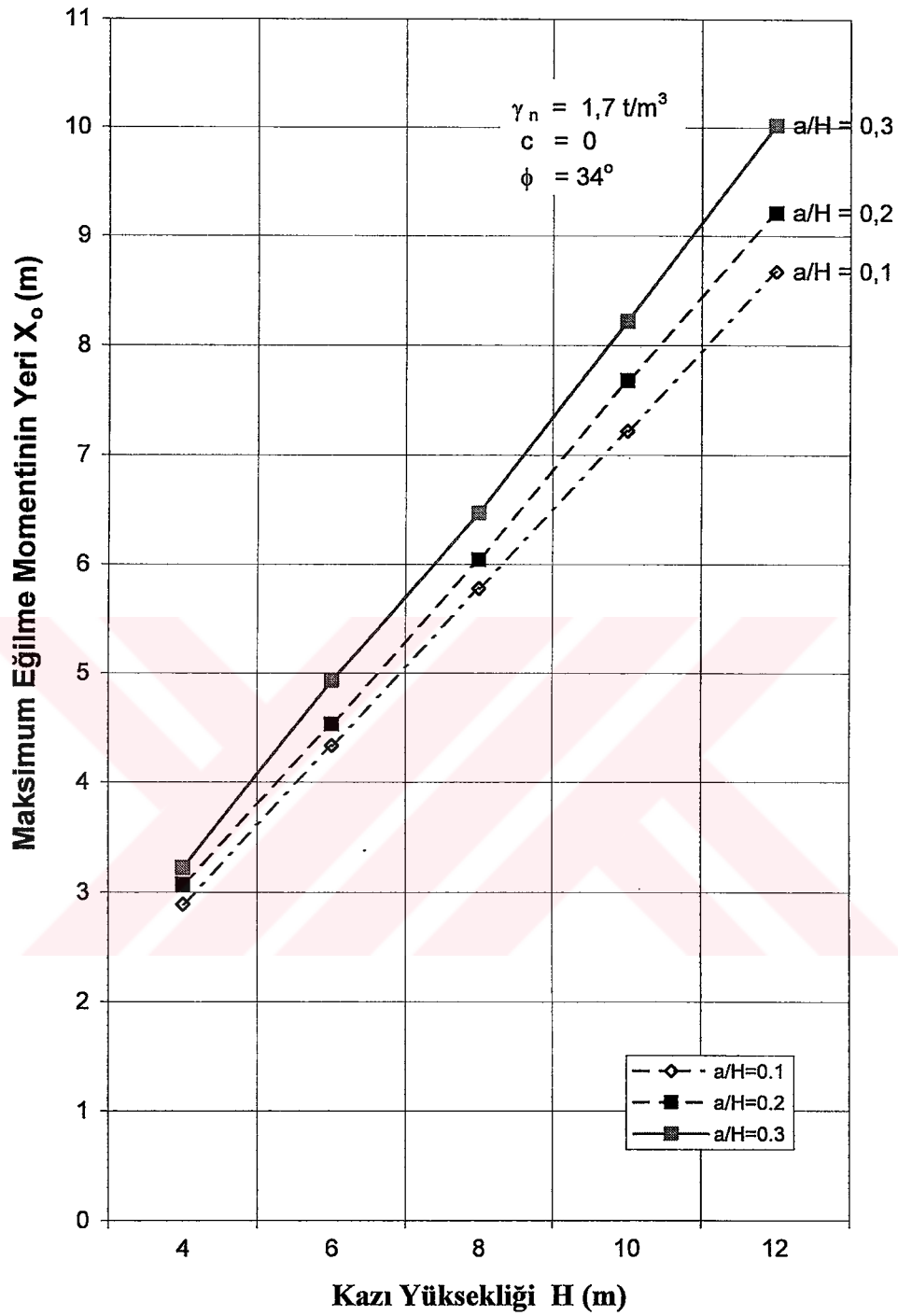
Şekil 6.17 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momenti yerinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi



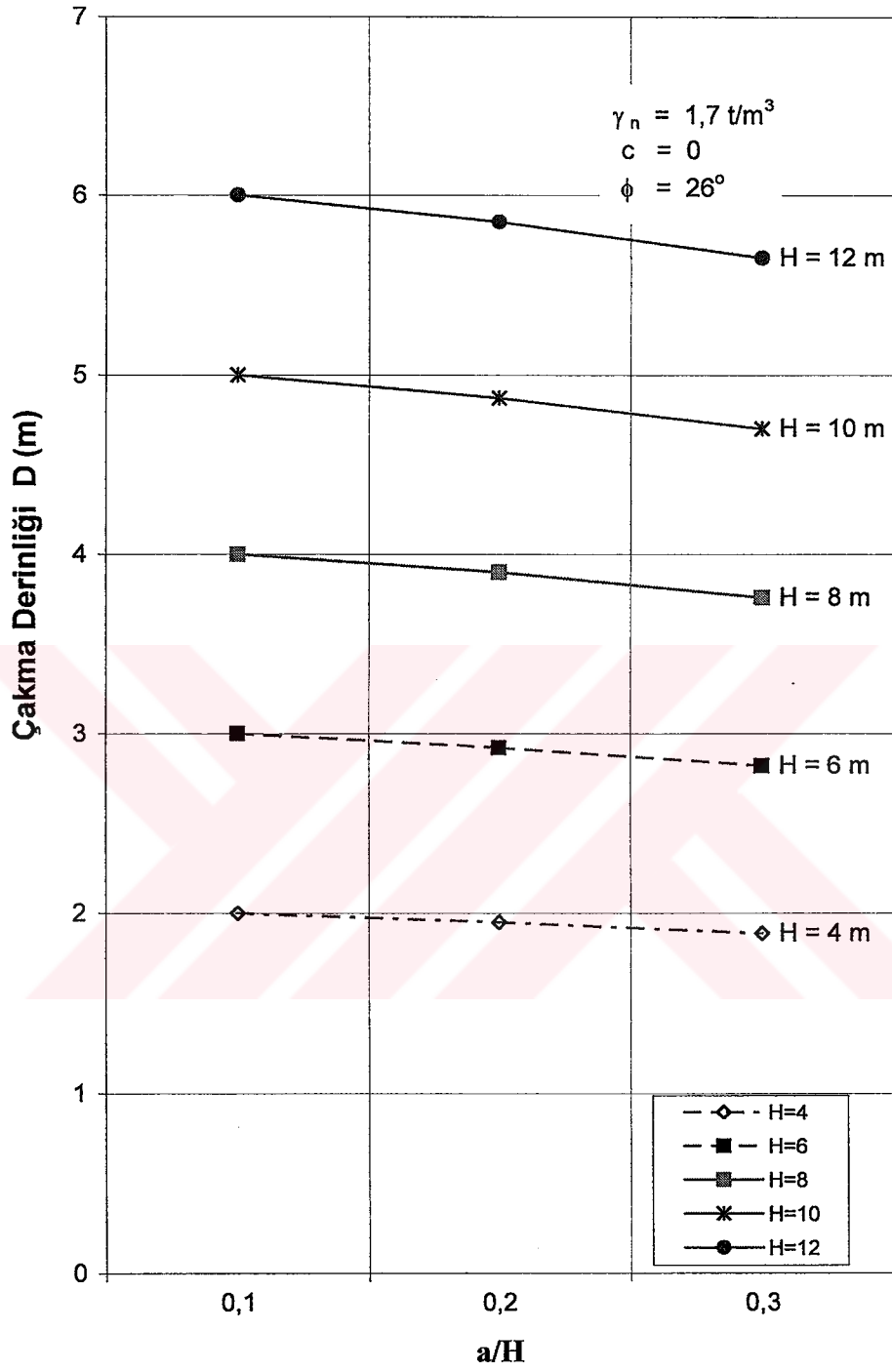
Şekil 6.18 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momenti yerinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi



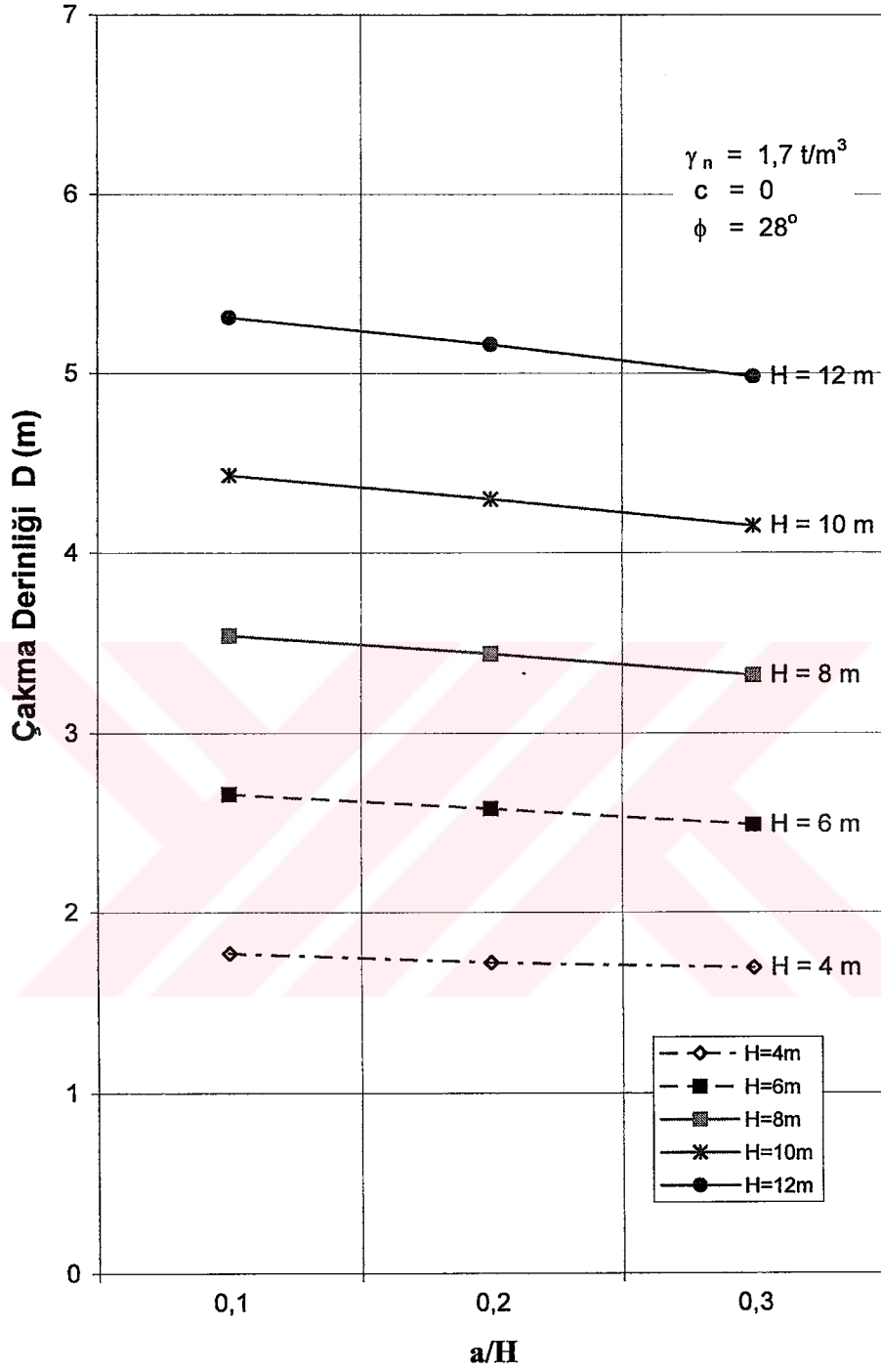
Şekil 6.19 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momenti yerinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi



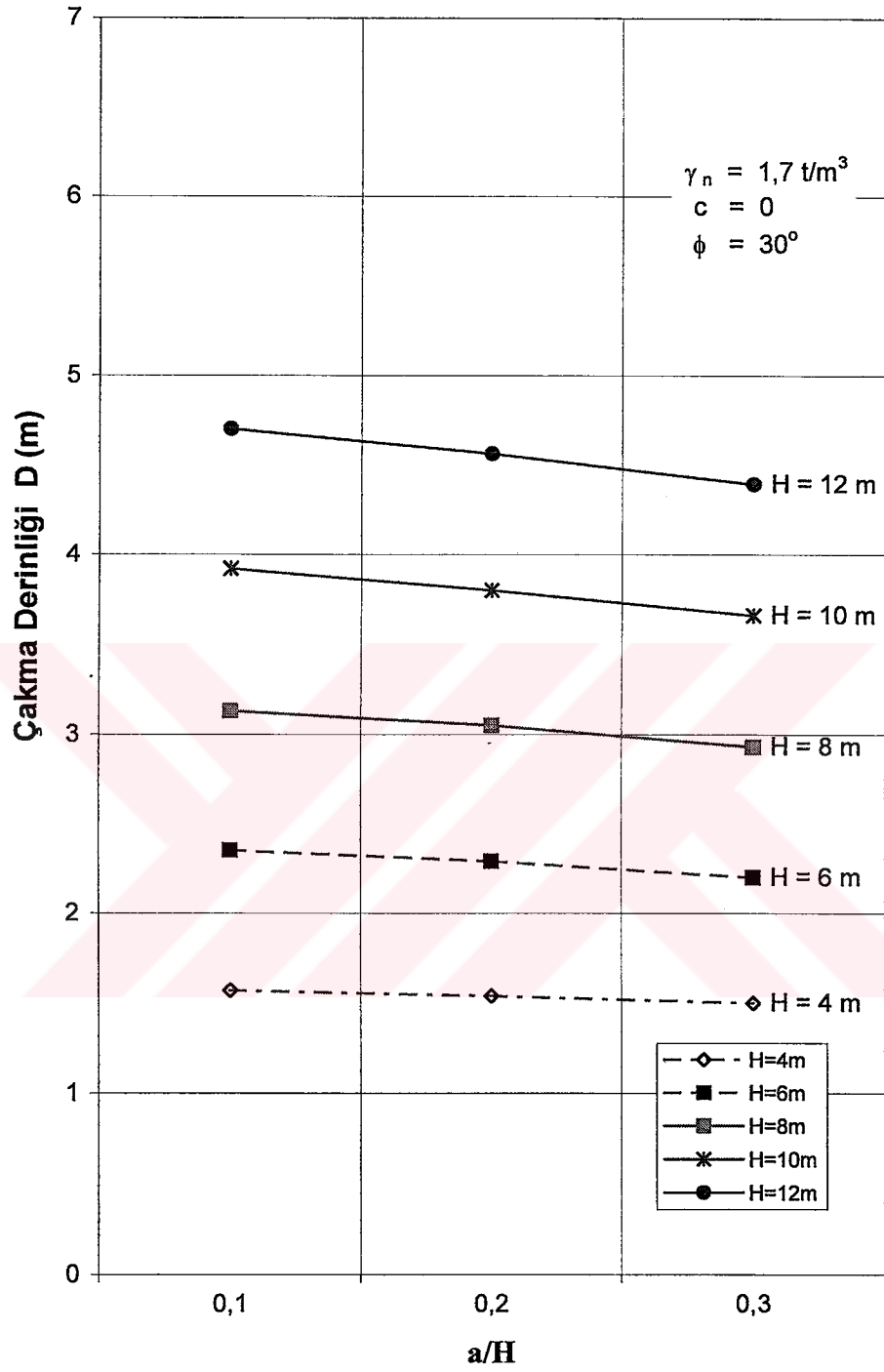
Şekil 6.20 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momenti yerinin kazı yüksekliğine göre farklı a/H oranlarında değişimi



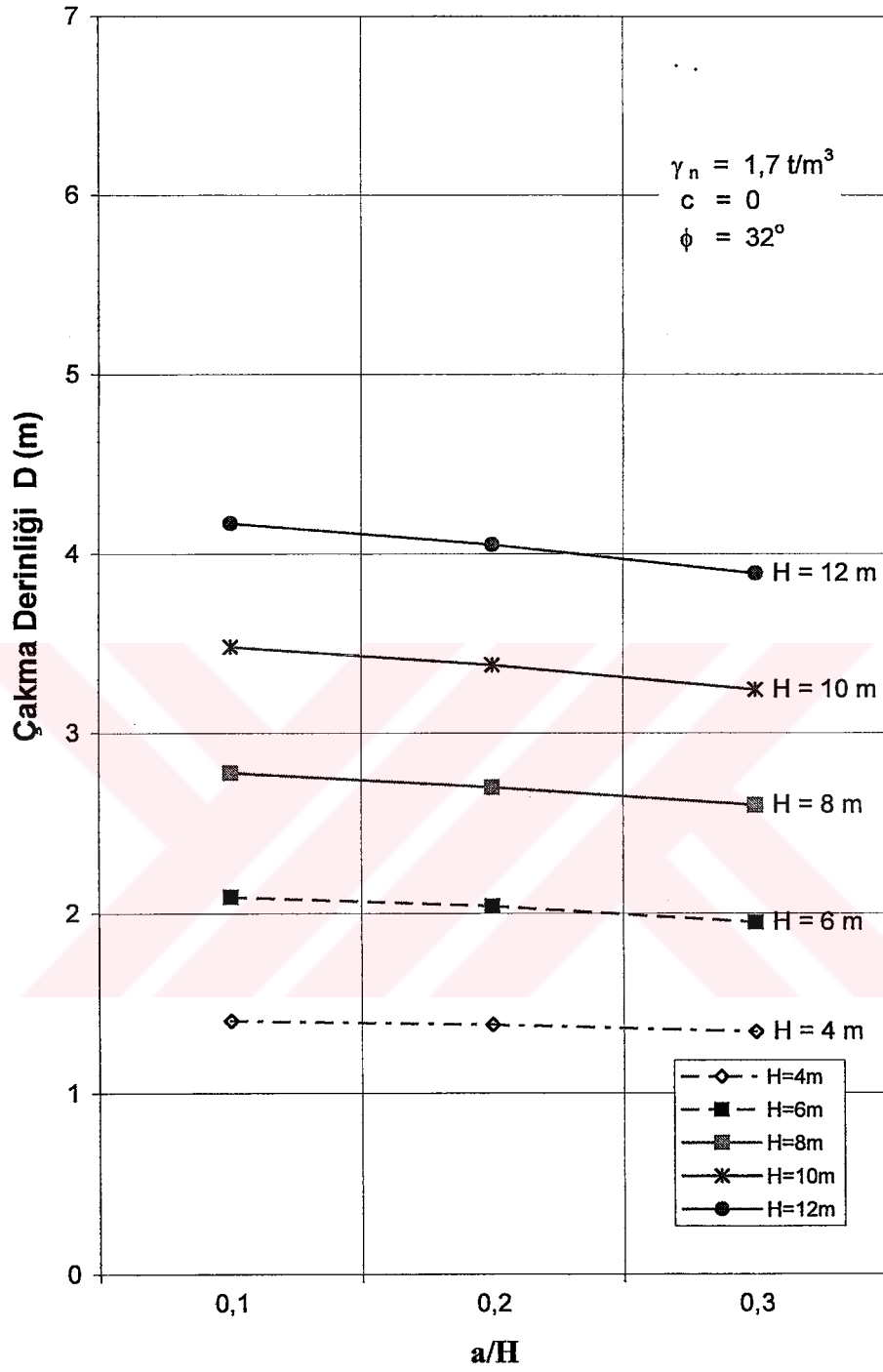
Şekil 6.21 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi



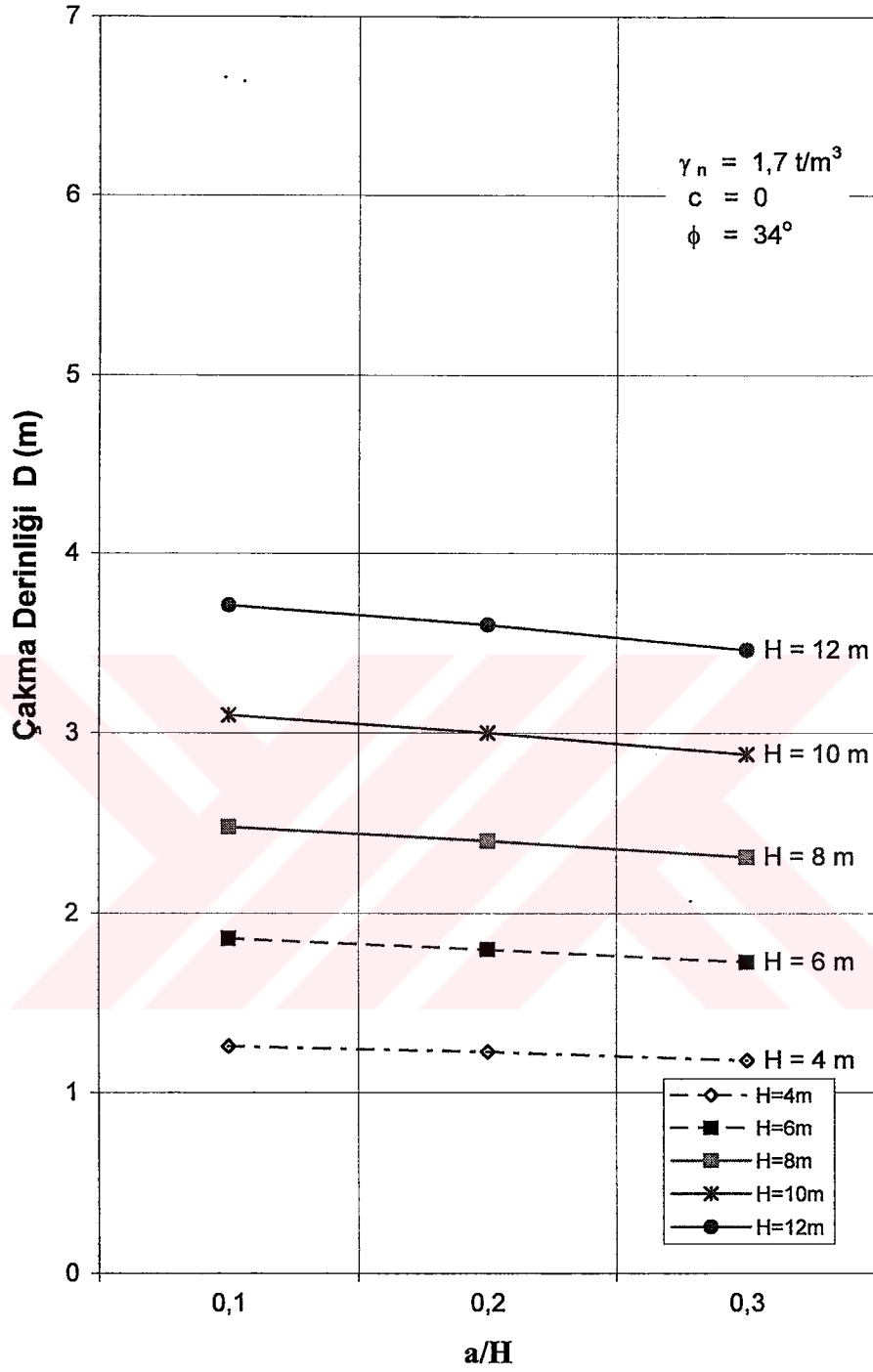
Şekil 6.22 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi



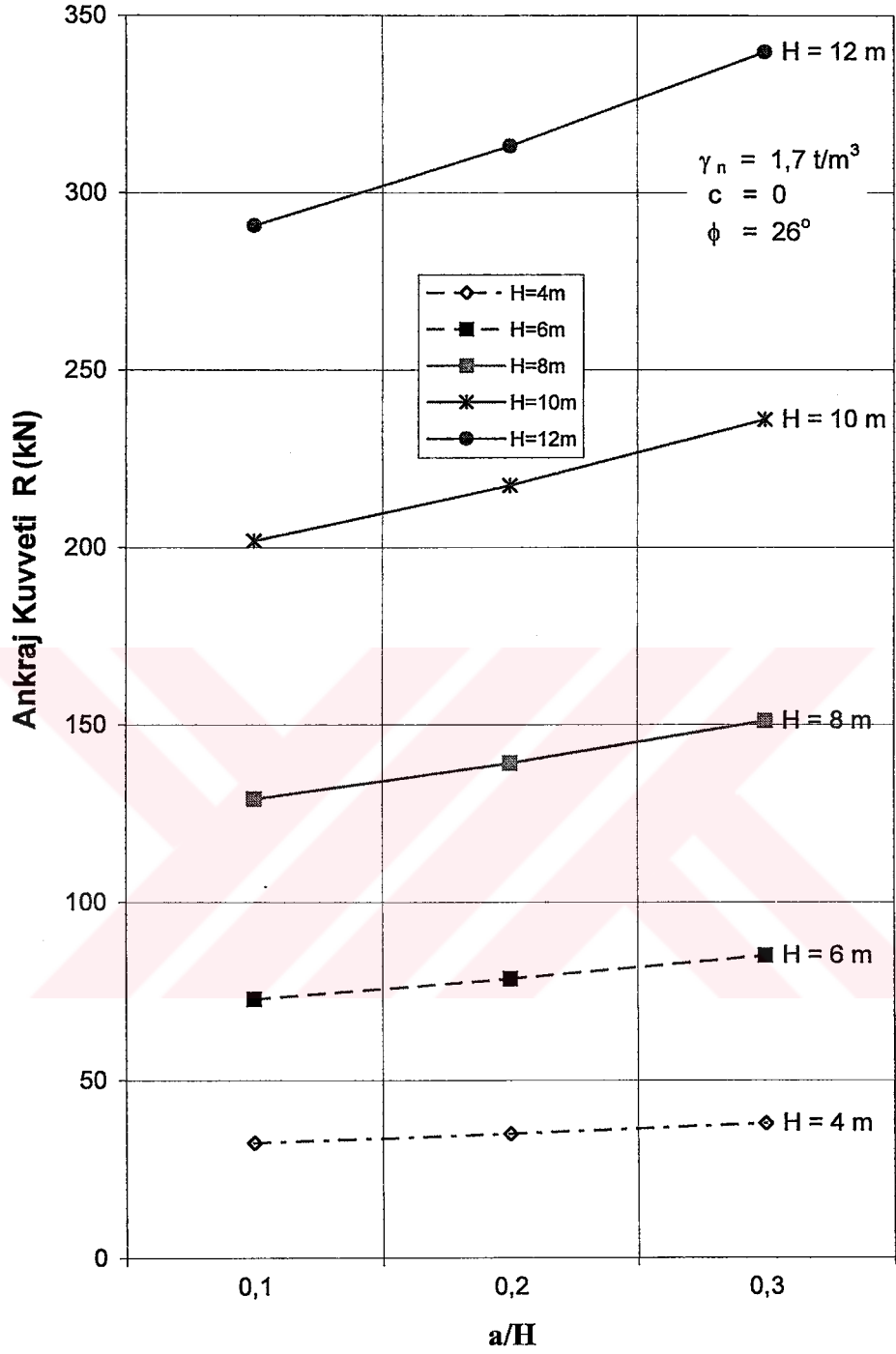
Şekil 6.23 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi



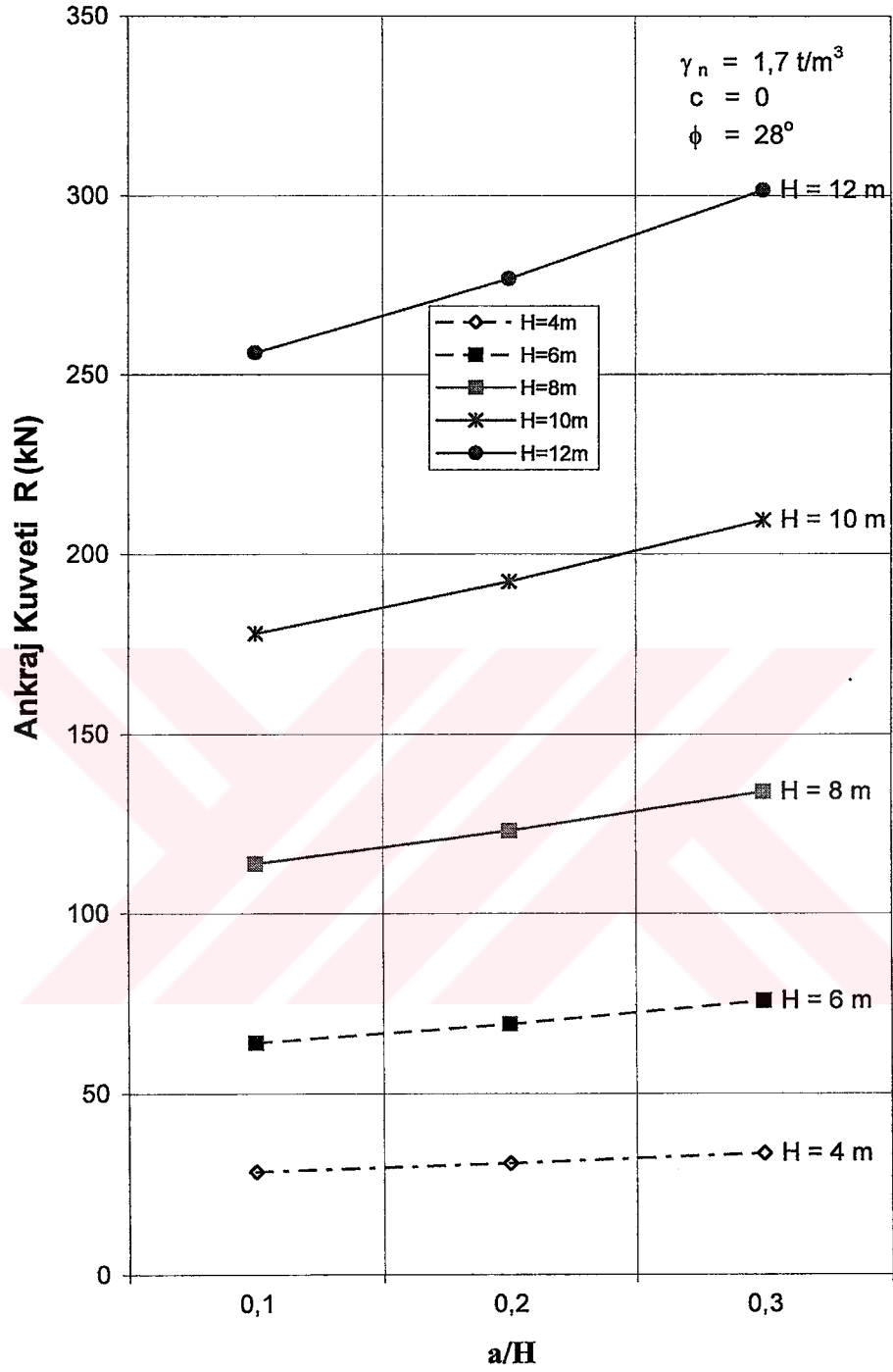
Şekil 6.24 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankarlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi



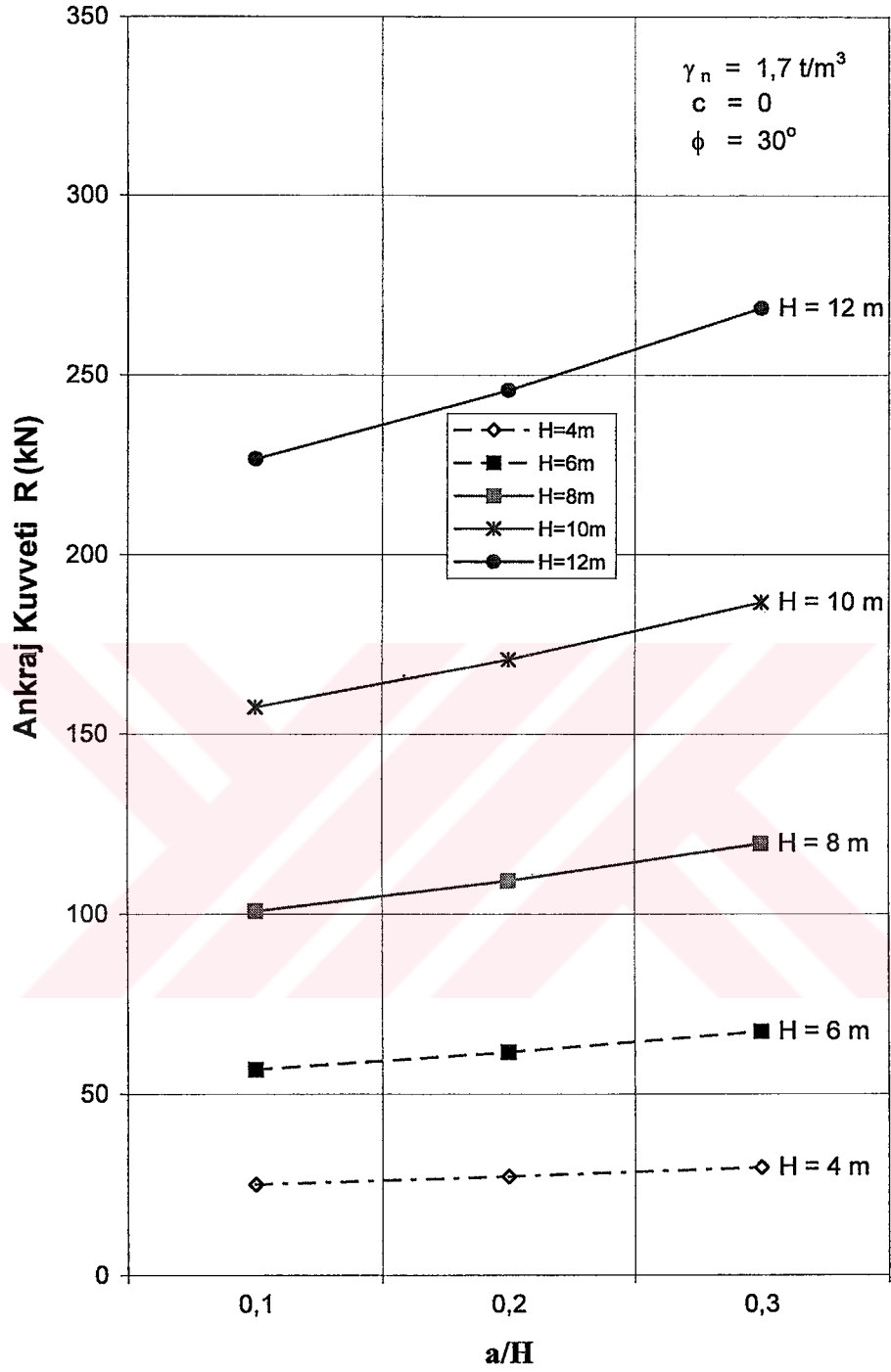
Şekil 6.25 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi



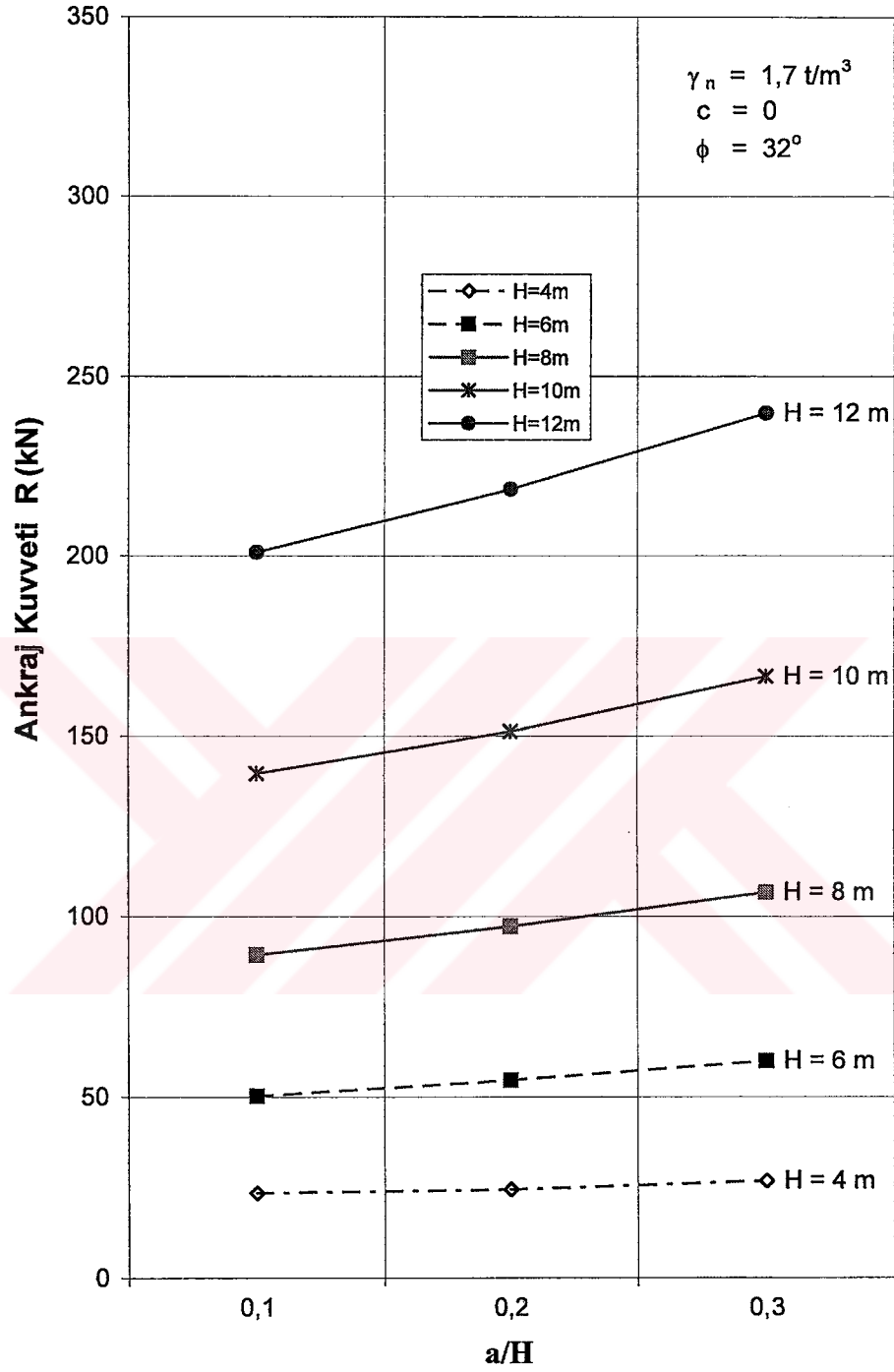
Şekil 6.26 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi



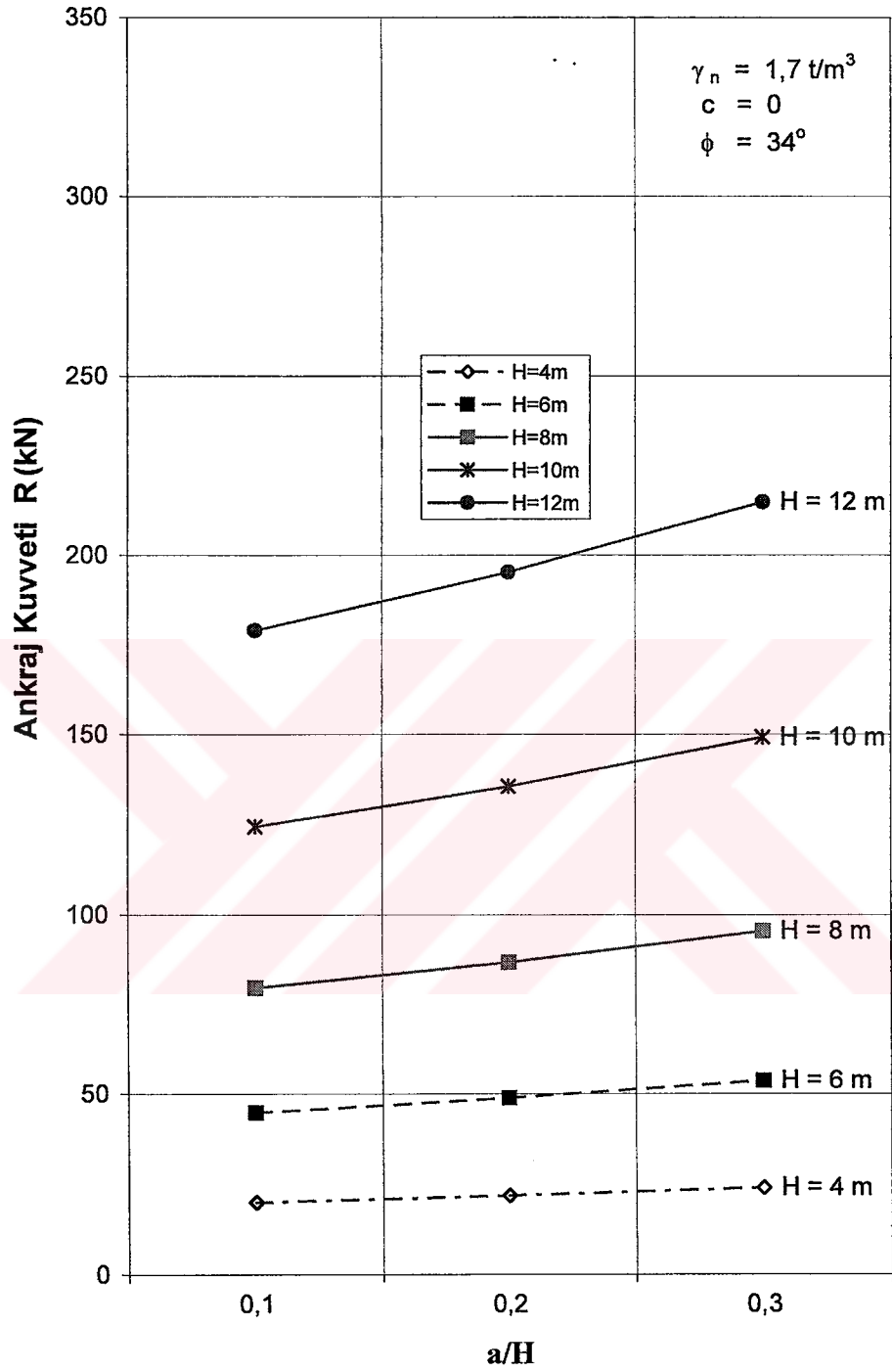
Şekil 6.27 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi



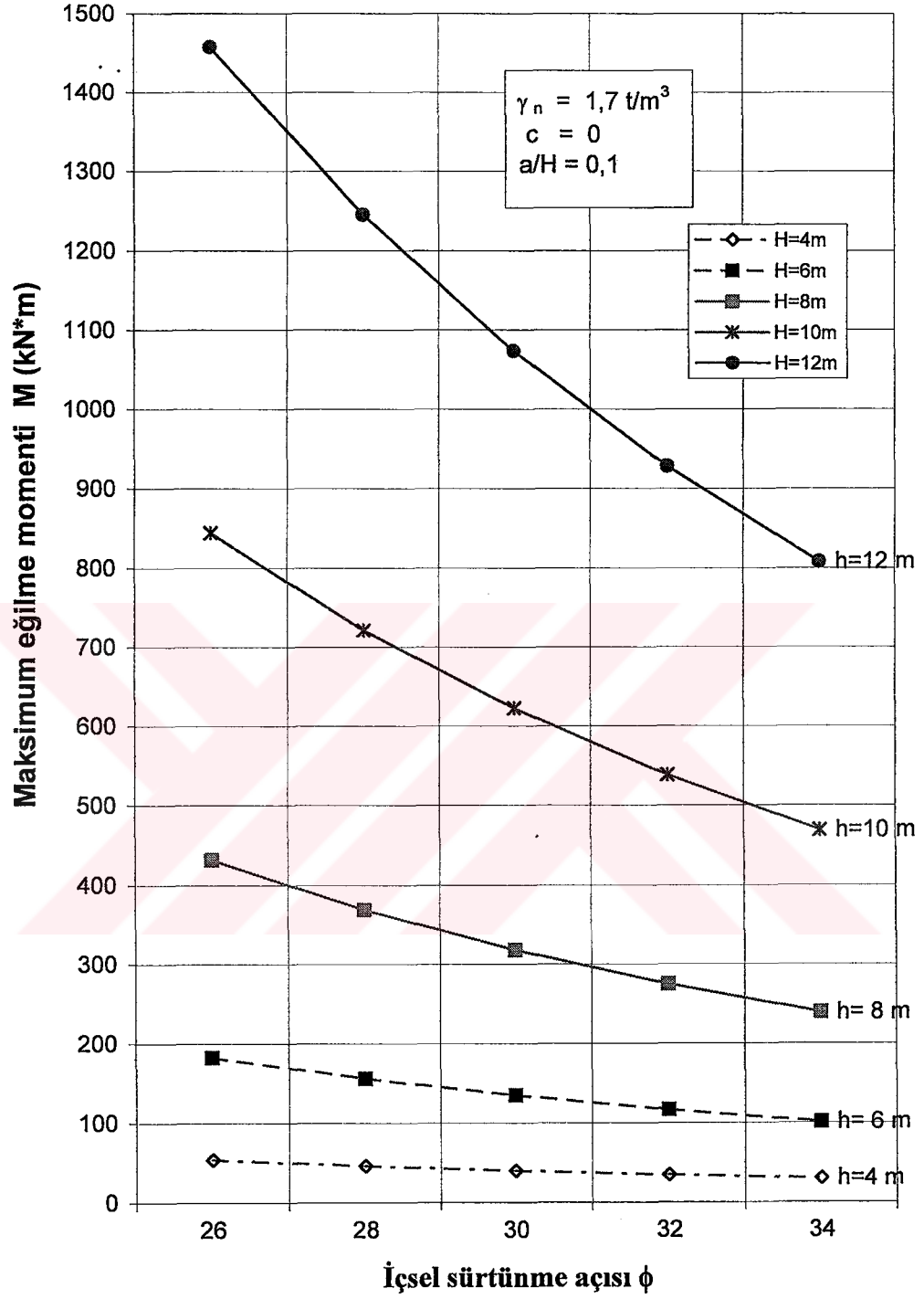
Şekil 6.28 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin a/H oranına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi



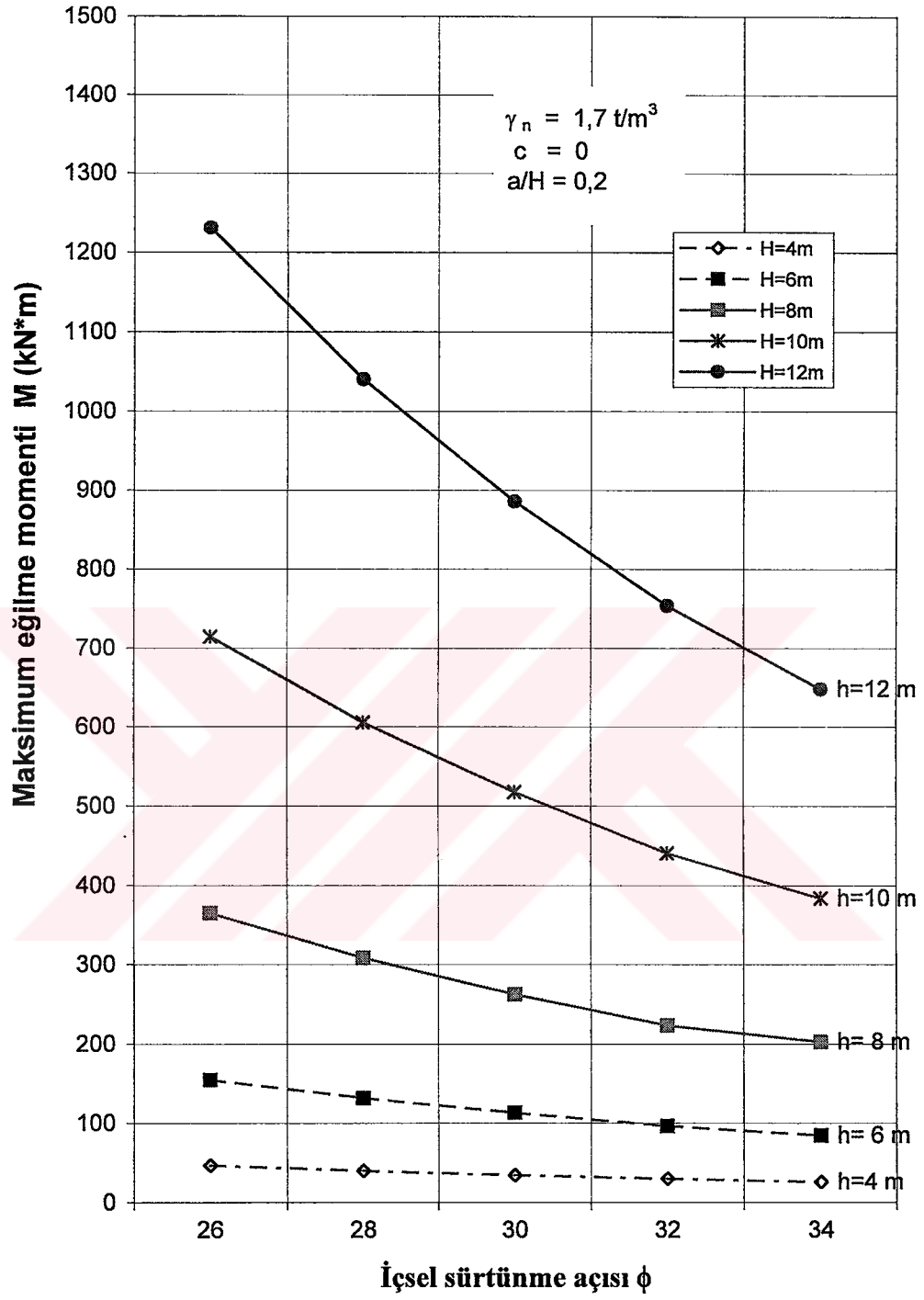
Şekil 6.29 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi



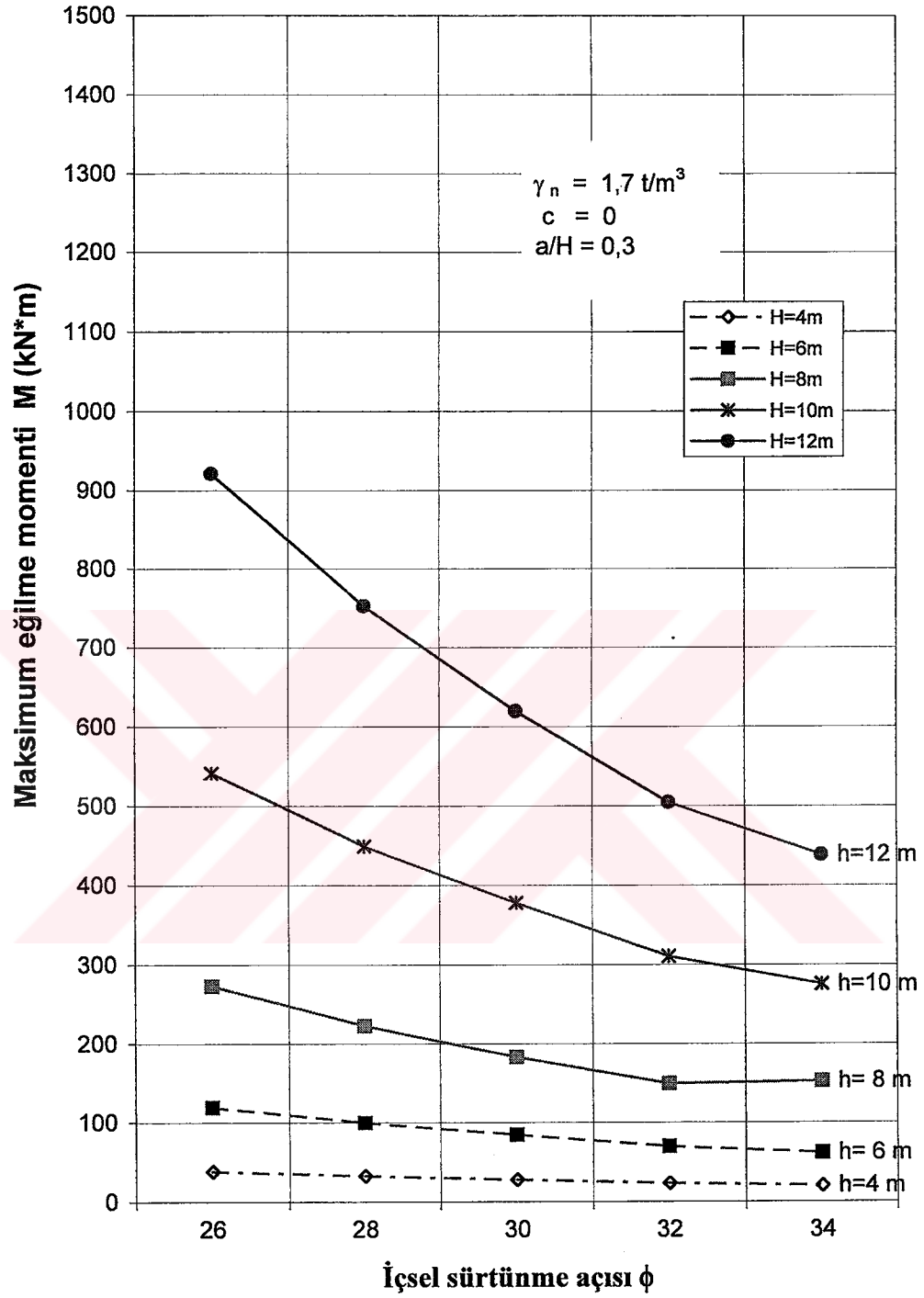
Şekil 6.30 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin a/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi



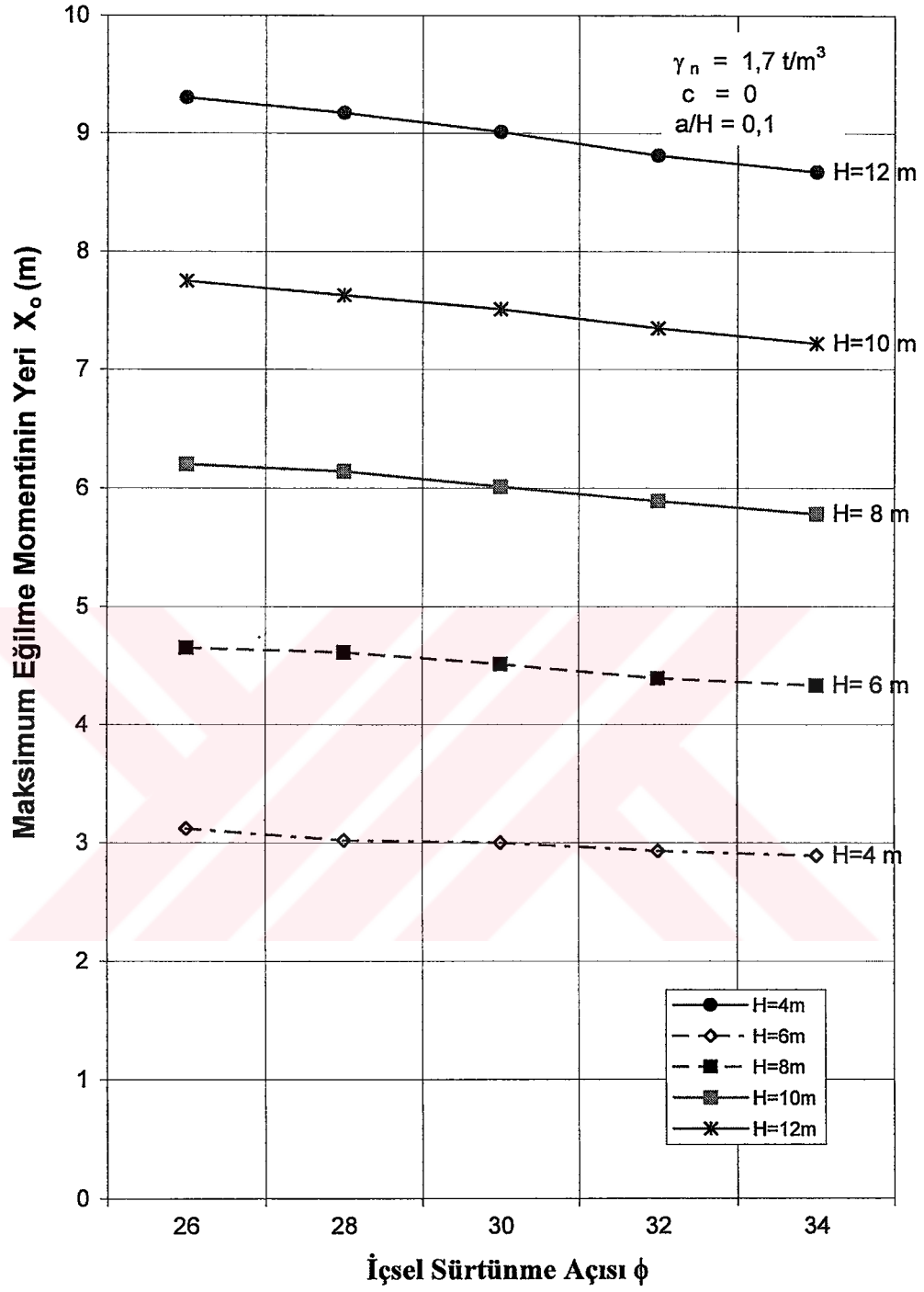
Şekil 6.31 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi



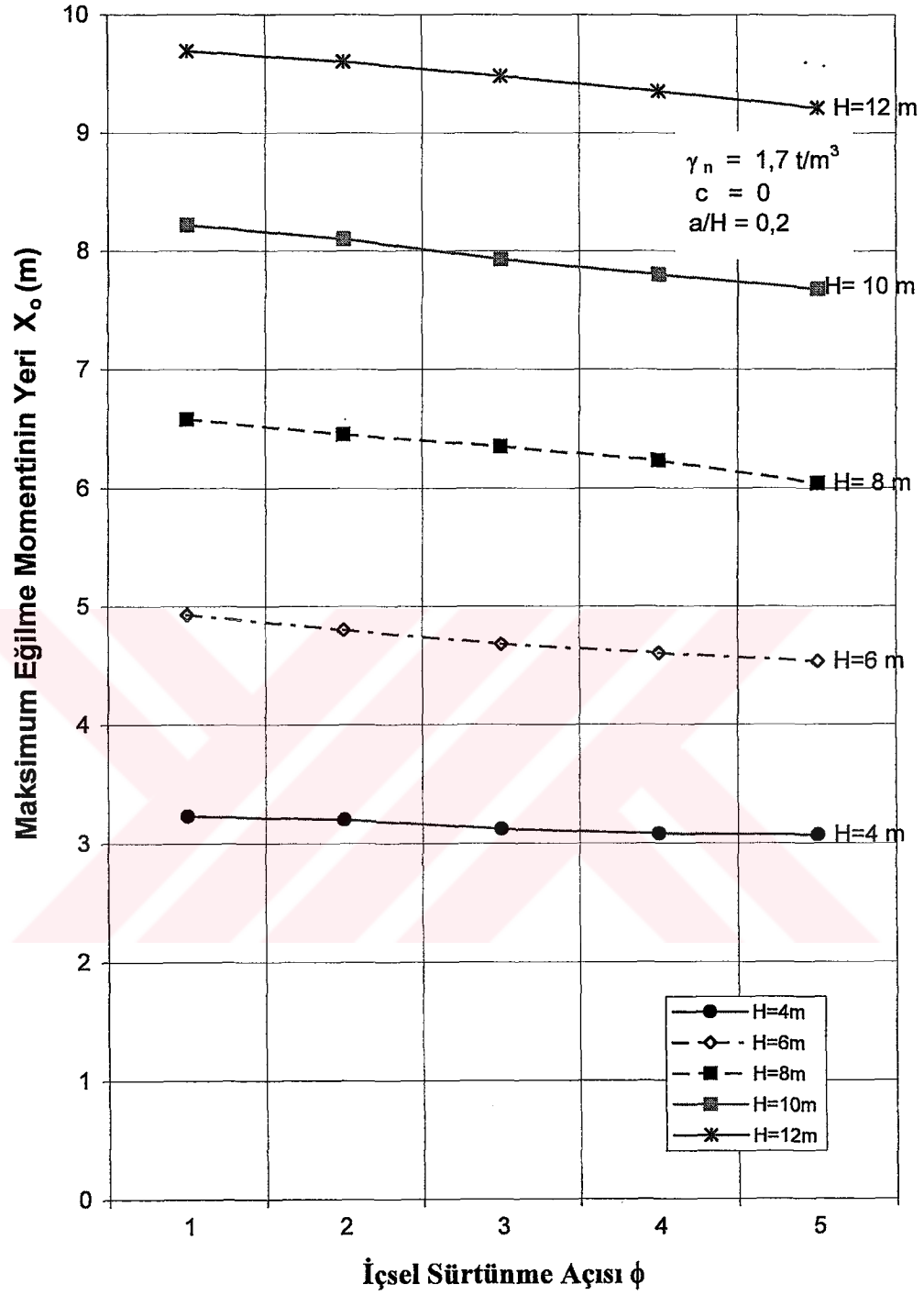
Şekil 6.32 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi



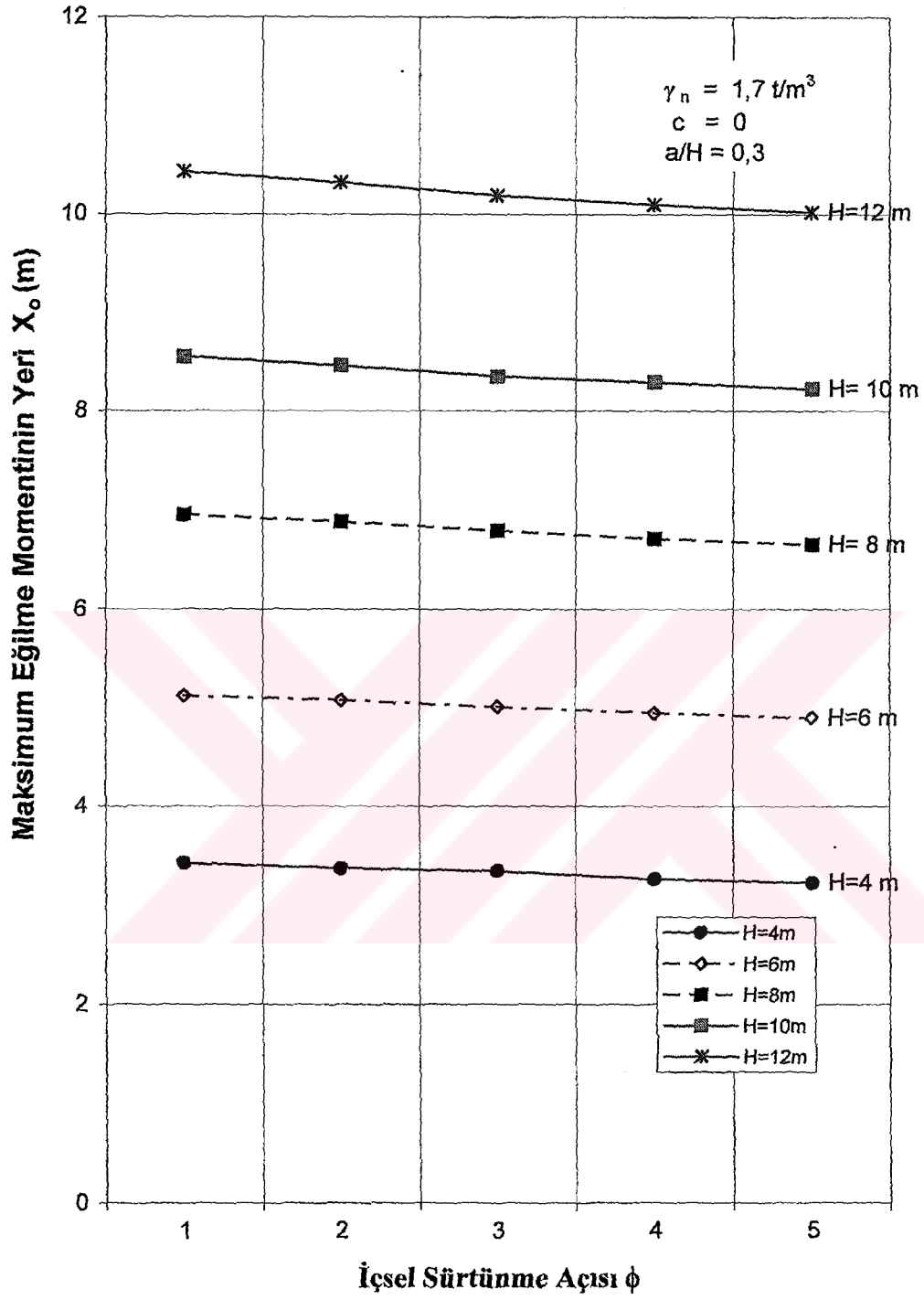
Şekil 6.33 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi



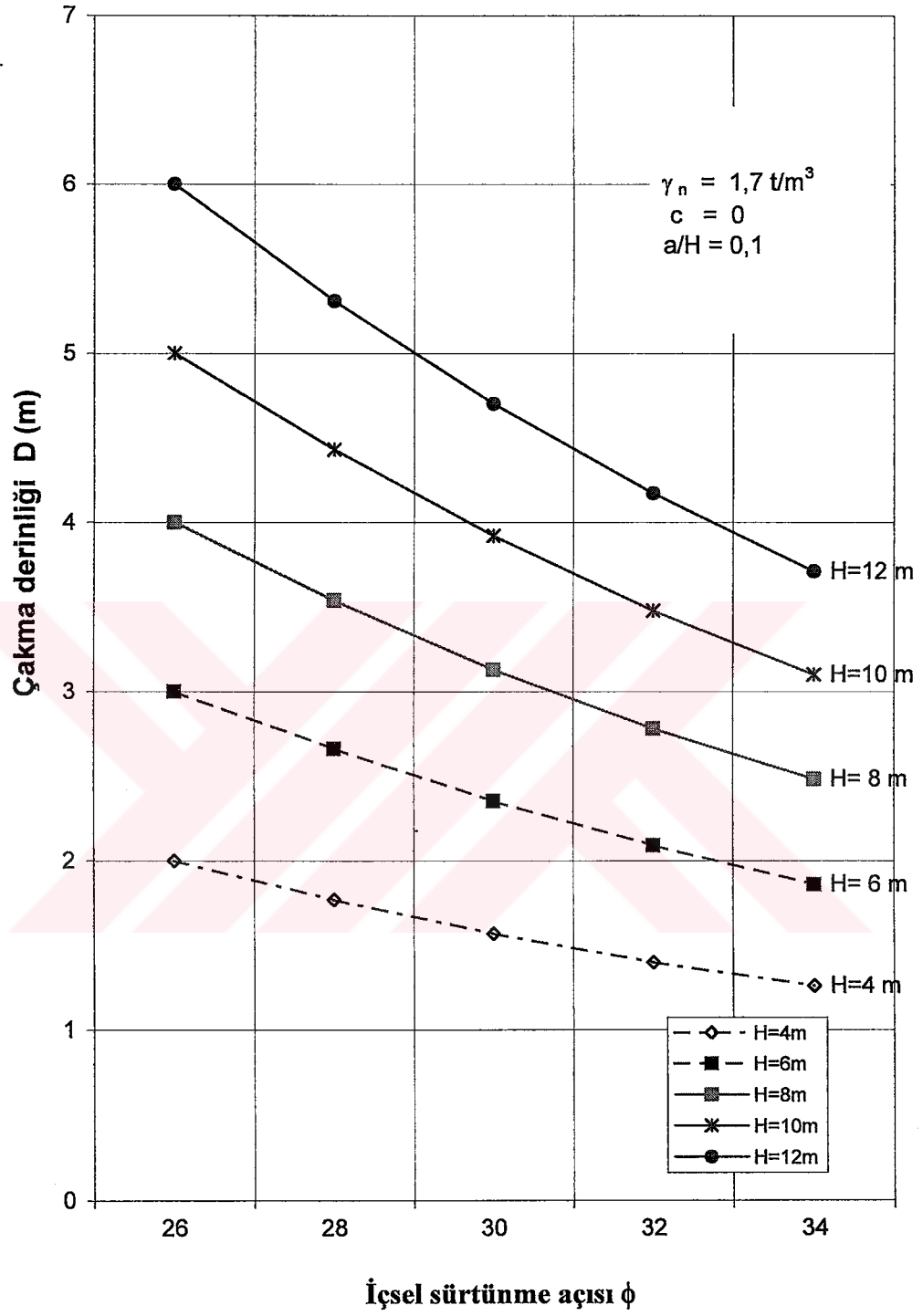
Şekil 6.34 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentlerinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi



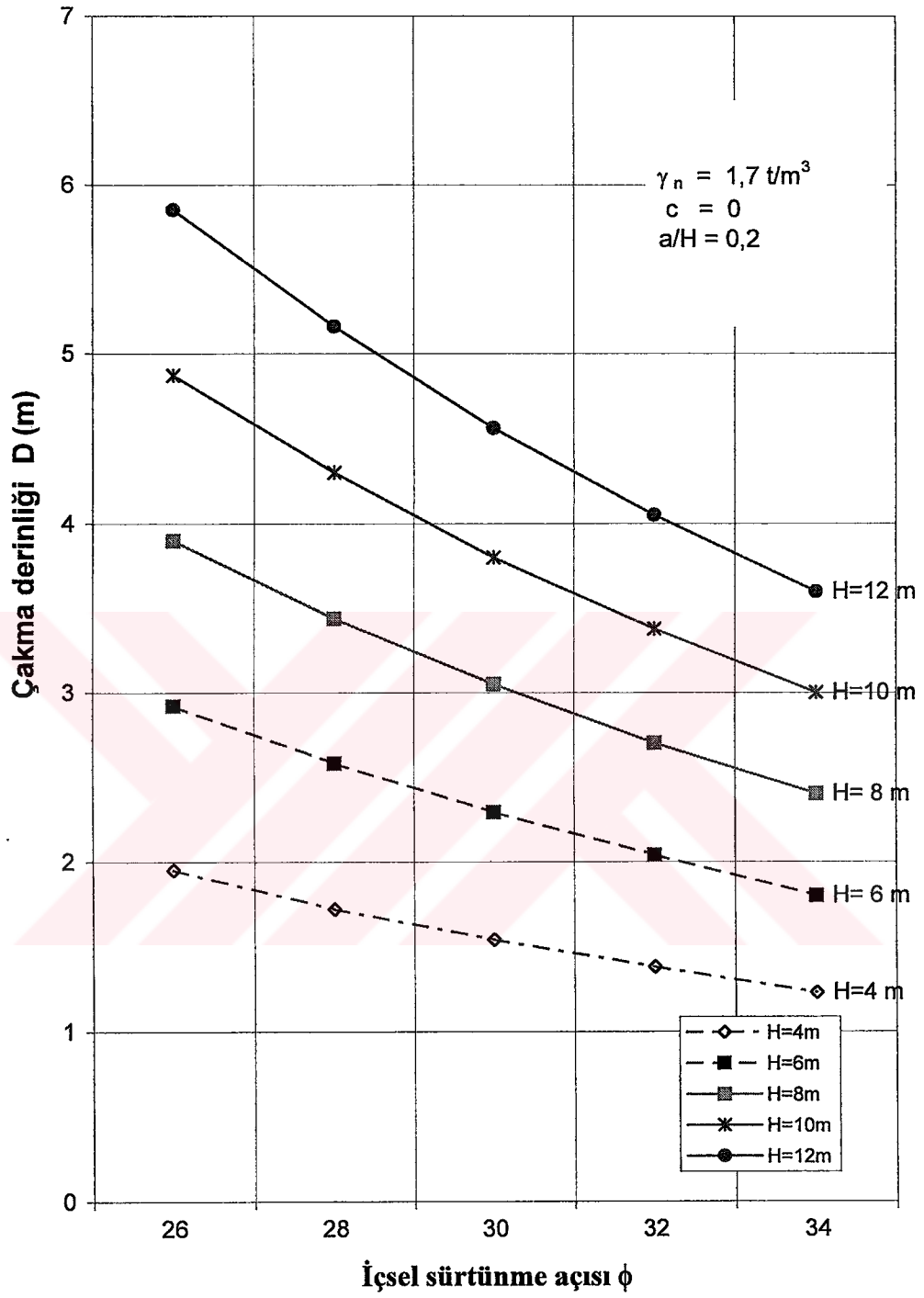
Şekil 6.35 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentlerinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi



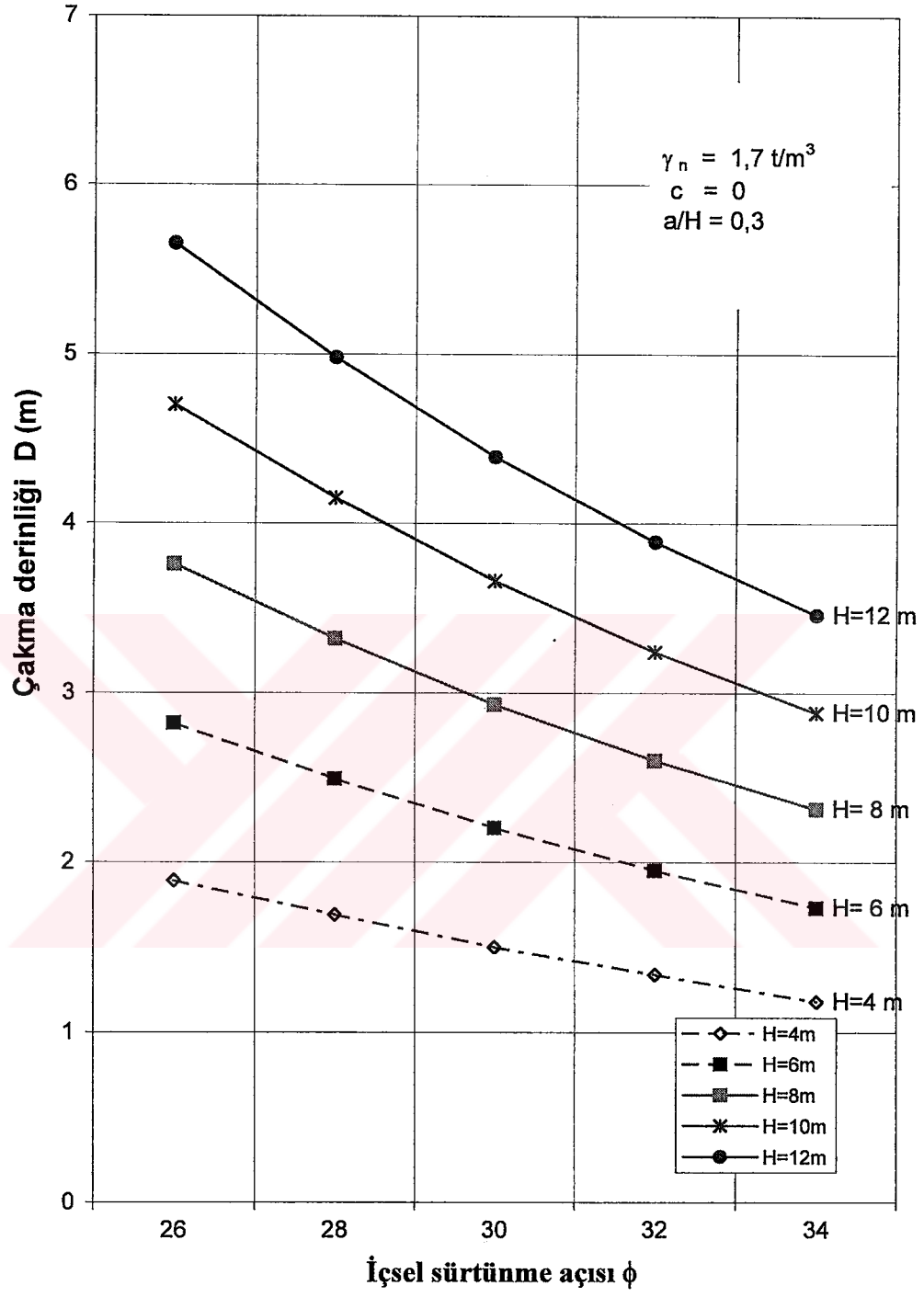
Şekil 6.36 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentlerinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi



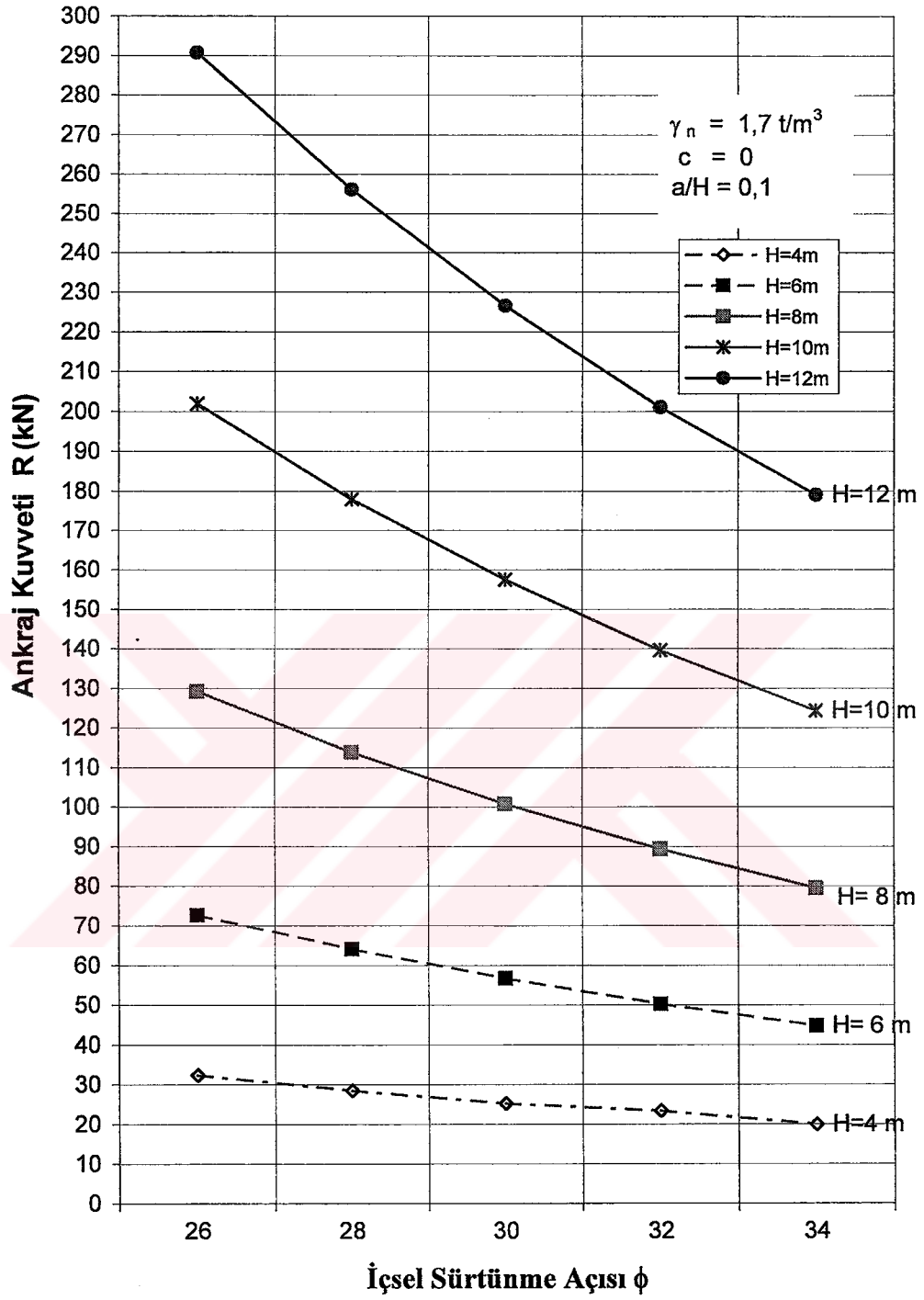
Şekil 6.37 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi



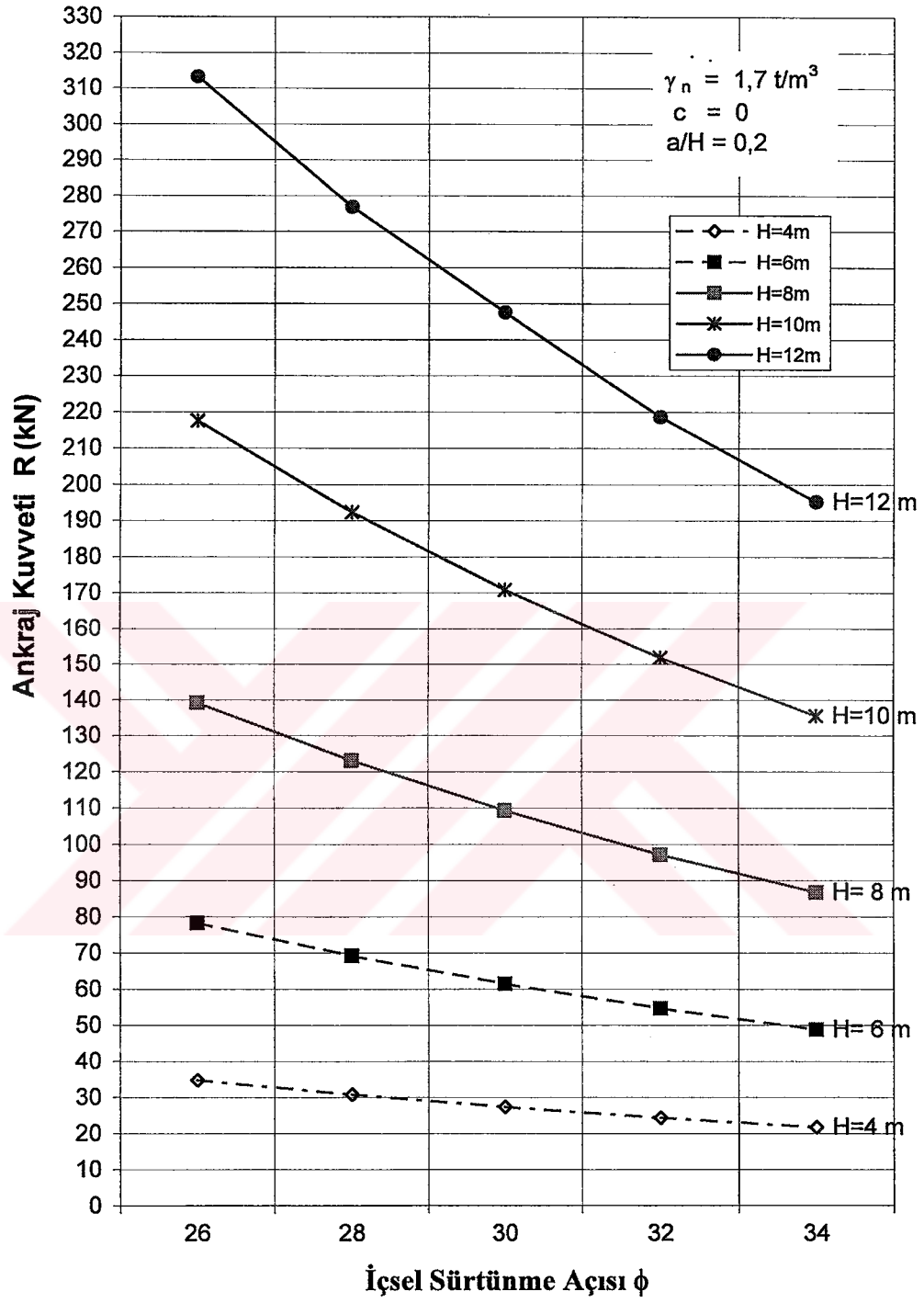
Şekil 6.38 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi



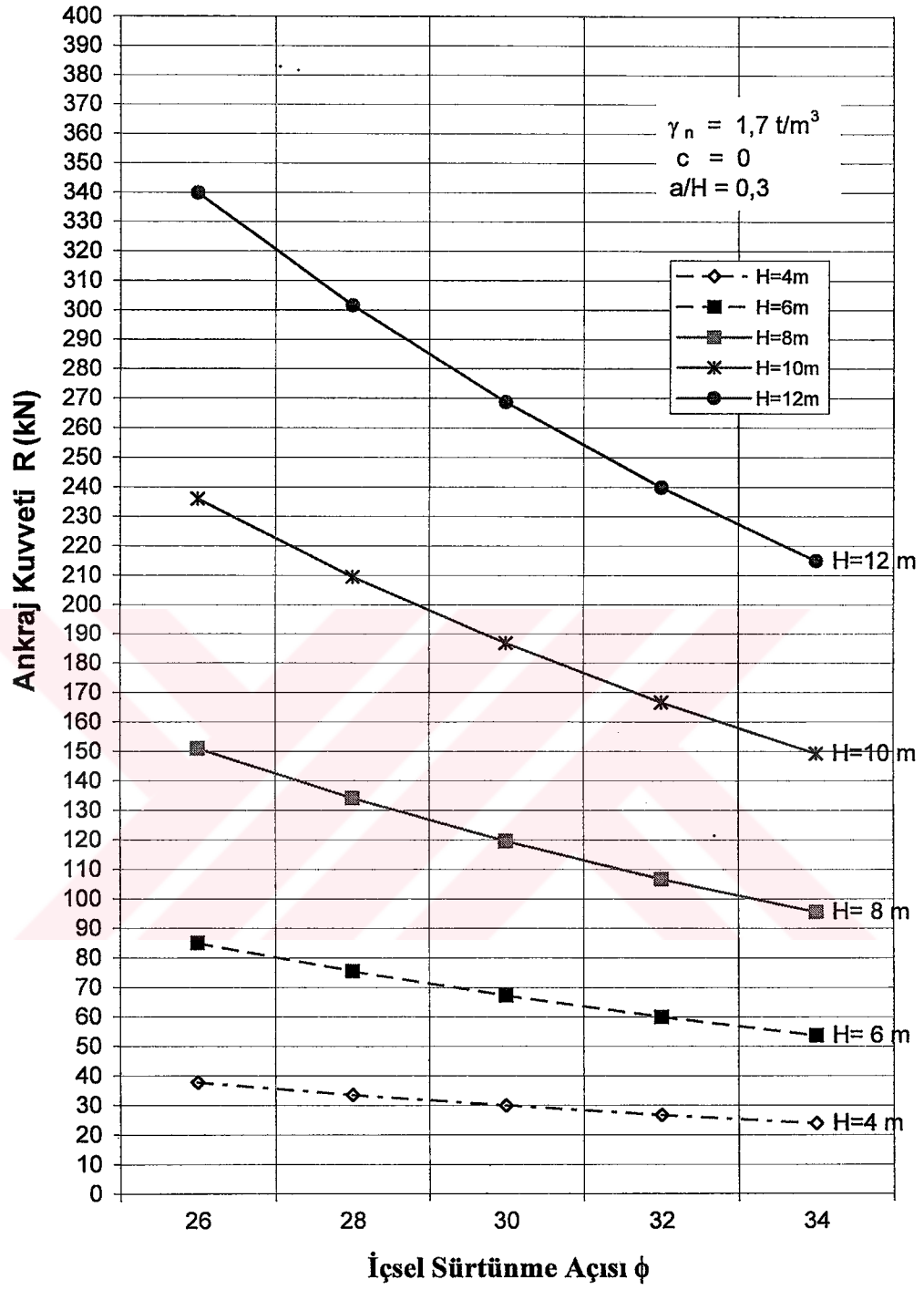
Şekil 6.39 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliğinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerindeki değişimi



Şekil 6.40 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi



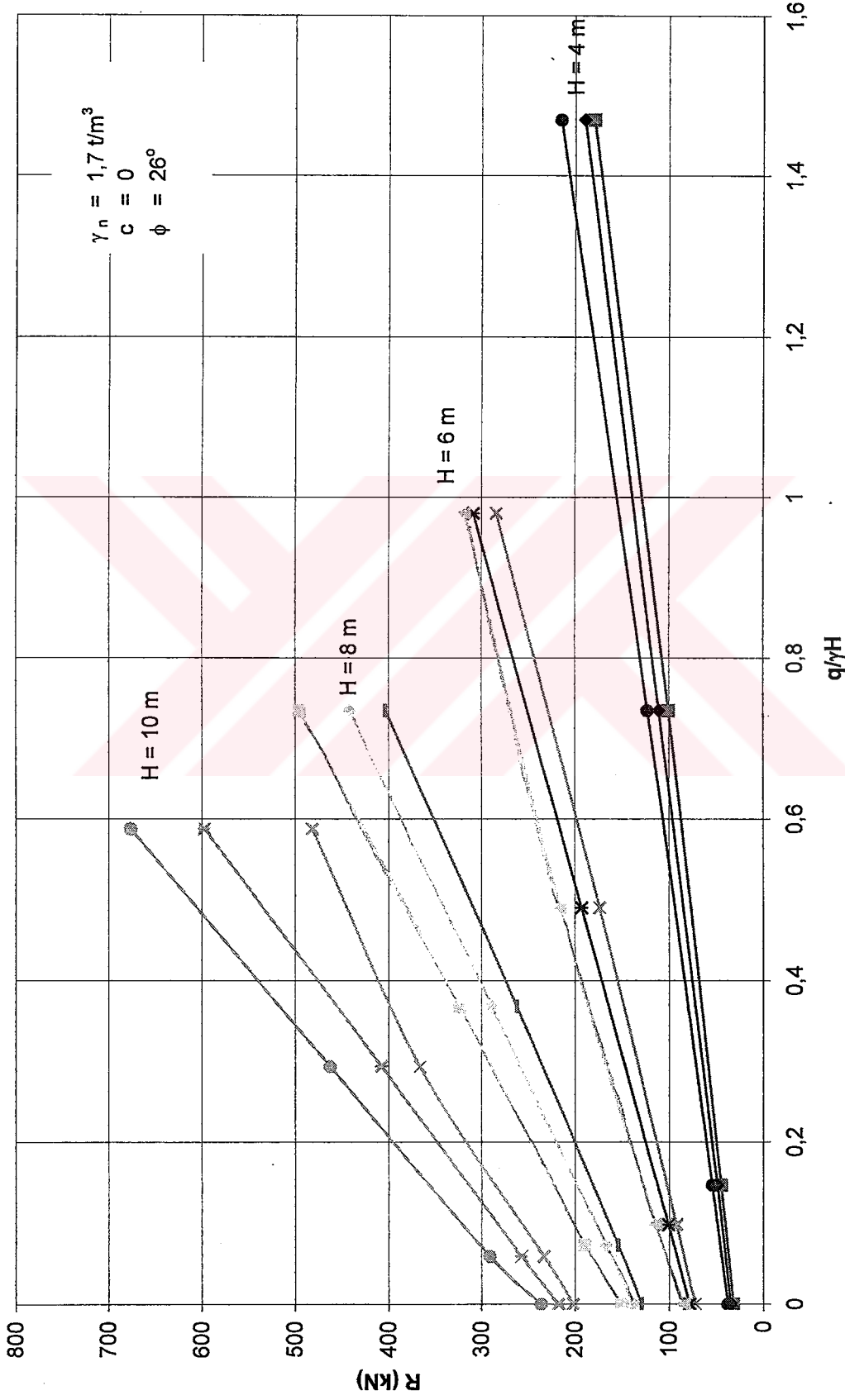
Şekil 6.41 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi



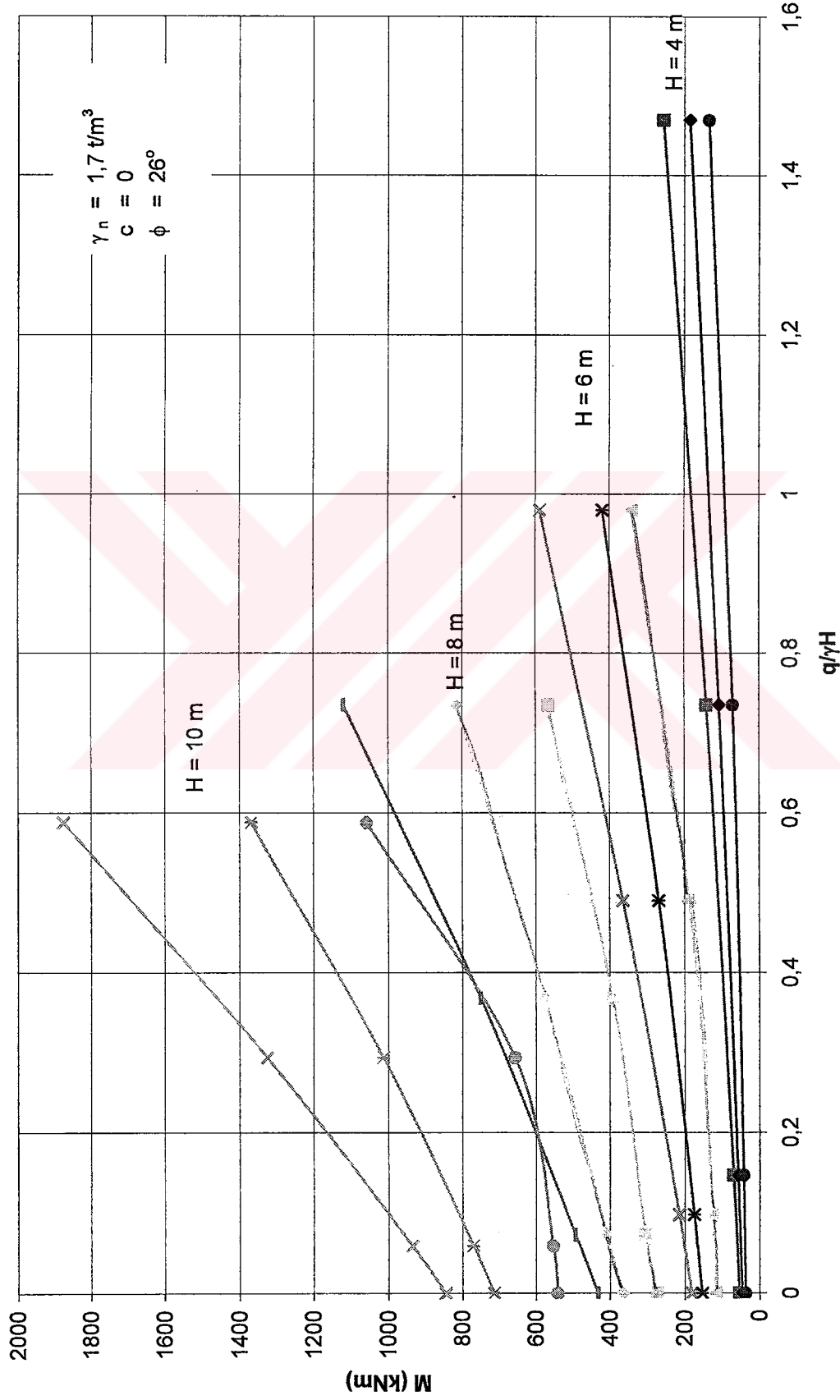
Şekil 6.42 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetinin içsel sürtünme açısına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi

Çizelge 6.6 Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde; ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri ve maksimum momentlerin sürşarj yükü etkisi altında içsel sürtünme açısı 26° için değerleri

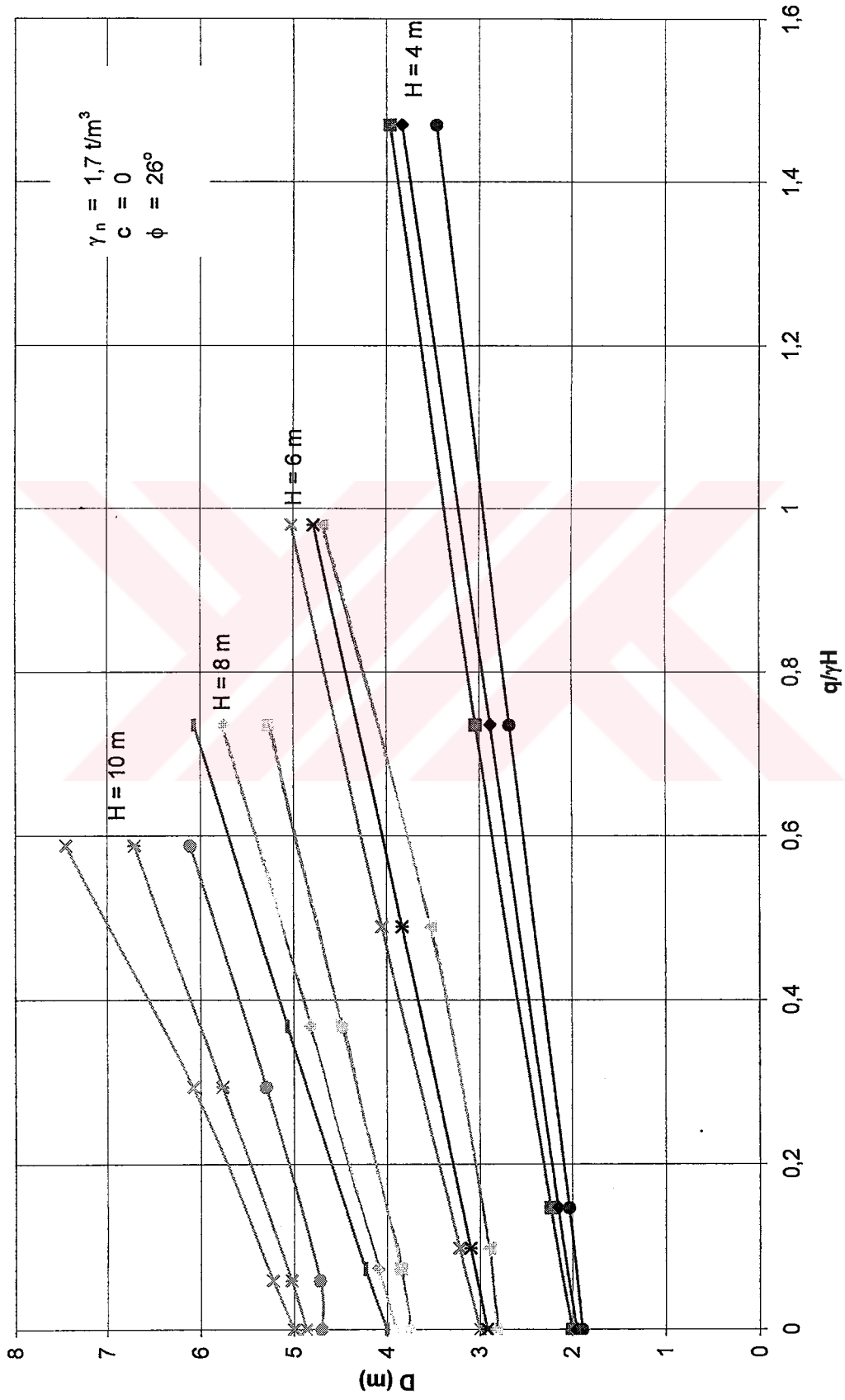
Örnek No	q (kN/m ²)	Çakma Derinliği D (m)				Ankraj Kuvveti R (kN)				Maksimum Moment M (kNm)				H (m)	a/H
		0	10	50	100	0	10	50	100	0	10	50	100		
S4-1	2,00	2,23	3,04	3,96	3,96	32,30	44,7	100,5	179,25	54,30	69,65	141,69	255,51	4	0,1
S4-2	1,95	2,15	2,88	3,83	3,83	34,80	48,78	110,59	189,41	46,87	57,62	107,04	184,73	4	0,2
S4-3	1,89	2,03	2,67	3,46	3,46	37,75	54,38	122,42	214,92	38,13	42,86	70,43	134,52	4	0,3
S6-1	3,00	3,22	4,05	5,02	5,02	72,68	92,14	173,88	284	182,29	215,28	364,04	588,52	6	0,1
S6-2	2,92	3,10	3,83	4,78	4,78	78,30	100,89	192,81	308,47	154,37	174,59	268,71	418,6	6	0,2
S6-3	2,82	2,90	3,53	4,68	4,68	84,94	114,29	215,76	318,04	118,36	124,94	187,67	340,68	6	0,3
S8-1	4,00	4,23	5,07	6,07	6,07	129,21	154,18	261,81	403,24	431,76	492,48	750,04	1119,39	8	0,1
S8-2	3,90	4,09	4,82	5,76	5,76	139,20	167,69	289,28	442,35	364,67	408,78	573,79	895,13	8	0,2
S8-3	3,76	3,85	4,48	5,28	5,28	151,00	189,18	322,94	495,91	272,79	305,29	391,25	565,66	8	0,3
S10-1	5,00	5,23	6,08	7,45	7,45	201,89	233,12	366,19	482,24	843,83	934,55	1324,94	1875,17	10	0,1
S10-2	4,87	5,03	5,77	6,71	6,71	217,50	256,93	407,48	597,59	714,29	769,54	1012,79	1368,49	10	0,2
S10-3	4,70	4,72	5,30	6,11	6,11	235,95	290,92	463,12	676,29	541,40	553,18	656,88	1057,42	10	0,3



Şekil 6.43 Yeraltı suyu bulunmayan kohezyonsuz zeminlerde 4-10 m kazı yükseklikleri arasında tek ankrajlı palplanş perdelerin sürsarj durumunda ankraj kuvvetlerinin $q/\gamma H$ değerine göre değişimi



Şekil 6.44 Yeraltı suyu bulunmayan kohezyonsuz zeminlerde 4-10 m kazı yükseklikleri arasında tek ankrajlı palplanş perdelerin sürsarj durumunda max. momentlerin $q/\gamma H$ değerine göre değişimi



Şekil 6.45 Yeraltı suyu bulunmayan kohezyonsuz zeminlerde 4-10 m kazı yükseklikleri arasında tek ankrajlı palplanş perdelerin sürsarj durumunda Çakma Derinliklerinin $q/\gamma H$ değerine göre değişimi

7 Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin analizleri

Bu bölümde $\phi = 26^\circ$ için kazı yüksekliğinin $H = 4m - 10m$ arasındaki değerlerinde palplanş perdelere gelen ankraj kuvvetleri, kesme kuvvetleri, toprak basınçları, yatay perde deplasmanları ve de eğilme momentleri su yüksekliğinin belirli değerleri için incelenmiştir. ($H_w/H = 0,00 - 1,00$)

1-Sabit bir kazı derinliği için Şekil 7.2 ve Şekil 7.5' de görüldüğü gibi ankraj kuvveti, su yüksekliği palplanş ortasından yukarı ve aşağı gittikçe artmaktadır. $H_w/H=0,00-0,50$ arasındaki artış büyük, $0,50-1,00$ arasındaki artış miktarı ise bu değerlere göre çok küçük olmaktadır.

2-Su yüksekliği azalırken Şekil 7.1 ve Şekil 7.4'de de görüldüğü gibi çakma derinlikleri de düşmektedir. Bu düşüş miktarları kazı yükseklikleri arttıkça daha büyük olmaktadır.

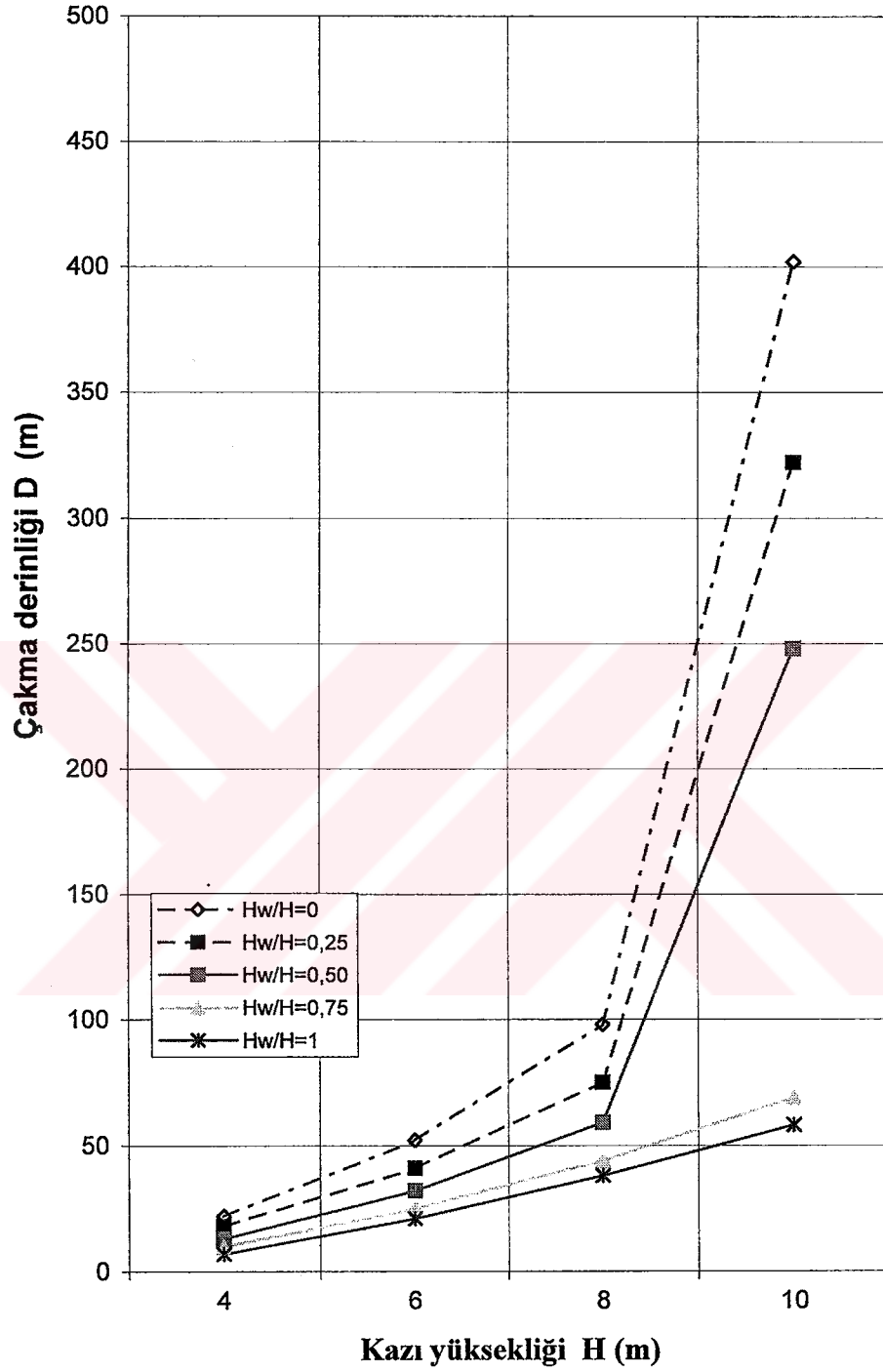
3-Şekil 7.3 ve Şekil 7.6'da görüldüğü gibi sabit bir su yüksekliği için kazı yüksekliği arttıkça maksimum momentler de artmakta, momentlerdeki bu artış kazı yüksekliğinin artmasına bağlı olarak daha da artmaktadır.

4-Sabit bir kazı yüksekliğinde Şekil 7.6'da görüldüğü gibi su seviyesi düştükçe moment büyüklüğü de azalmaktadır. Bu miktar $H_w/H=0,00-0,50$ arasında büyük, $0,50-0,75$ arasında yavaşlayan, $0,75-1,00$ arasında da çok küçük olmaktadır.

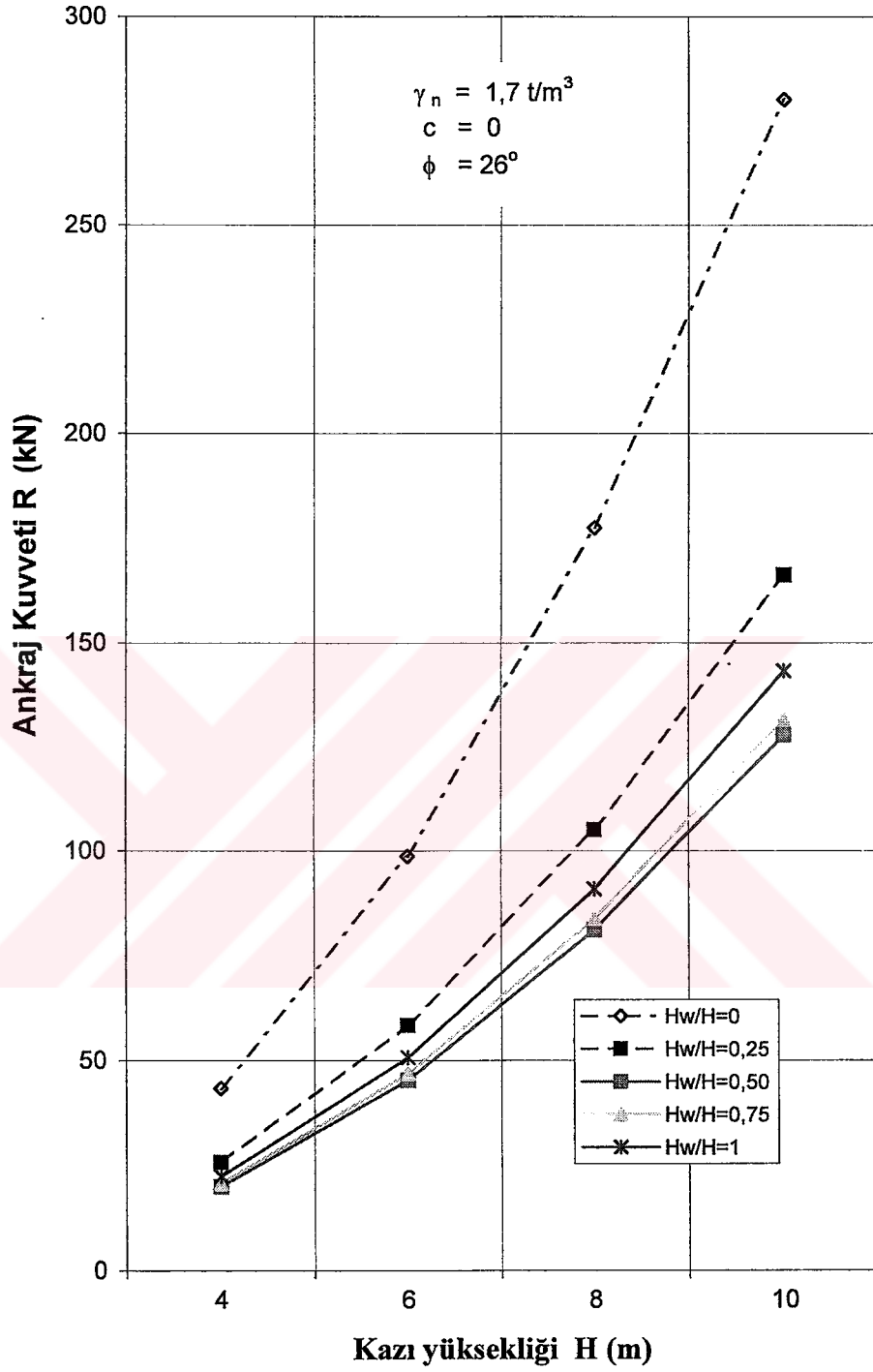
5-Su yüksekliği azalırken sabit bir kazı yüksekliği için deplasmanlar da azalmaktadır. $H_w/H=0,25-0,50$ arasında moment dağılım analizlerindeki azalma gibi deplasmanlarda da aynı paralelde büyük azalmalar olmaktadır, $0,75-1,00$ arasında ise birbirine çok yakın küçük azalmalar görülür.

Çizelge 7.1 Yeraltı suyunun olduğu zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde; ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, maksimum momentler ve maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açısı 26 için değerleri

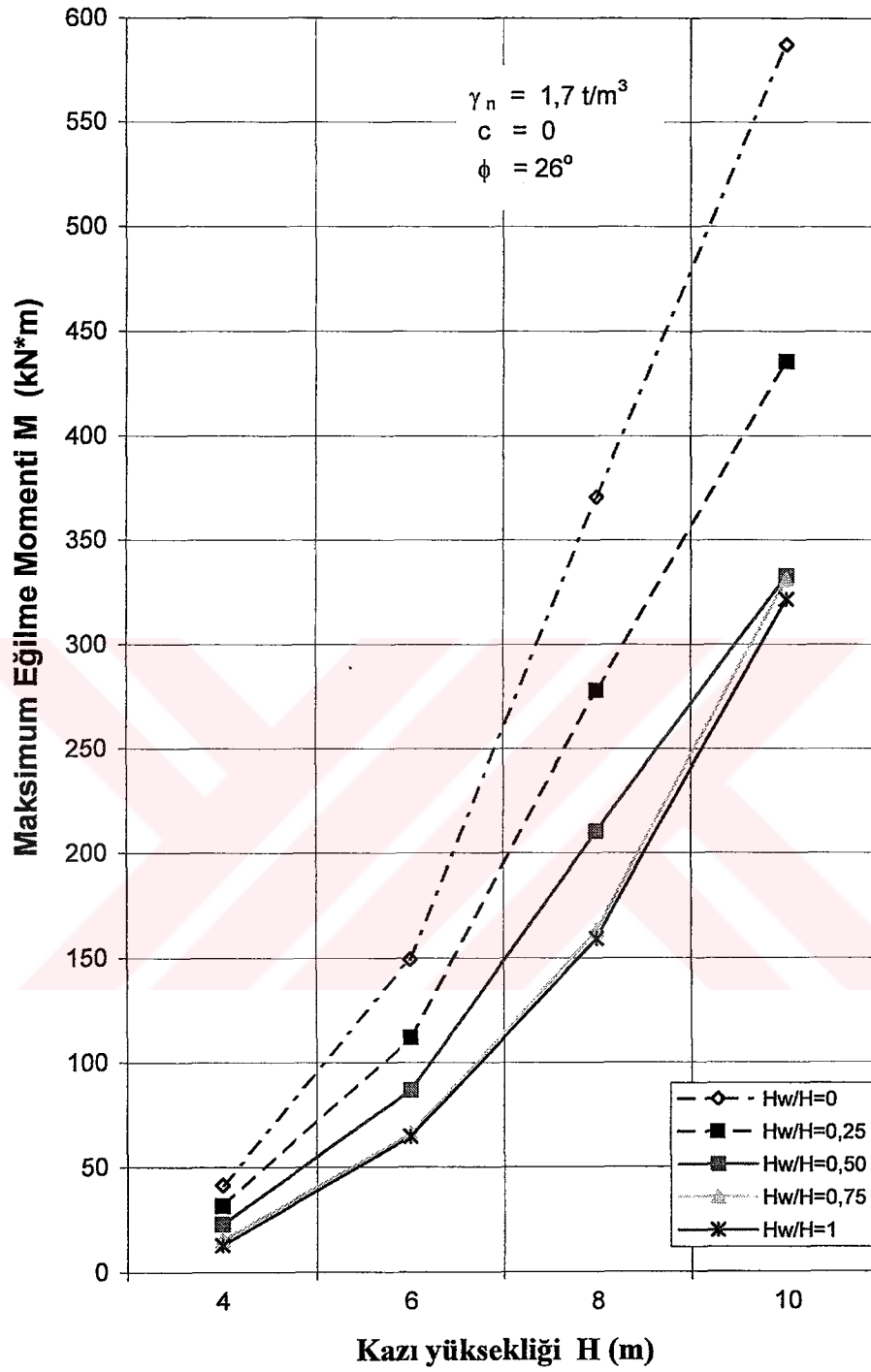
Örnek No	Kazı Yüksekliği H(m)	a/H	Su Seviyesi Hw(m)	Hw/H	Ankraj Kuvveti R(kN)	Çakma Derinliği D(m)	Maksimum Eğilme Momenti Mmax (kNm)	Yatay Deplasman W(cm)
S4-W1	4	0,2	0	0,00	43,36	0,22	41,26	1,95
S4-W2	4	0,2	1	0,25	25,70	0,18	31,48	1,88
S4-W3	4	0,2	2	0,50	20,00	0,13	22,85	1,97
S4-W4	4	0,2	3	0,75	20,75	0,10	15,21	1,82
S4-W5	4	0,2	4	1,00	22,37	0,07	12,77	1,95
S6-W1	6	0,2	0	0,00	98,65	0,52	149,22	4,07
S6-W2	6	0,2	1,5	0,25	58,46	0,41	111,89	3,17
S6-W3	6	0,2	3	0,50	45,34	0,32	86,76	2,70
S6-W4	6	0,2	4,5	0,75	46,89	0,25	65,73	2,32
S6-W5	6	0,2	6	1,00	50,71	0,21	64,56	2,28
S8-W1	8	0,2	0	0,00	177,33	0,98	370,65	15,25
S8-W2	8	0,2	2	0,25	105,09	0,75	277,69	10,92
S8-W3	8	0,2	4	0,50	81,20	0,59	210,23	8,02
S8-W4	8	0,2	6	0,75	83,78	0,44	162,89	6,40
S8-W5	8	0,2	8	1,00	90,87	0,38	158,99	6,00
S10-W1	10	0,2	0	0,00	280,18	4,02	587,27	38,58
S10-W2	10	0,2	2,5	0,25	166,08	3,22	435,44	26,82
S10-W3	10	0,2	5	0,50	127,87	2,48	332,66	19,70
S10-W4	10	0,2	7,5	0,75	131,6	0,69	331,09	18,72
S10-W5	10	0,2	10	1,00	143,27	0,58	320,43	17,59



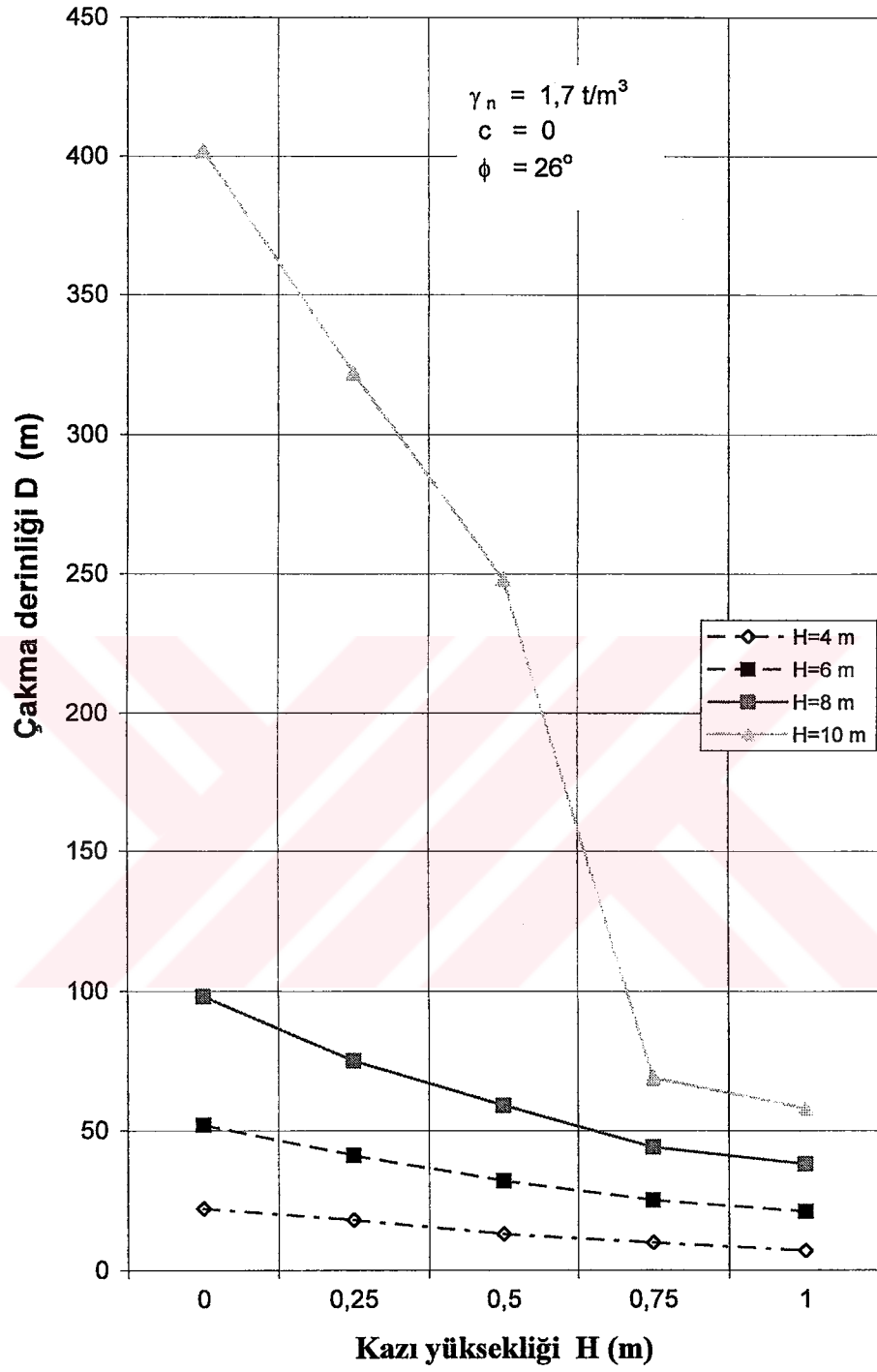
Şekil 7.1 Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliklerinin kazı yüksekliğine göre farklı H_w/H oranlarında $a/H=0.2$ için değişimi



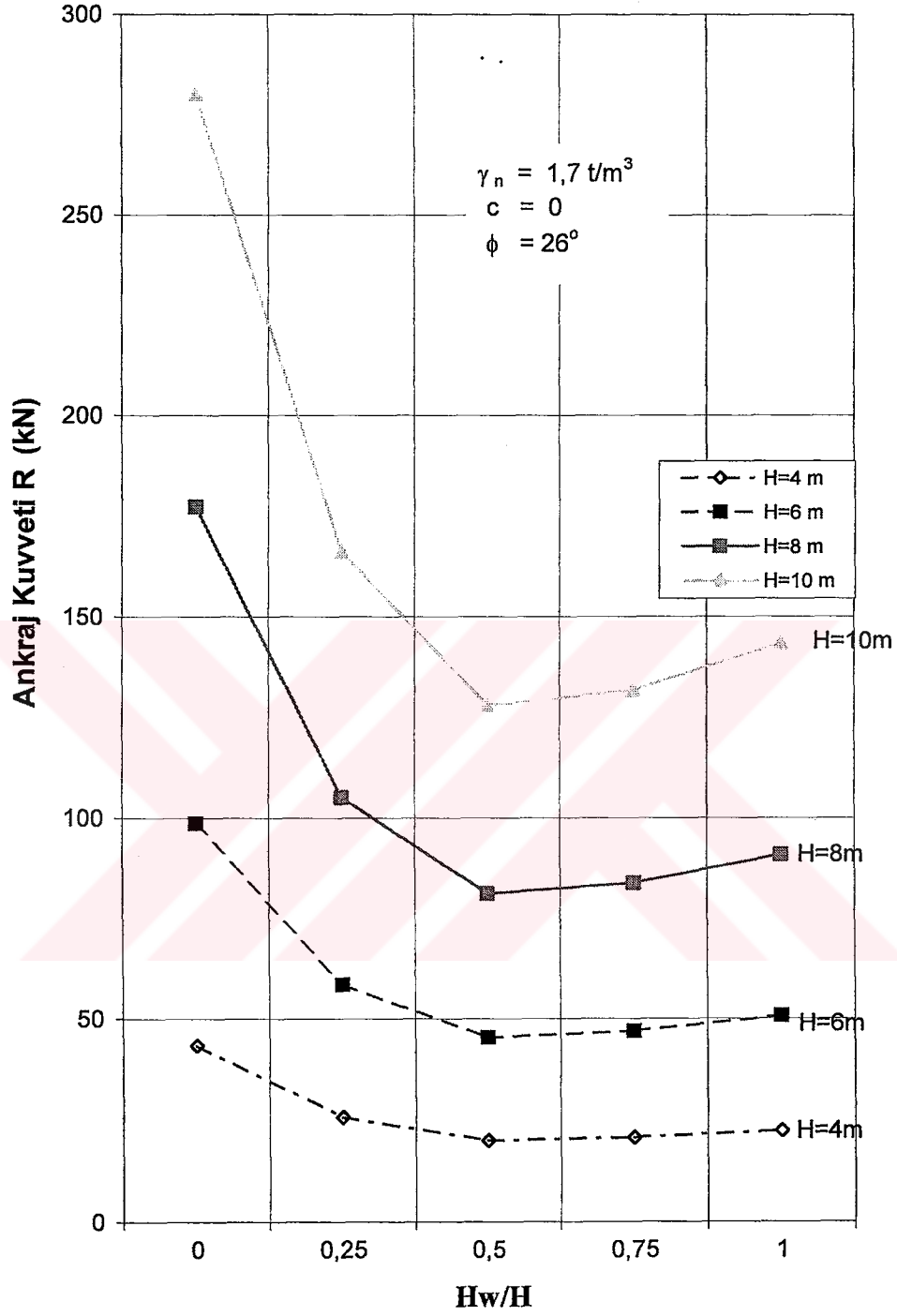
Şekil 7.2 Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetlerinin kazı yüksekliğine göre farklı H_w/H oranlarında $a/H=0.2$ için değişimi



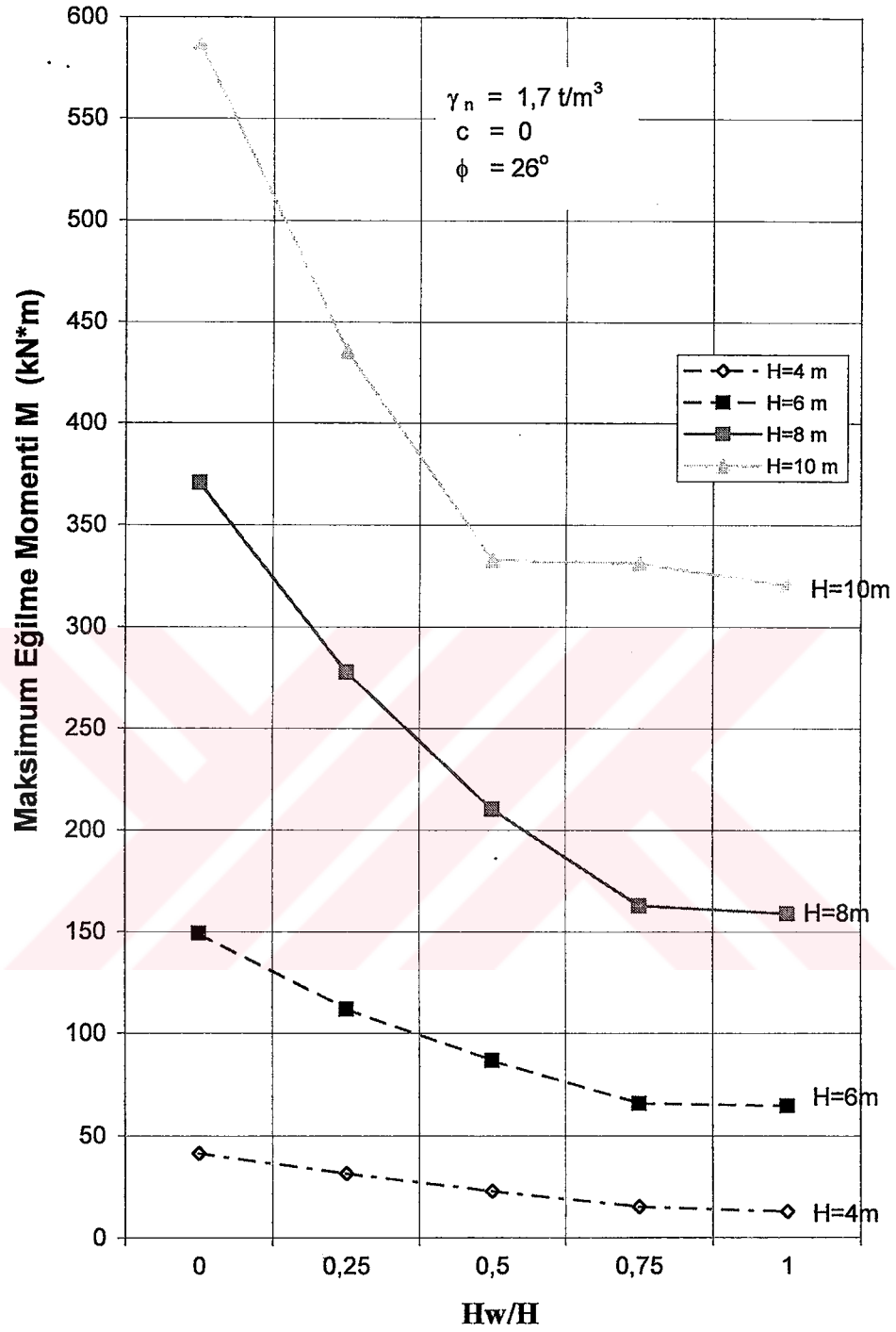
Şekil 7.3 Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum eğilme momentlerinin kazı yüksekliklerine göre farklı Hw/H oranlarında a/H=0.2 için değişimi



Şekil 7.4 Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin çakma derinliklerinin H_w/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi



Şekil 7.5 Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetlerinin H_w/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi



Şekil 7.6 Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin maksimum momentlerinin Hw/H oranlarına göre farklı kazı yüksekliklerinde değişimi

8 Sonuçlar

Hem zaman, hem de uygulamadaki kolaylık, hem de maliyet açısından ankrajla yapılan yapılar ankrajsız yapılara göre daha kullanışlı olmaktadır.

Hazırlamış olduğumuz bu çalışmada yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin sürşarj etkisi altında olduğu ve olmadığı,yine aynı zeminlerde yeraltı suyunun olduğu ve sürşarjın olmadığı durumlarda analizleri yapılmıştır.

Farklı ϕ , H ve a/H değerleri için ayrı ayrı çakma derinlikleri (D), ankraj kuvvetleri (R), moment değerleri (M), ve yatay duvar deplasmanları (w) bulunarak grafikler halinde sunulmuştur.

Yeraltı suyunun bulunmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin sürşarjsız durumda;

- 1- Kazı yüksekliği arttıkça bütün a/H değerleri için maksimum moment (M_{max}) da artmakta ve de maksimum momentin yeri, zemin yüzünden aşağı doğru inmektedir.
- 2- Sabit bir kazı yüksekliği için a/H oranı arttıkça maksimum momentin azalmakta olduğunu görebiliriz.
- 3- a/H oranları arttıkça (0.1,0.2,0.3) maksimum momentlerin farkı kazı yükseklikleri arttıkça artmaktadır.
- 4- Bütün durumlar için maksimum momentin yeri kazı yüksekliğinin yarısından aşağıdadır.
- 5- a/H oranı ya da ankrajın uygulandığı derinlik büyüdükçe duvar boyunca ankrajdan aşağıdaki momentler bütün kazı derinlikleri için azalmaktadır. Zeminle ankraj arasındaki momentler, ankrajla perde sonuna kadar olan momentlerle kıyaslanamayacak kadar önemsizdir.
- 6- Oldukça küçük (4-6 m) kazı yükseklikleri için ankrajın altındaki duvar boyunca moment değerleri çakma derinliklerindeki gibi iken 8-10 m ve daha büyük kazı yüksekliklerinde, moment kazı hattı altında ve etrafında, çakma derinliği boyunca değişmektedir.
- 7- Bütün a/H oranlarında ve bütün durumlarda kazı yükseklikleri arttıkça momentler de artmaktadır. 8 m'ye kadar olan kazı derinliklerinde kazı hattı altındaki momentler birbirlerine oldukça yakinken 10 ve 12 m'de bu değerler ani yükselerek küçük kazı yüksekliklerindeki kadar çok büyük olmaktadır. Ayrıca bu değerler içsel sürtünme açısı arttıkça

azalmaktadır.

8- Ana moment, grafiklerimizde de görüldüğü üzere, ankraj noktası ile kazı hattı arasında görülmektedir.

9- Sabit bir kazı yüksekliği için, ankrajın yeri zemin seviyesinden aşağıya indikçe duvar boyunca deplasmanın azalacağı grafiklerden görülmektedir. En küçük duvar deplasmanını veren a/H 'ın 0.3 örneği, zemin yüzündeki deplasmana bakılacak olursa diğer a/H değerlerinden daha büyük olmaktadır.

10- $H=4$ m kazı yükseklikleri için, duvar deplasmanları a/H oranlarından çok etkilenmemektedir. Bu kazı yüksekliklerinde, 0.8 mm ile 2.5 mm arasında maksimum değişiklik görülmektedir. Kazı yüksekliği artarken deplasmanların farkları da a/H oranları gibi artmaktadır.

11- Bütün a/H değerleri için elastik davranış gösteren ankrajlı palplanş perdelerde kazı yükseklikleri arttıkça duvar deplasmanları da artmaktadır.

12- Belli bir ϕ değeri için a/H oranı arttıkça çakma derinliği azalmakta, ankraj kuvveti artmaktadır.

13- Belli bir ϕ değeri için a/H oranı azalırsa çakma derinliği ve maksimum moment artar, ankraj kuvveti azalır. İçsel sürtünme açısı artarken maksimum eğilme momentinin yeri azalmaktadır.

Maksimum momenti karşılayacak palplanş perde yapılması isteniyorsa ϕ 'yi ve a/H değerini alabileceğimiz en küçük değer almalıyız. Ama karşılanacak moment fazla önemli değilse maliyetten kurtulmak için ϕ 'si artan, a/H 'ı azalan bir palplanş perde için optimum çözüm bulunması gerekir. Ankrajlı palplanş perdelerde çakma derinliği arttıkça kaynamaya karşı karşı güvenlik katsayısı da artmaktadır, ancak a/H oranı arttıkça tam tersine bu katsayı düşmektedir. Yani ankrajlı bir palplanş perdede kaynamaya karşı güvenliğin sağlanabilmesi için ya çakma derinliğinin artırılması ya da a/H oranının azaltılması gerekli ve de yeterli olacaktır.

Yeraltı suyunun olmadığı kohezzyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerde sürşarj etkisi altında;

1- $\frac{q}{\gamma_n \cdot H}$ oranı artarken, ankraj kuvveti ve maksimum moment, herhangi bir kazı

derinliğinde ve a/H oranında artar.

2- Sabit bir $\frac{q}{\gamma_n \cdot H}$ değeri için ankraj aşağı çekilirken ankraj kuvveti tekrar artar, kazı yüksekliği artarken $a/H=0.1-0.3$ arasındaki ankraj kuvvetleri farkları da artar.

Bu fark $\frac{q}{\gamma_n \cdot H}$ oranı artarken (burada H, γ_n sabit) yani sürşarj yükü artarken de artar. Benzer durum moment analizinde de görülmektedir.

3- Sabit bir $\frac{q}{\gamma_n \cdot H}$ değeri için ankraj kuvvetinin yeri aşağı inerken maksimum moment azalmaktadır.

4- Sürşarj artarken, momentler;

$H=4$ m ve a/H 'ın sabit değeri için artar. Farklı a/H değerleri için q , 0 kN/m^2 'den 100 kN/m^2 'ye çıkarken moment farklılıkları olmaktadır.

Maksimum toprak basınçları da sürşarjın artmasıyla artmaktadır.

5- Sabit bir sürşarj değeri için a/H artarken moment azalır, aynı model kazı derinliği analizinde de geçerlidir.

6- Sabit bir a/H ve H değeri için, sürşarj arttıkça duvar boyunca deplasman da artmakta, fakat sabit bir sürşarj değeri için deplasmanlar genellikle a/H değeri artarken azalmaktadır.

Yeraltı suyunun olduğu kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin sürşarjsız durumda;

1- Sabit bir kazı derinliği için ankraj kuvveti, su yüksekliği, palplanş ortasından yukarı ve aşağı gittikçe artmaktadır. $H_w/H=0,00-0,50$ arasındaki artış büyük, $0,50-1,00$ arasındaki artış miktarı ise bu değerlere göre çok küçük olmaktadır.

2- Su yüksekliği azalırken çakma derinlikleri de düşmektedir. Bu düşüş miktarları kazı yükseklikleri arttıkça daha büyük olmaktadır.

3- Sabit bir su yüksekliği için kazı yüksekliği arttıkça maksimum momentler de artmaktadır. Momentlerdeki bu artış kazı yüksekliğinin artmasına bağlı olarak daha da artmaktadır.

4- Sabit bir kazı yüksekliğinde su seviyesi düştükçe moment büyüklüğü de azalmaktadır. Bu

miktar $H_w/H=0,00-0,50$ arasında büyük, $0,50-0,75$ arasında yavaşlayan, $0,75-1,00$ arasında da çok küçük olmaktadır.

5- Su yüksekliği azalırken sabit bir kazı yüksekliği için deplasmanlar da azalmaktadır. $H_w/H=0,25-0,50$ arasında moment dağılım analizlerindeki azalma gibi deplasmanlarda da aynı paralelde büyük azalmalar olmaktadır, $0,75-1,00$ arasında ise birbirine çok yakın küçük azalmalar görölmektedir.



KAYNAKLAR

- Akroyd, T. N. W.**, 1996, Earth-Retaining Structures : Introduction on the code of practice, The Structural Engineer, Vol. 74, No :21/5, November.
- Berilgen, M., Özaydın, K.**, 1994, Zemin ankrajları davranışının analizi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara.
- Berilgen, M., Özaydın, K.**, 1996, İnşa adımlarının ankrajlı perde mekaniğine etkisinin model deneylerle araştırılması, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 6. Ulusal Kongresi, Dokuz Eylül Üniversitesi, İzmir.
- Berktaş, İ.**, 1995, Betonarme 1 Taşıma Gücü ve Kesit Hesapları, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi Yayını, Y. T. Ü., İstanbul.
- Bowles, J.E.**, 1974, Analytical and Computer Method in Foundation Engineering, Mc Graw-Hill Book Company, NewYork.
- Bowles, J.E.**, 1998, Foundation Engineering and Design, John Wiley and Sons, NewYork.
- BS – 8081**, 1989, British Standard Code of Practice for Ground Anchorages, British Standard Institution.
- Çakıroğlu, A., Çetmeli, E.**, 1991, Yapı Statiği, Cilt II, Beta Basım Yayın Dağıtım A. Ş., İstanbul.
- Erdemgil, M.**, 1981, Zeminde Ankraj Uygulaması, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 1. Ulusal Kongresi, O. D. T. Ü., Ankara.
- Erguvanlı, K.**, 1994, Mühendislik Jeolojisi, Seç Yayın Dağıtım, İstanbul.
- Ersoy, U.**, 1987, Betonarme İlkeleri ve Taşıma Gücü Hesabı, Cilt 1, O.D.T.Ü., Ankara.
- Güler, E.**, 1977, Şehir içinde açılan büyük ve derin temel çukurlarında diyafram duvarların kullanımı, İ. T. Ü. Yayını.
- Güner, A., Özkan, M. T.**, 1984, Geçirimsiz perde ve diyafram duvar yapımında bentonit çimento bulamaçları, Türkiye’de İnşaat Mühendisliği Alanında Gelişmeler Kongresi.
- Hanna, H. T., Littlejohn, G.S.**, 1969, Retaining wall tie-backs, The Consulting Engineering, Part I, Part II.
- Hanna, H. T.**, 1982, Foundations in Tension- Ground Anchors, Trans Tech. Publications, Mc Graw-Hill Book Company, Series in Rock and Soil Mechanics, Vol. 6, NewYork.
- Hatipoğlu, B., İncecik, M.**, 1994, Bir derin kazı destekleme yapısında oluşan yatay hareketlerin incelenmesi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 5. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara.
- İncecik, M.**, 1977, Çok ankrajlı dayanma perdelerinde stabilite problemleri, İ. T. Ü. Dergisi, Sayı 5, İstanbul.
- İncecik, M.**, 1980, Kohezyonsuz zeminlerde ankrajların davranışı, Doktora Tezi, İ.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Müh. Mim. Fak. Matbaası, İstanbul.
- İnşaat Mühendisleri Odası**, 1997, Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, İzmir.

King, L. J., 1992, Technical notes on eart-retaining structures, *Geotecnique*, 42, No:1, pp. 115 – 116.

Kumbasar, V., 1985, Yüksek Lisans Ders Notları

Kumbasar, V., Kip, F., 1992, Zemin Mekaniği Problemleri, Çağlayan Yayınevi, İstanbul.

Littlejohn, G. S., 1970, Soil anchors,I. C. E., Conference on Ground Engineering London and Discussion, pp. 115 - 120.

Özaydın, K., 1989, Zemin Mekaniği, Y. T. Ü., İstanbul.

Peynircioğlu, H., Acun, N., 1947, Üçler Basımevi, sayfa 46, İstanbul.

Peynircioğlu, H., 1964, Zemin Mekaniği I Cilt, II. Kısım.

Schmidht, B., 1966, Discussion of Eart Pressures At-Rest Related to Stress History, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.3, No.4, pp.239-242.

SIA 191, 1982, Swedish Standard for Ground Anchors.

Wong, D. O., 1996, Lateral Eart – Pressure on Deep Braced Walls, *Geotechnical Special Publication*, 58/2, ASCE, USA, pp. 746-758, NewYork.

Terzaghi, K., Peck, R. B., 1967, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, NewYork.

Terzaghi, K., 1943, *Therotical Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, NewYork.

Sağlam, A., 1985, Derin kazıların sorunları ve destekleme sistemleri, *Derin Kazılar ve İksa Metodları Sempozyumu*, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.

Tschebotarioff, G. P., 1951, *Foundations, Retaning and Eart Structures*, Mc Graw-Hill Book Co. Inc., NewYork.

TSE 500

Toğrol, E., 1972, Zemin Ankrajları, Temel Araştırma Yayınları, No :2., İstanbul.

U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 1984, Permanent Ground Anchors.

Yıldırım, S., 1997, Temel İnşaatı Ders Notları, Y. T. Ü., İstanbul.

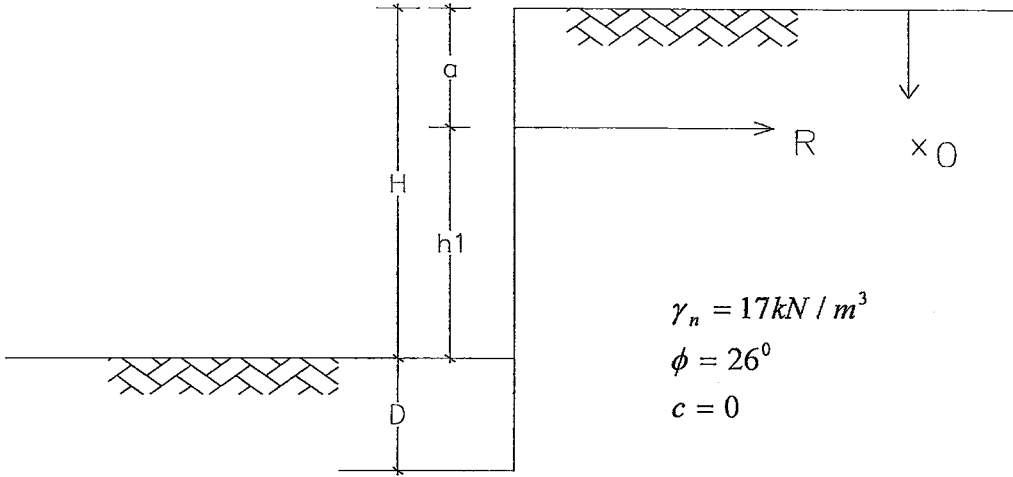
EKLER

Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, maksimum momentler ve maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açıları; $\phi = 26^0, 28^0, 30^0, 32^0, 34^0$ için grafikleri

Yeraltı suyunun olmadığı kohezyonsuz zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, maksimum momentlerinin, sürşarj yükü etkisi altında, içsel sürtünme açısı; $\phi = 26^0$ için grafikleri

Yeraltı suyunun olduğu zeminlerde tek ankrajlı palplanş perdelerin ankraj kuvvetleri, çakma derinlikleri, maksimum momentleri ve maksimum duvar deplasmanlarının, içsel sürtünme açısı; $\phi = 26^0$ için grafikleri





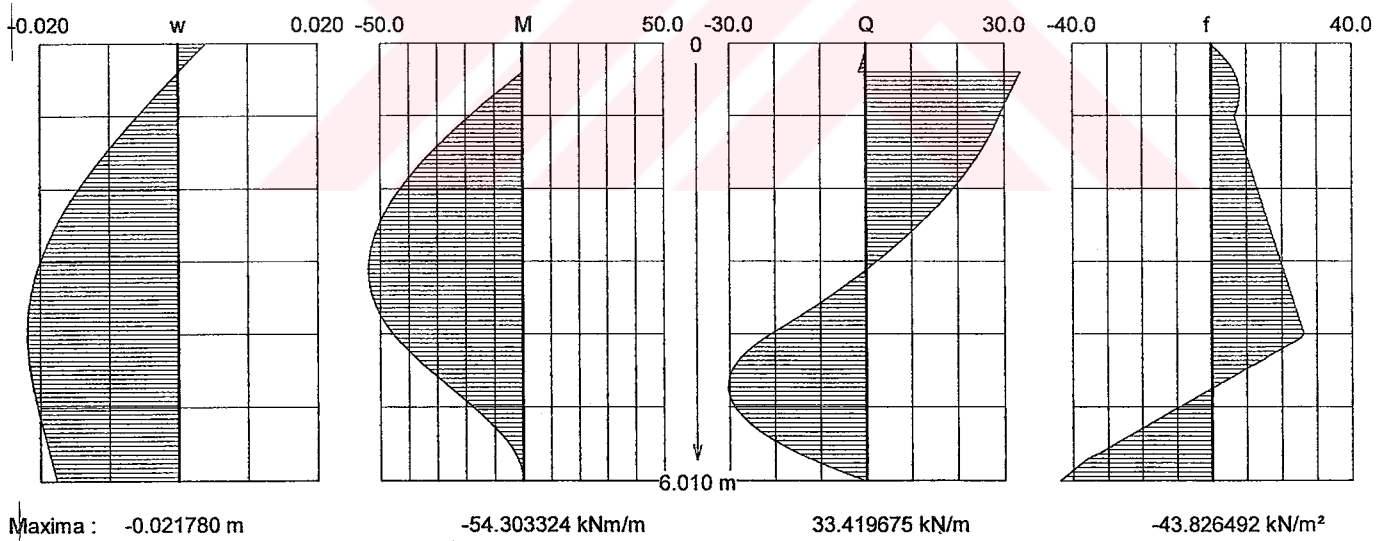
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 2.00 \text{ m}$$

$$R = 32.30 \text{ kN}$$

$$X_o = 3.12 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

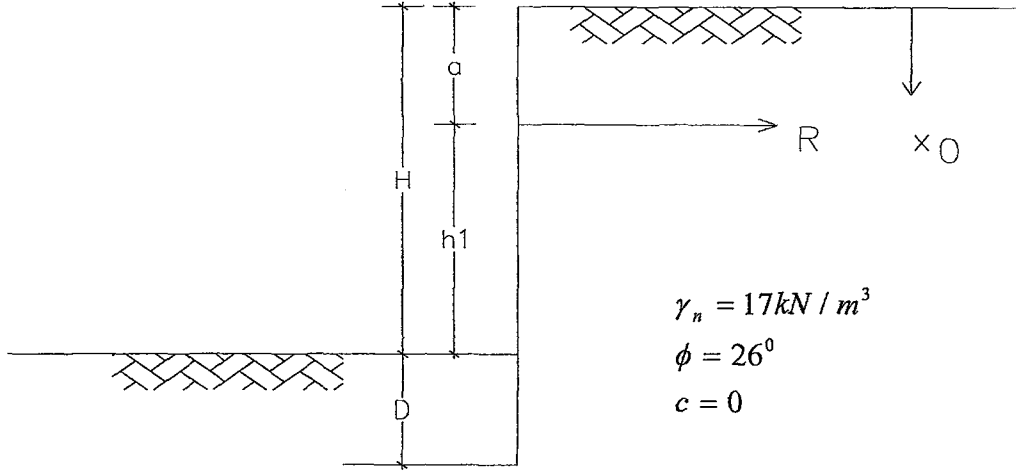


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



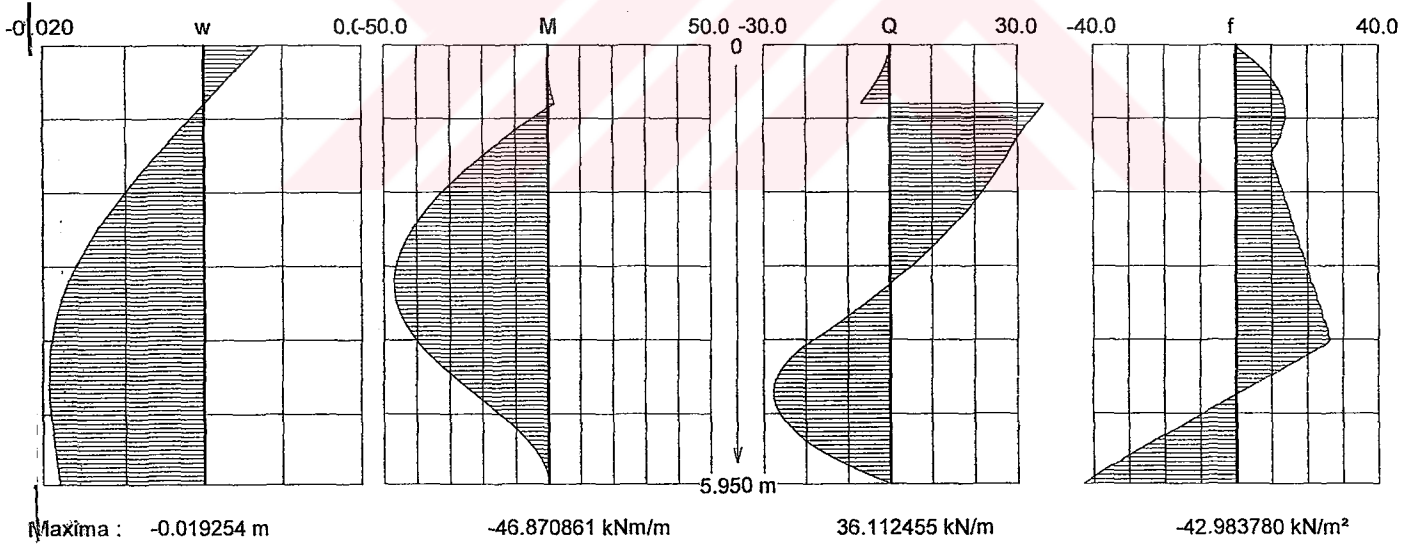
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 1.95 \text{ m}$$

$$R = 34.80 \text{ kN}$$

$$X_0 = 3.23 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$

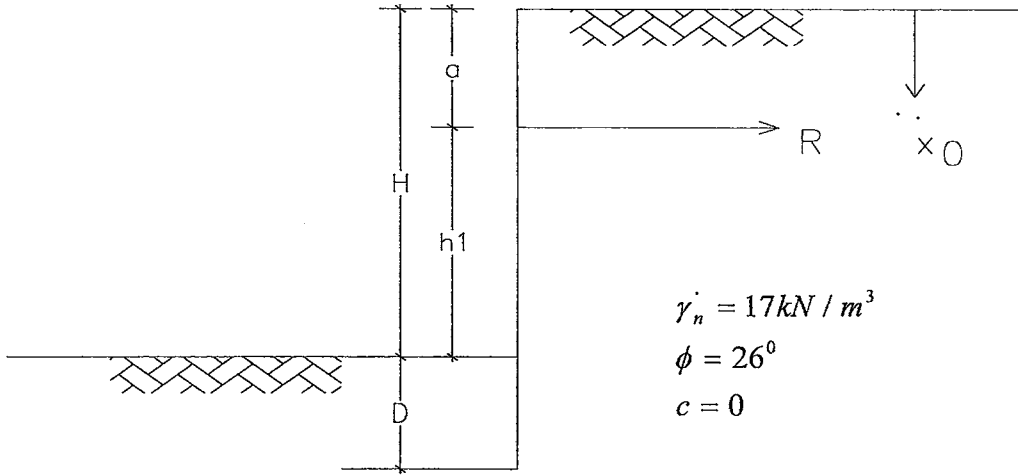


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



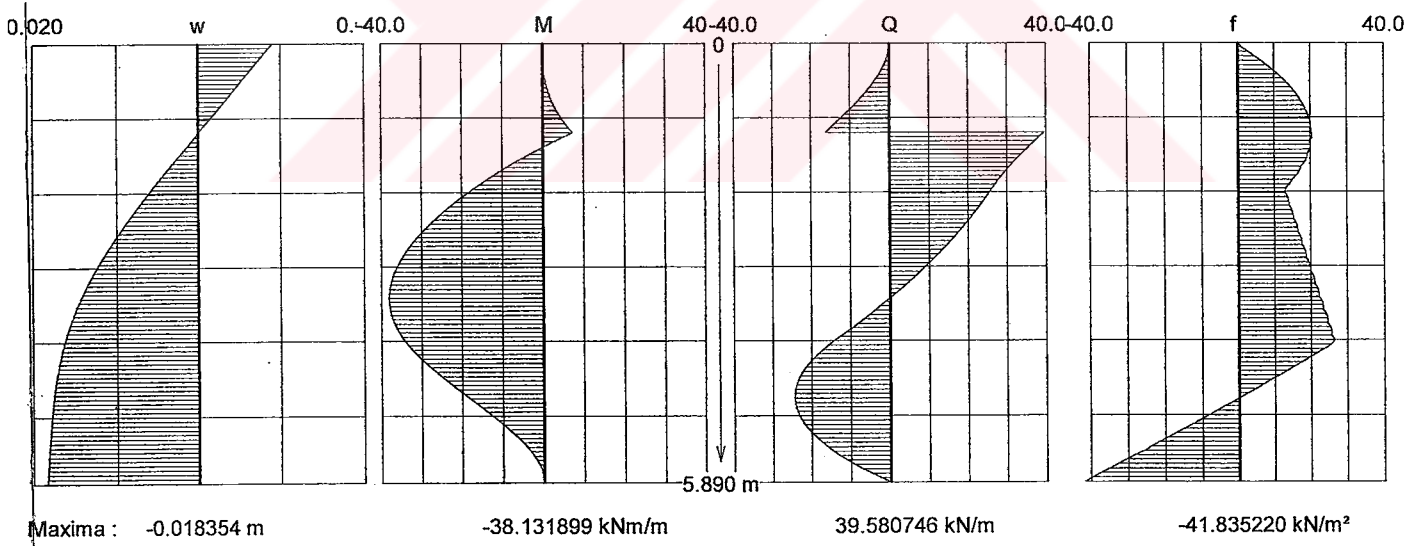
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 1.89 \text{ m}$$

$$R = 37.75 \text{ kN}$$

$$X_o = 3.42 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

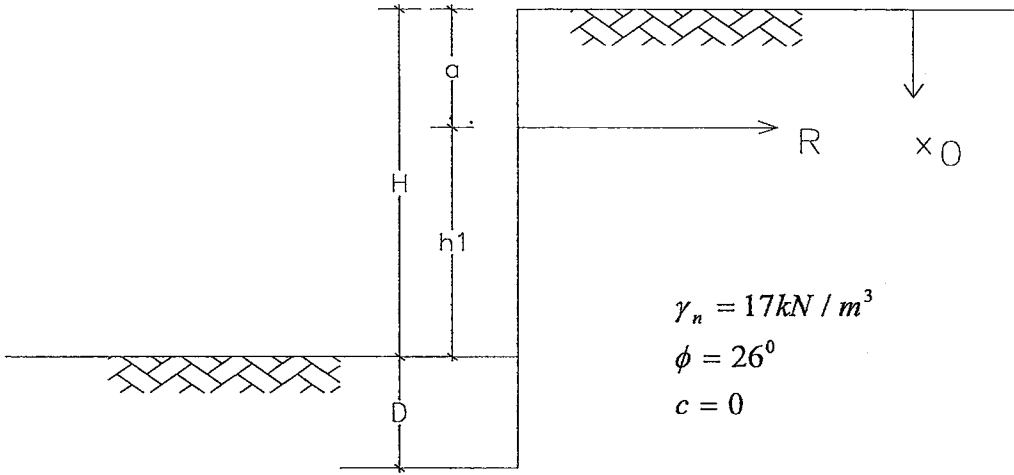


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



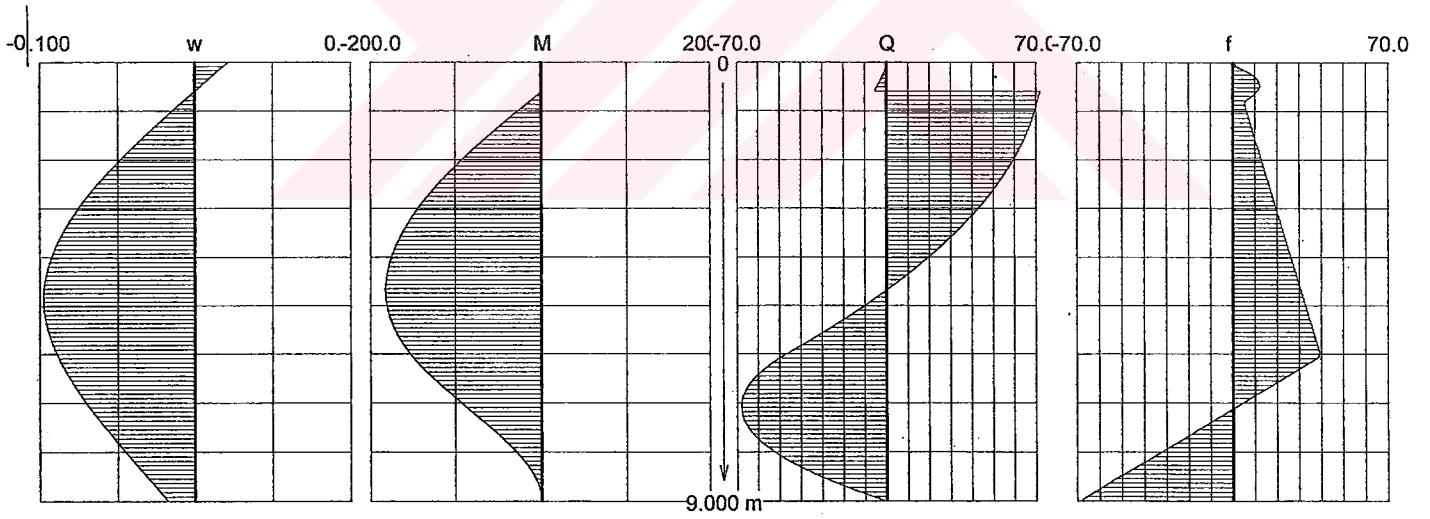
$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 3.00 \text{ m}$$

$$R = 72.68 \text{ kN}$$

$$X_0 = 4.65 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$



Maxima : -0.097926 m

-182.287921 kNm/m

72.023838 kN/m

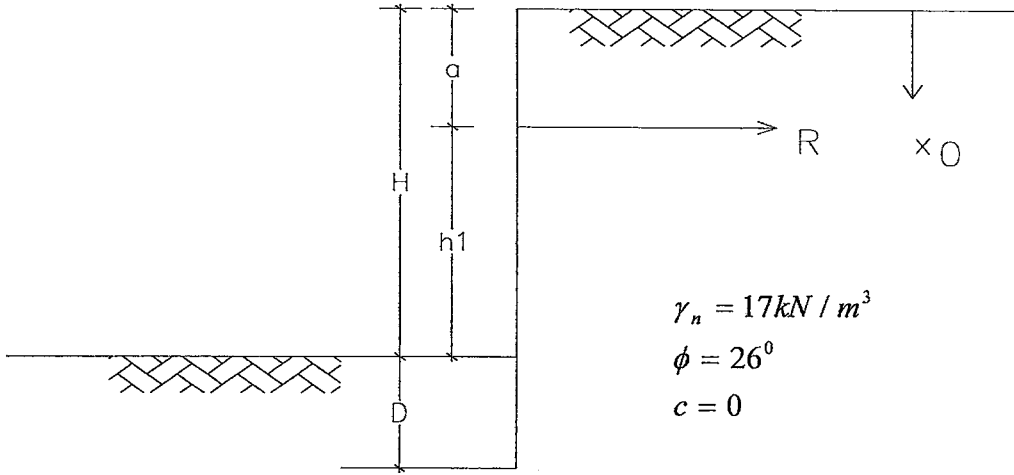
-68.866176 kN/m²

yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



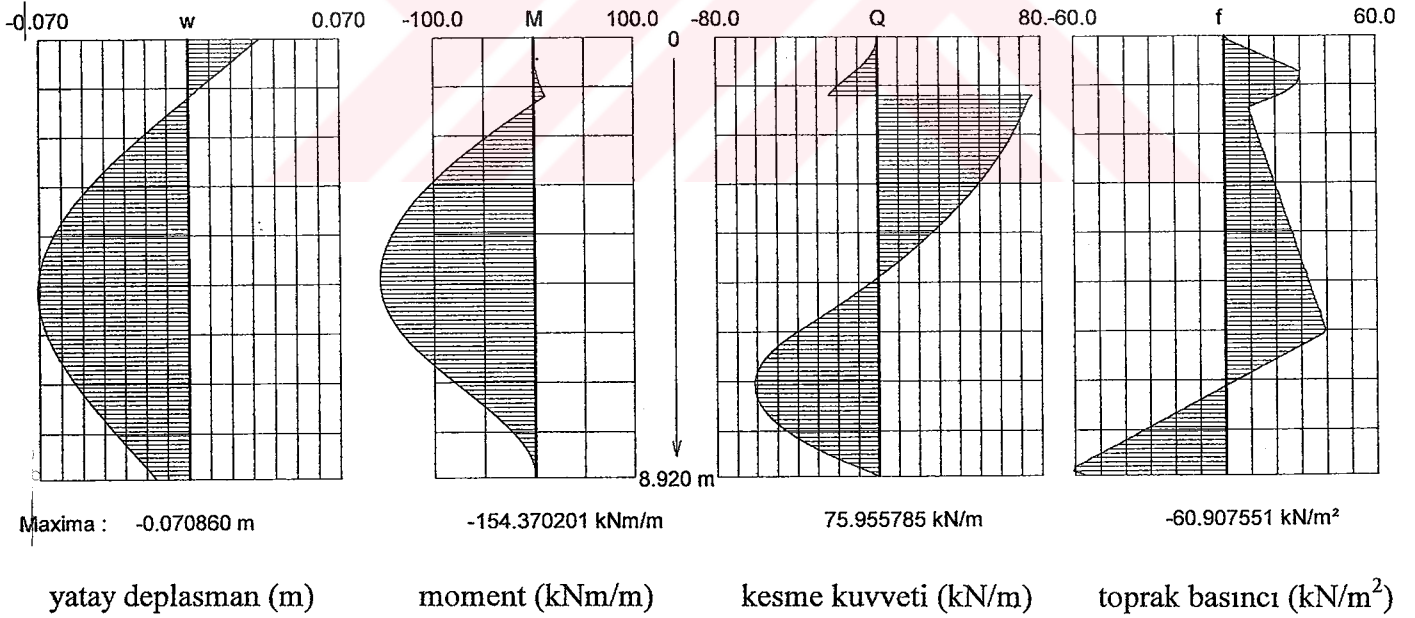
$$H = 6 \text{ m}$$

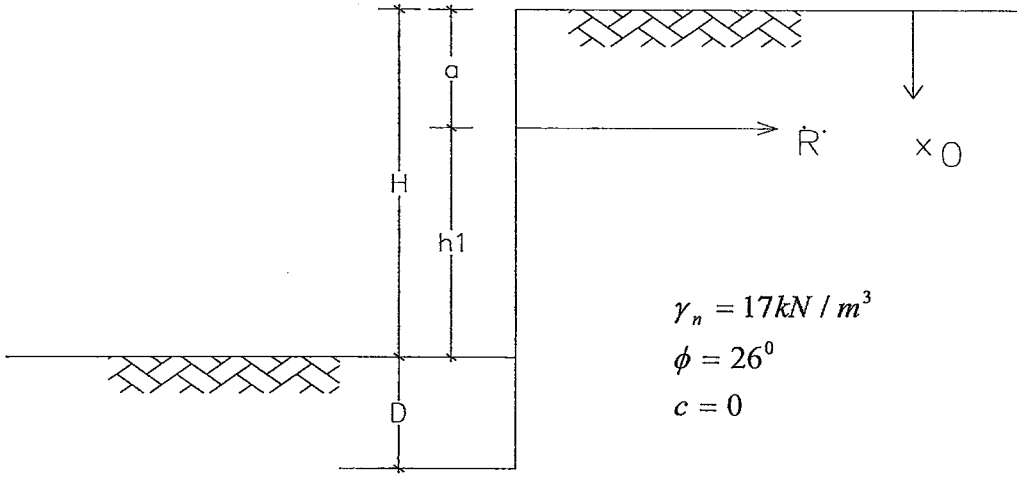
$$D = 2.92 \text{ m}$$

$$R = 78.30 \text{ kN}$$

$$X_0 = 4.93 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





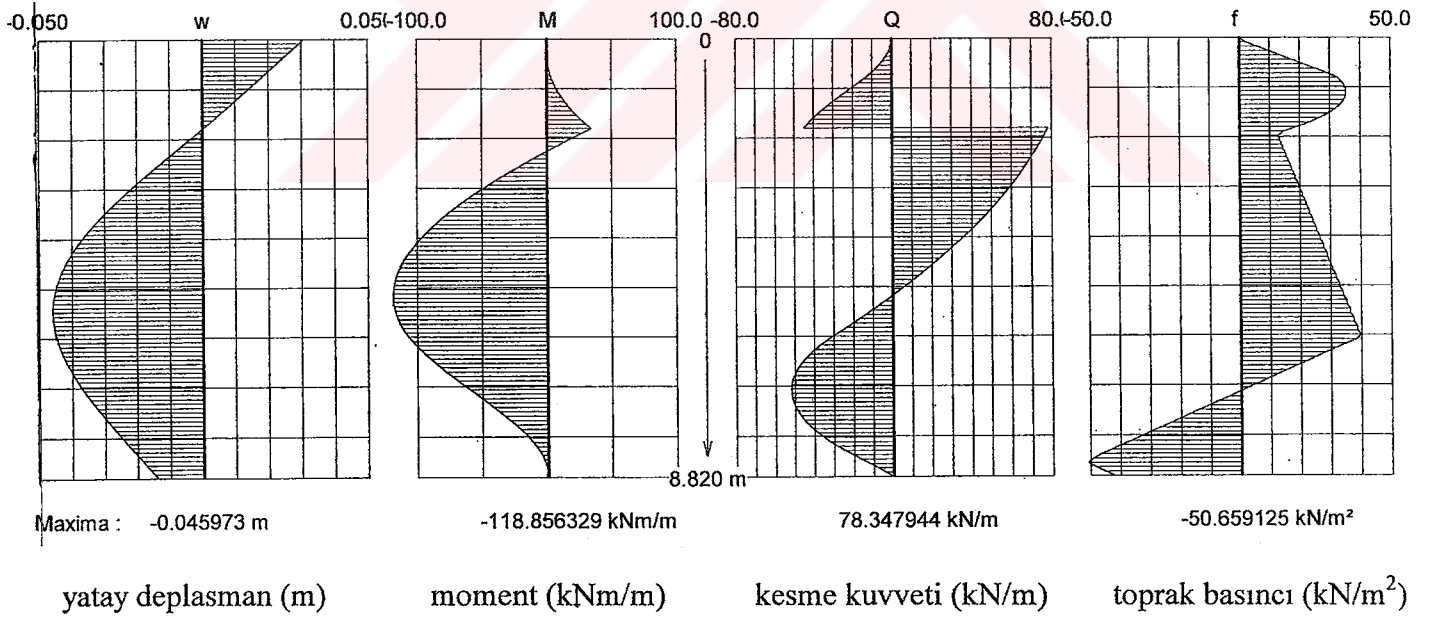
$$H = 6 \text{ m}$$

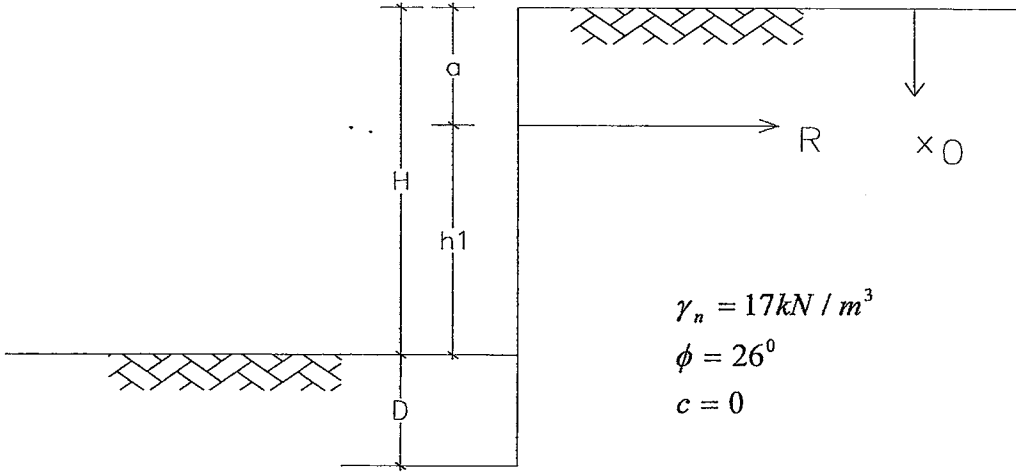
$$D = 2.82 \text{ m}$$

$$R = 84.94 \text{ kN}$$

$$X_0 = 5.12 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$





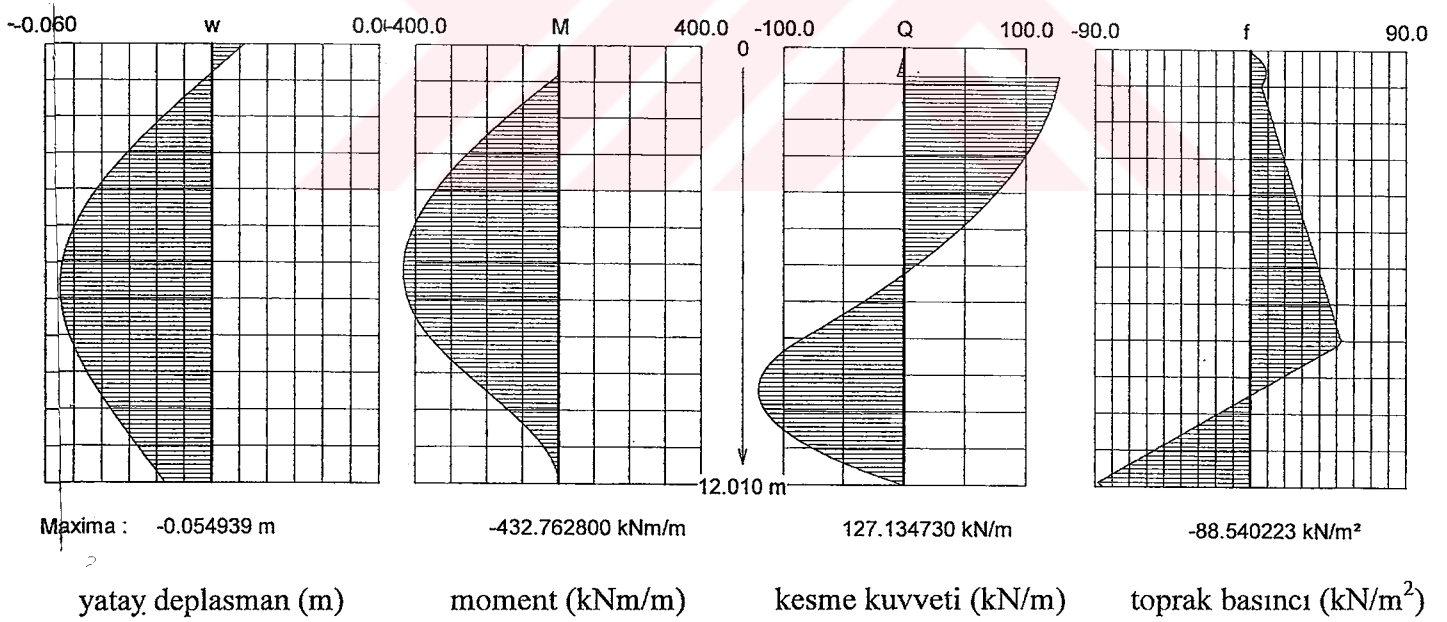
$$H = 8 \text{ m}$$

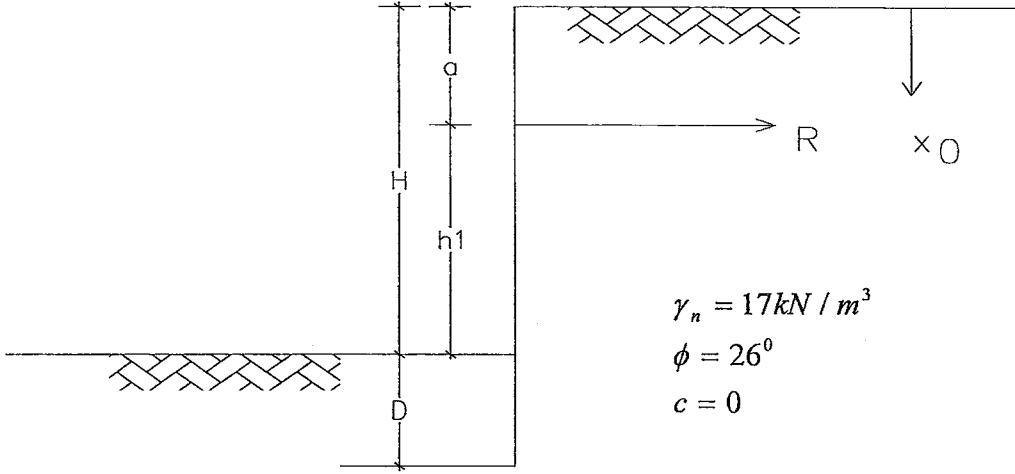
$$D = 4.00 \text{ m}$$

$$R = 129.21 \text{ kN}$$

$$X_o = 6.20 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$





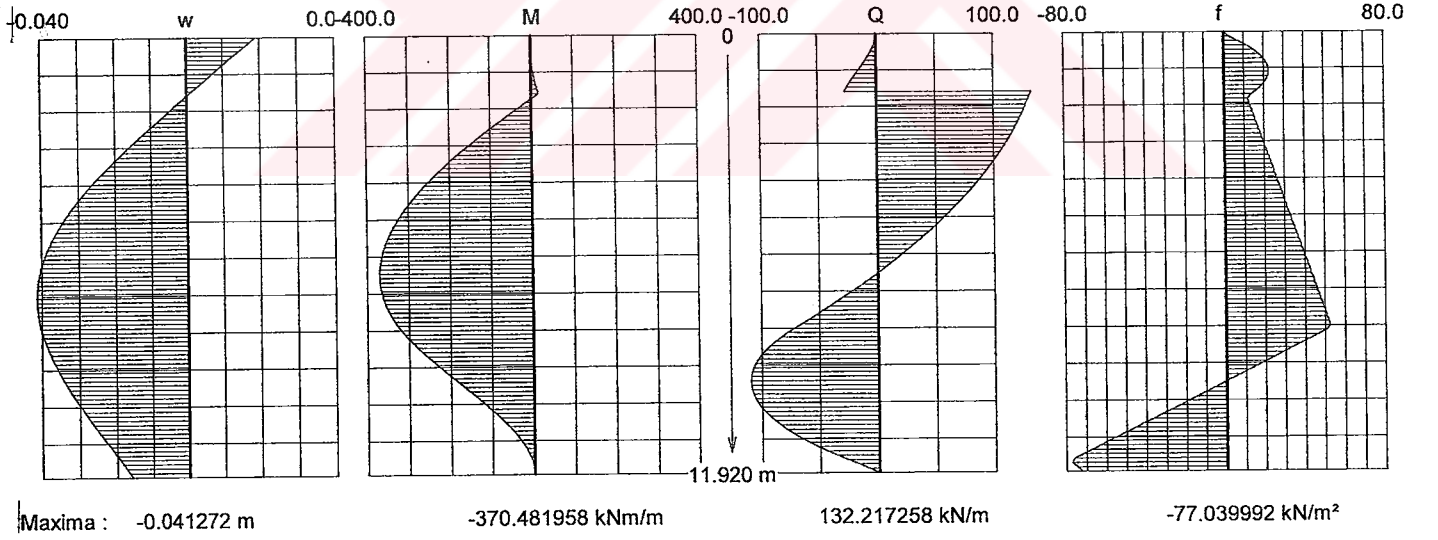
$$H = 8 \text{ m}$$

$$D = 3.90 \text{ m}$$

$$R = 139.20 \text{ kN}$$

$$X_0 = 6.58 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$

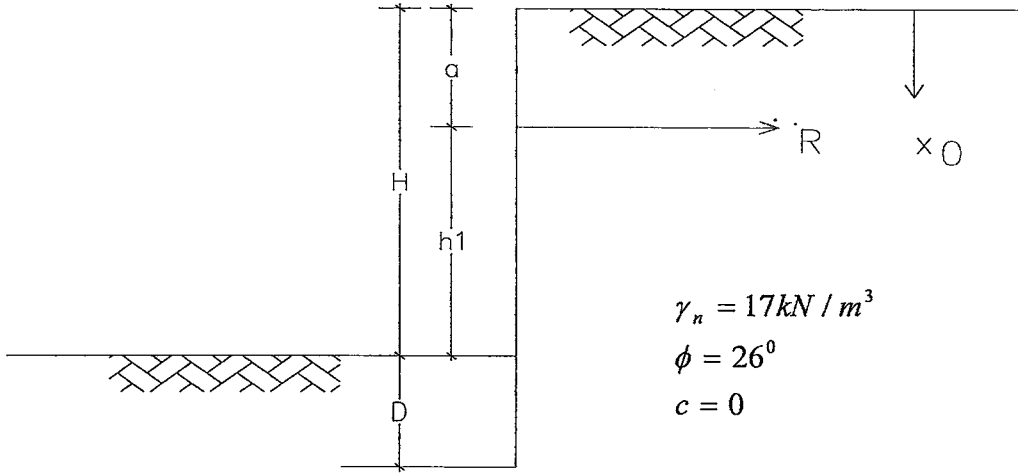


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



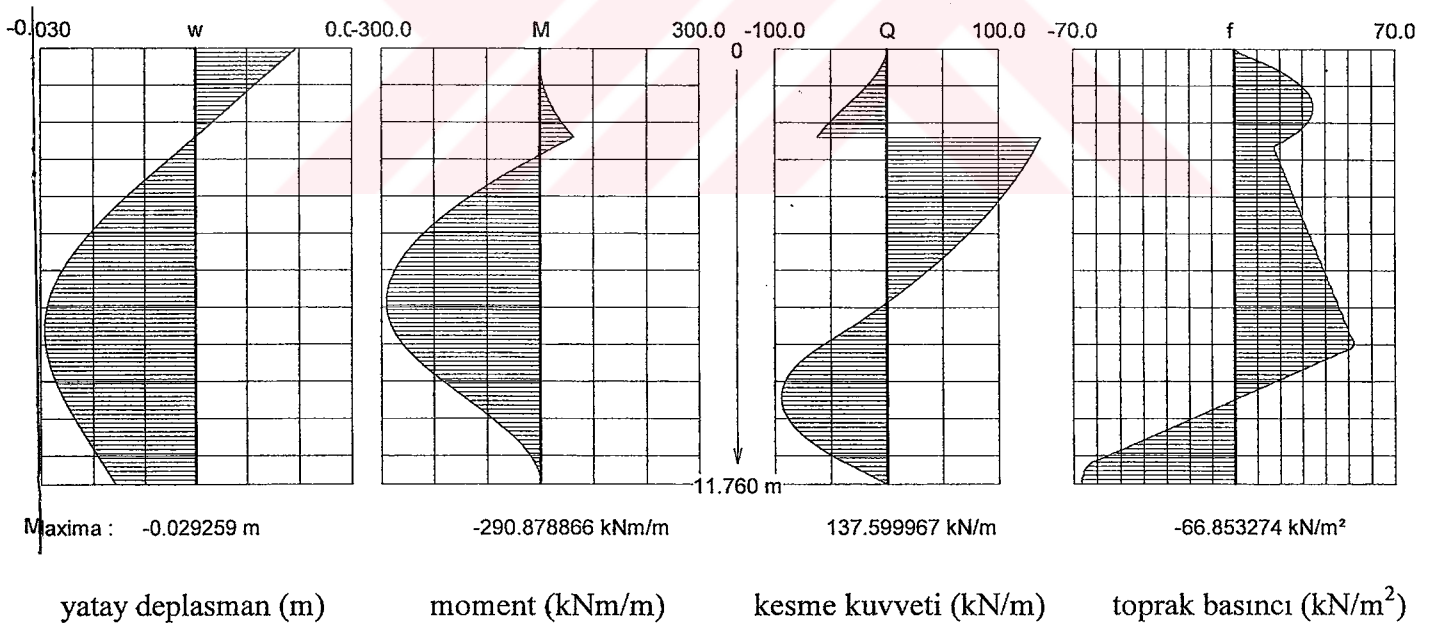
$$H = 8 \text{ m}$$

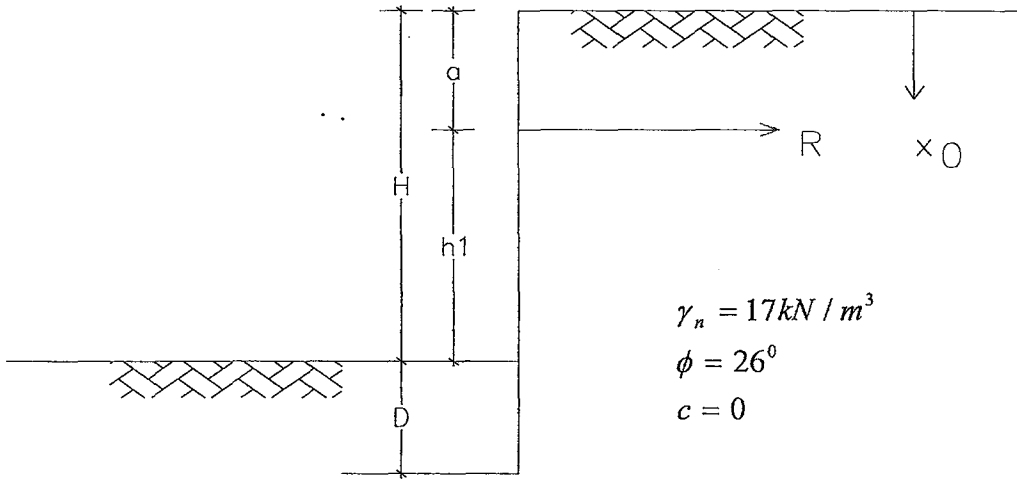
$$D = 3.76 \text{ m}$$

$$R = 151.00 \text{ kN}$$

$$X_o = 6.95 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$





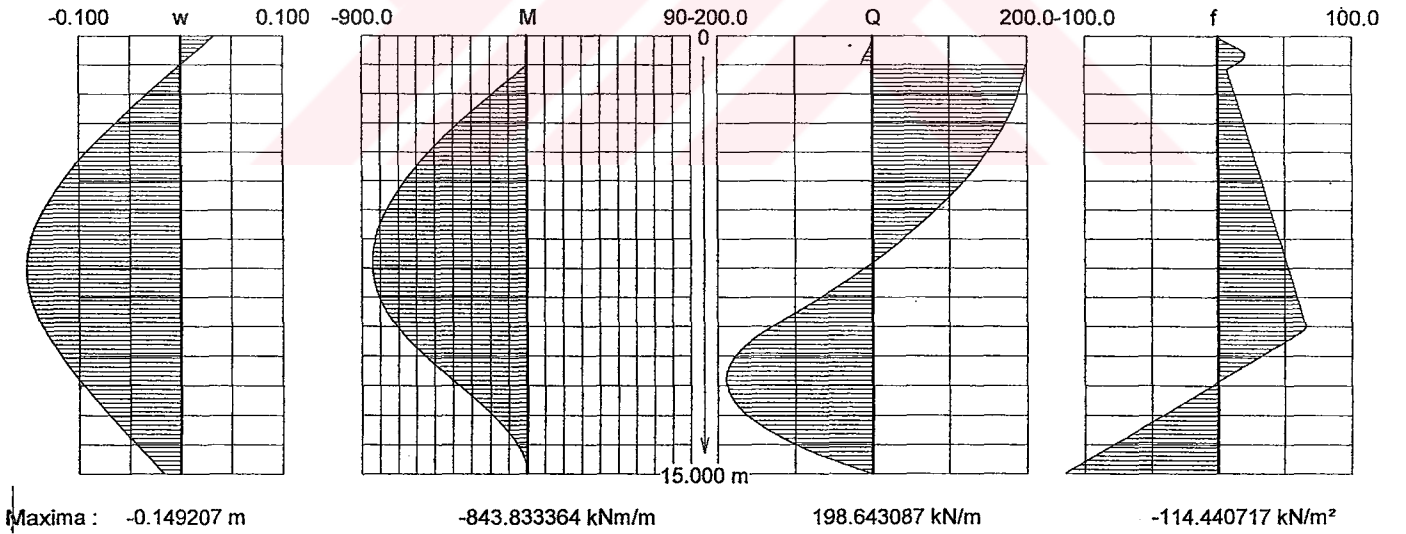
$$H = 10 \text{ m}$$

$$D = 5.00 \text{ m}$$

$$R = 201.89 \text{ kN}$$

$$X_o = 7.75 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

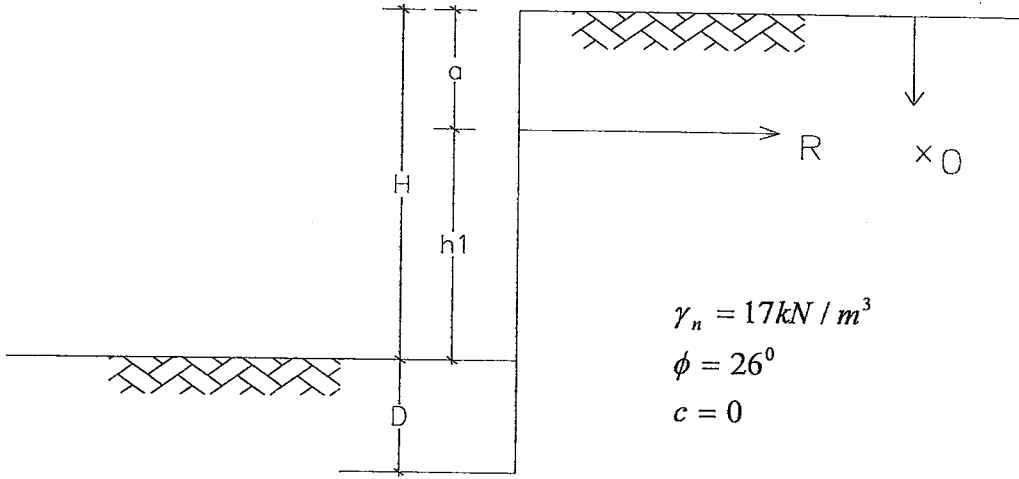


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



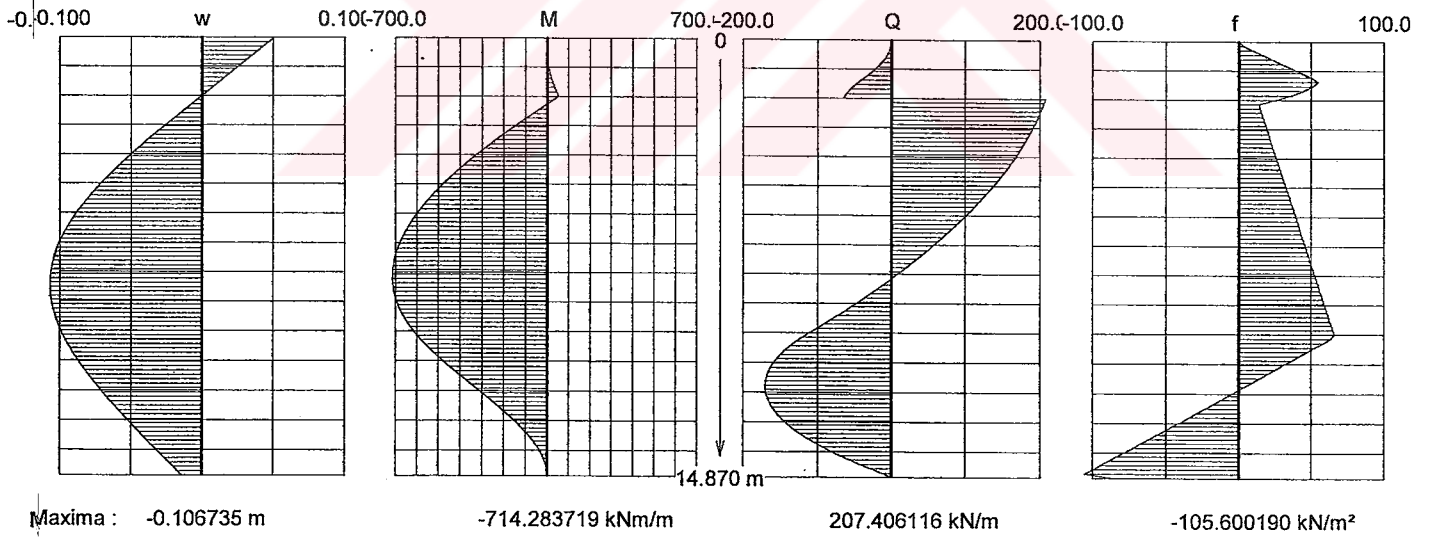
$$H = 10 \text{ m}$$

$$D = 4.87 \text{ m}$$

$$R = 217.50 \text{ kN}$$

$$X_o = 8.22 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$

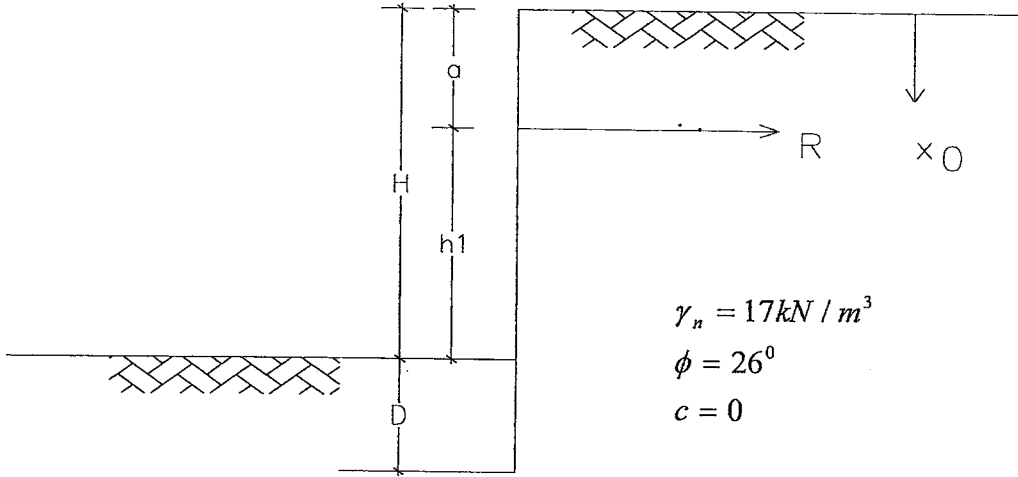


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



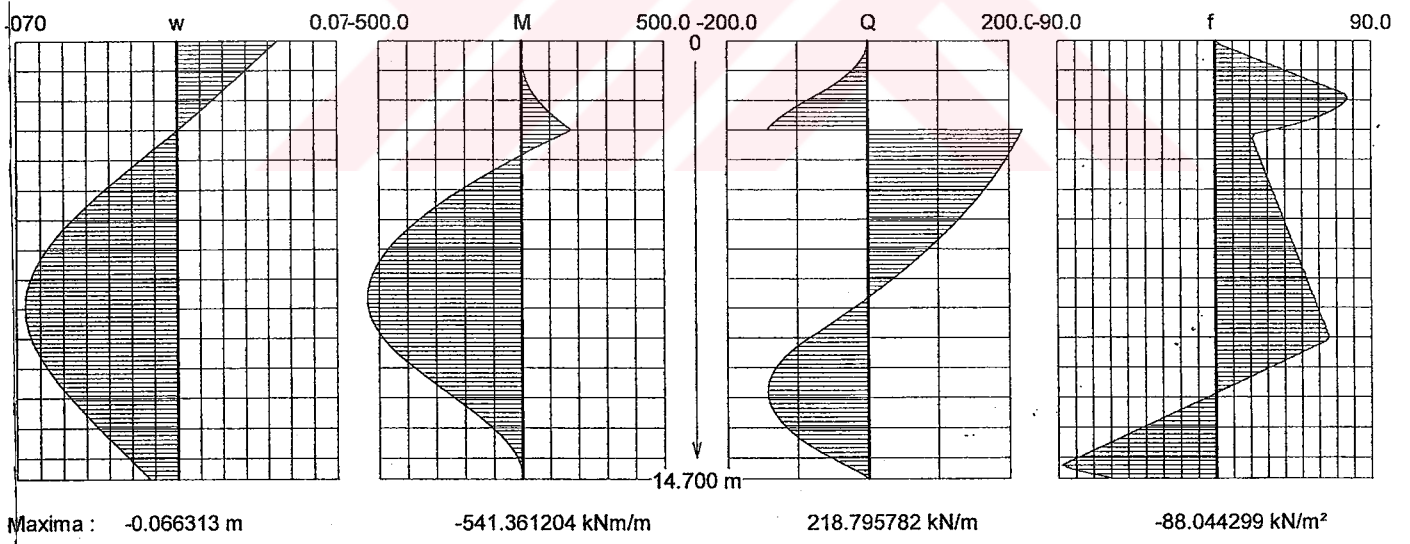
$$H = 10 \text{ m}$$

$$D = 4.70 \text{ m}$$

$$R = 235.95 \text{ kN}$$

$$X_o = 8.69 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

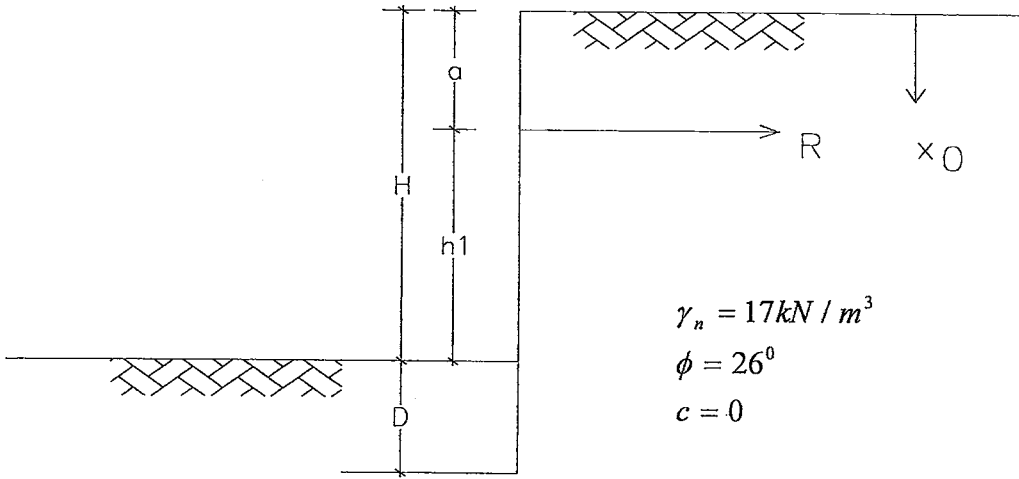


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



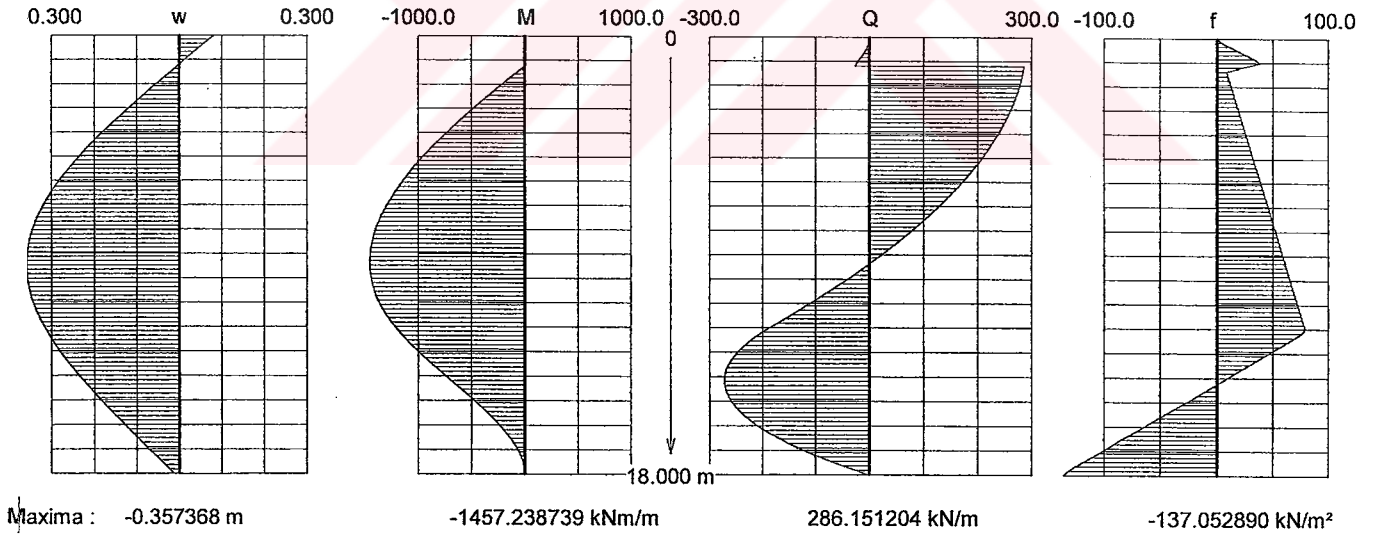
$$H = 12 \text{ m}$$

$$D = 6.00 \text{ m}$$

$$R = 290.73 \text{ kN}$$

$$X_o = 9.30 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

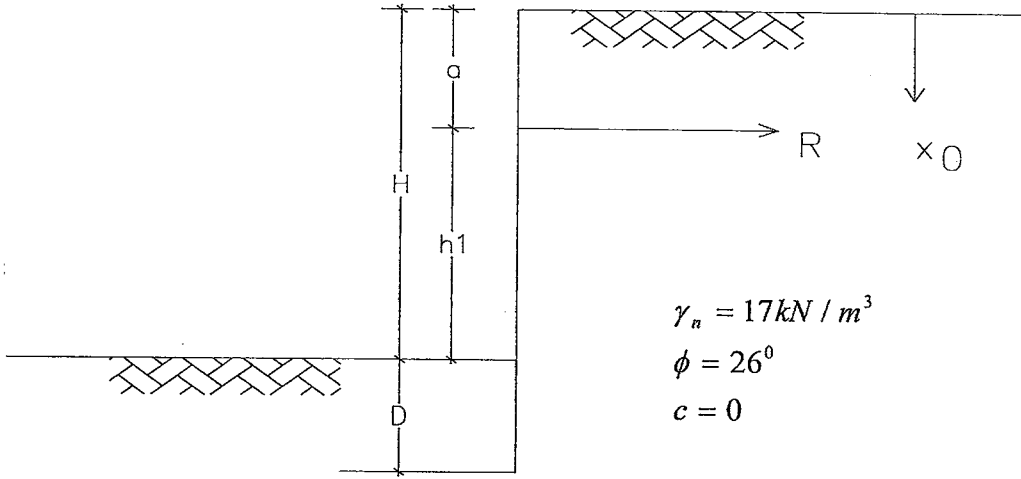


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



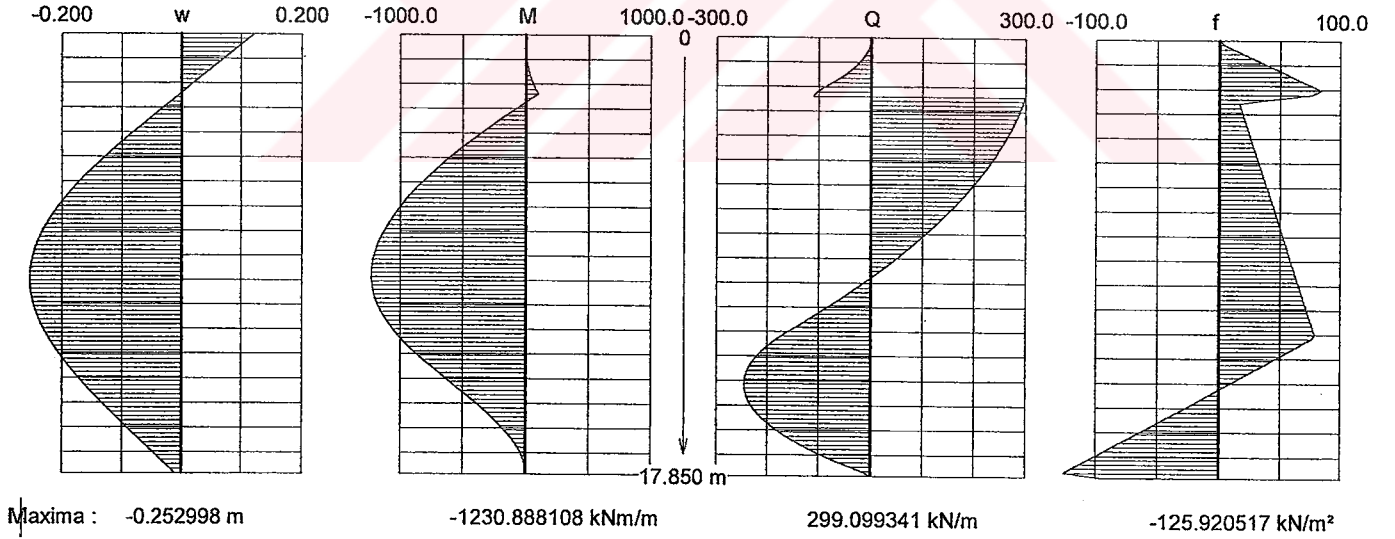
$$H = 12 \text{ m}$$

$$D = 5.85 \text{ m}$$

$$R = 313.20 \text{ kN}$$

$$X_o = 9.69 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$

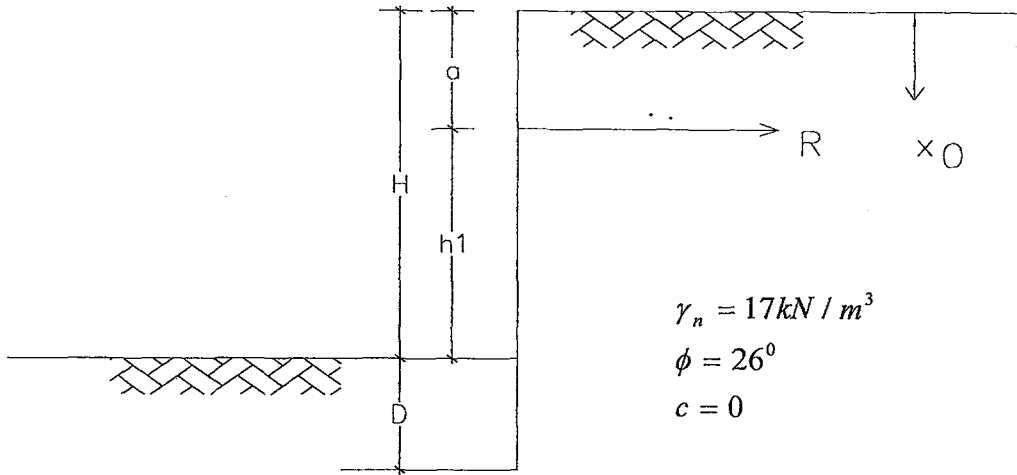


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



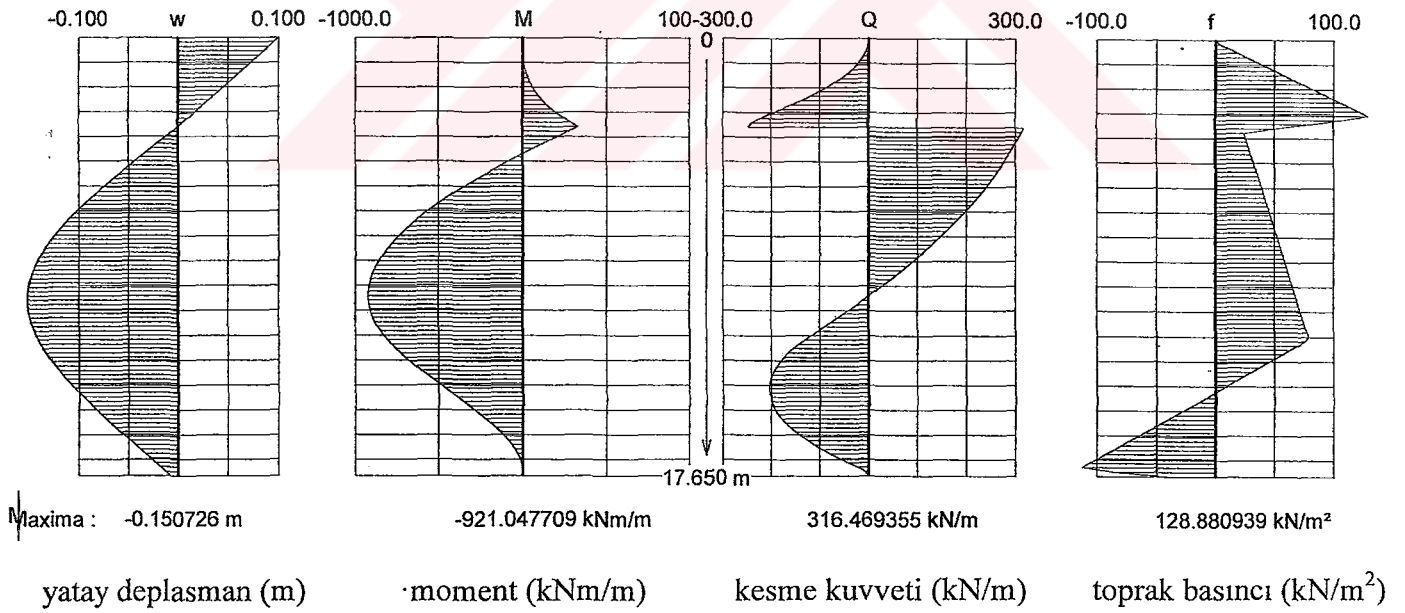
$$H = 12 \text{ m}$$

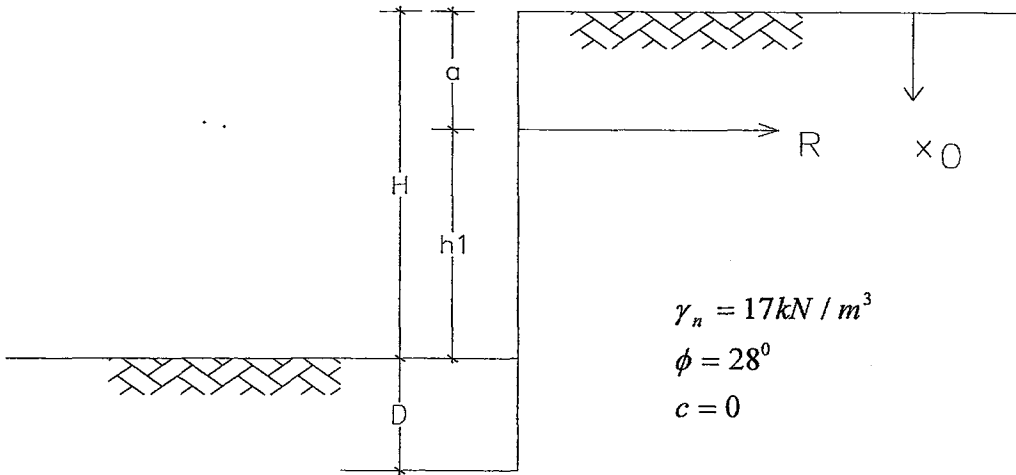
$$D = 5.65 \text{ m}$$

$$R = 339.76 \text{ kN}$$

$$X_o = 10.43 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$





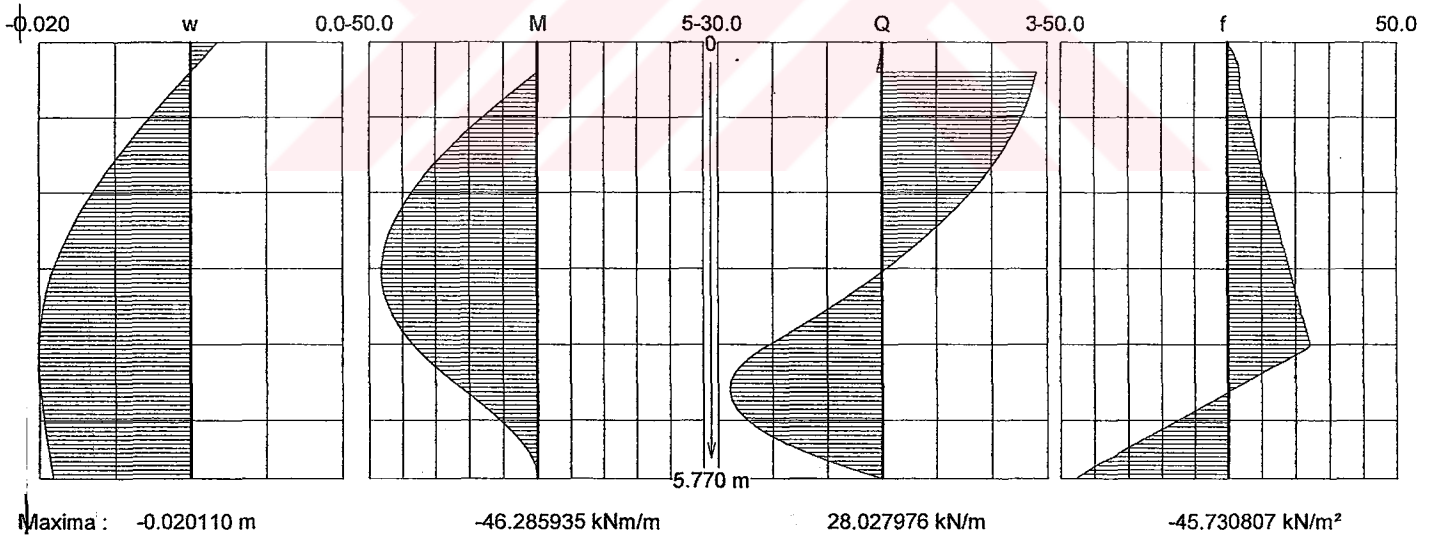
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 1.77 \text{ m}$$

$$R = 28.46 \text{ kN}$$

$$X_0 = 3.02 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

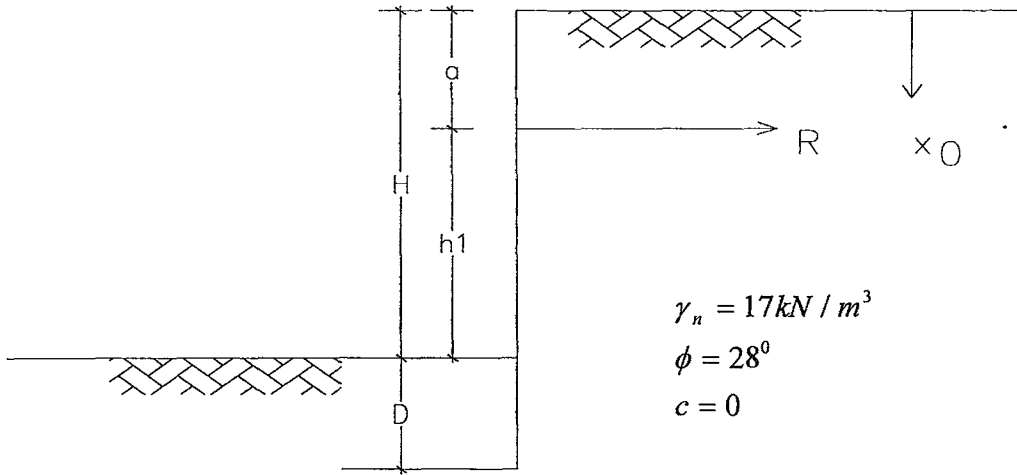


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



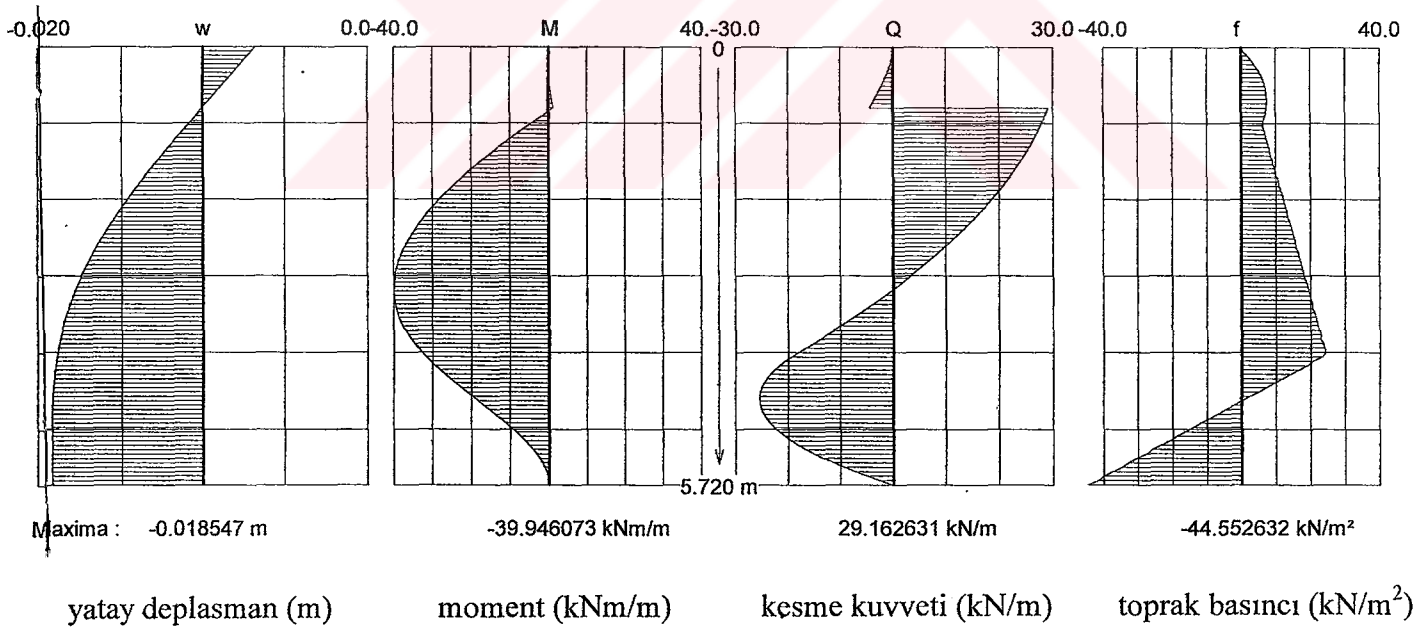
$$H = 4 \text{ m}$$

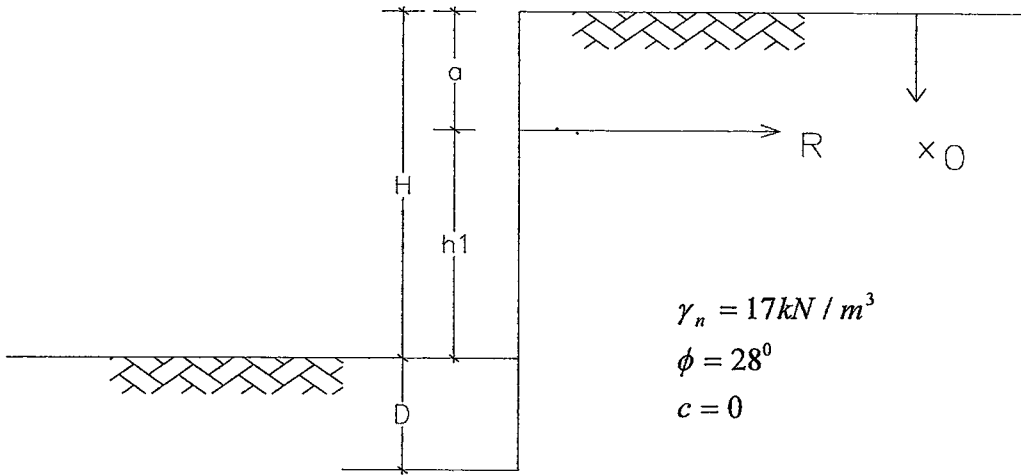
$$D = 1.72 \text{ m}$$

$$R = 30.76 \text{ kN}$$

$$X_o = 3.20 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





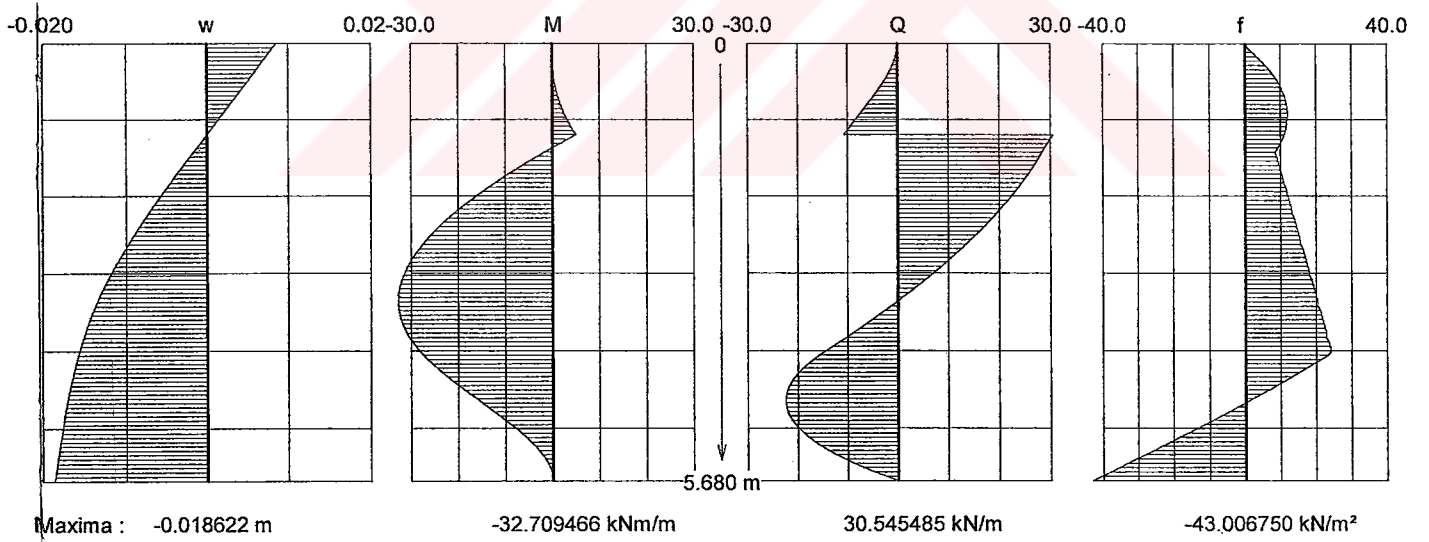
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 1.69 \text{ m}$$

$$R = 33.50 \text{ kN}$$

$$X_o = 3.37 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

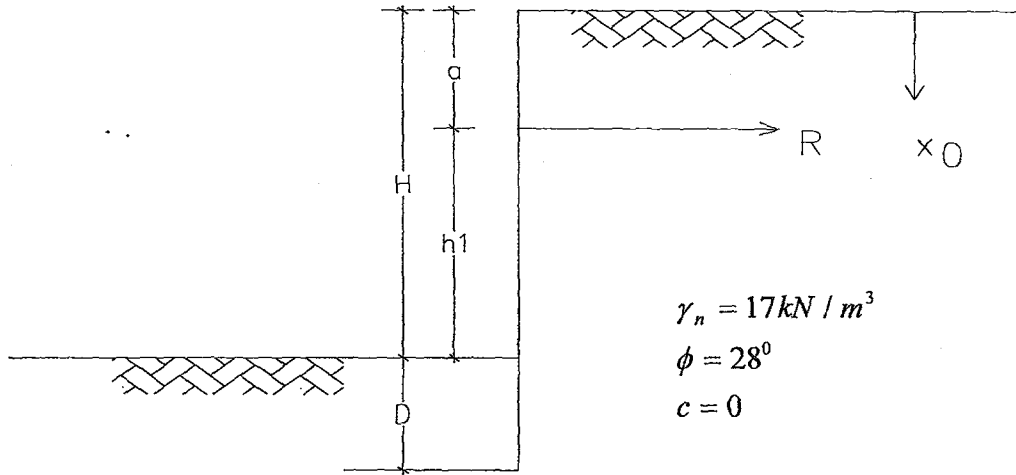


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



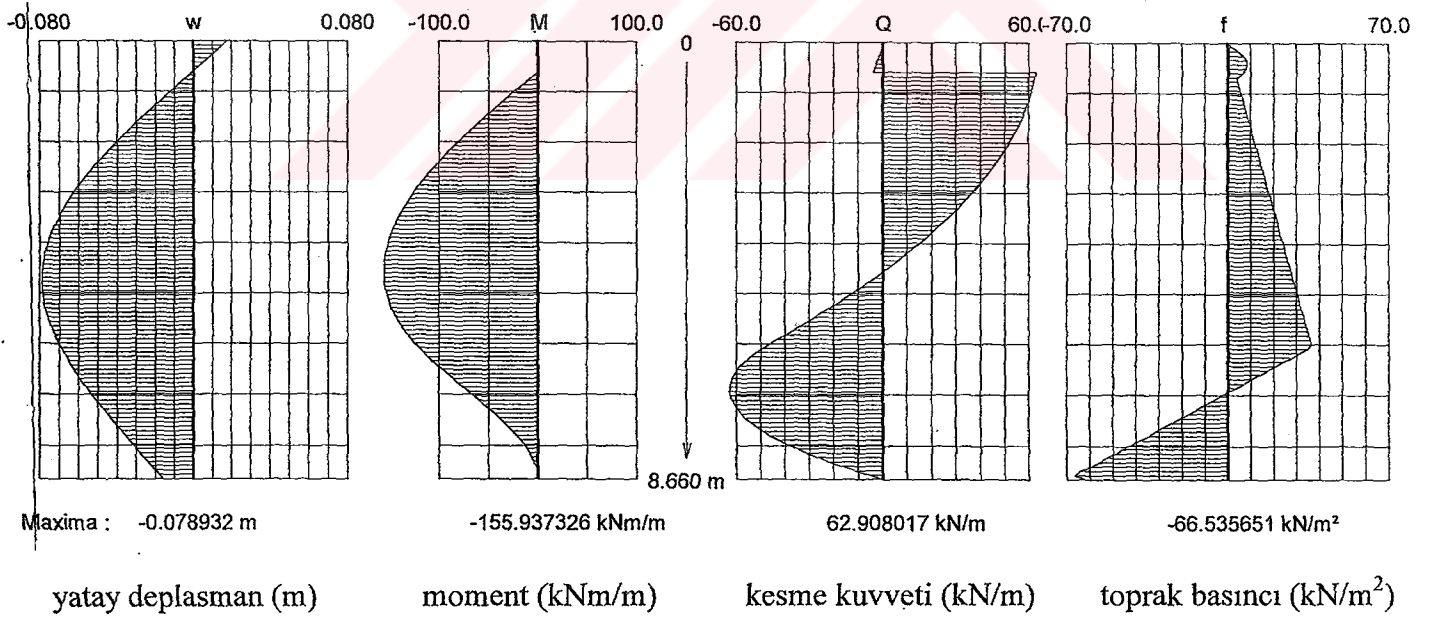
$$H = 6 \text{ m}$$

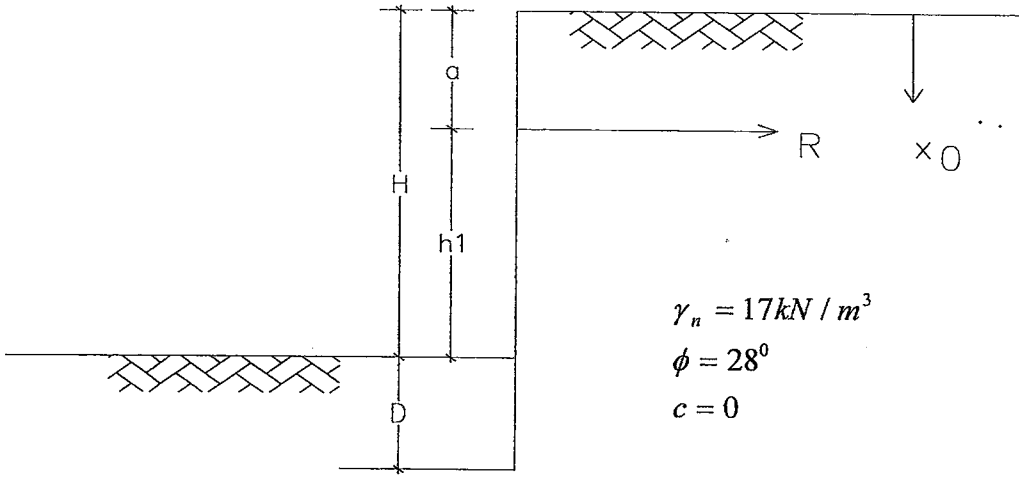
$$D = 2.66 \text{ m}$$

$$R = 64.04 \text{ kN}$$

$$X_o = 4.61 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$





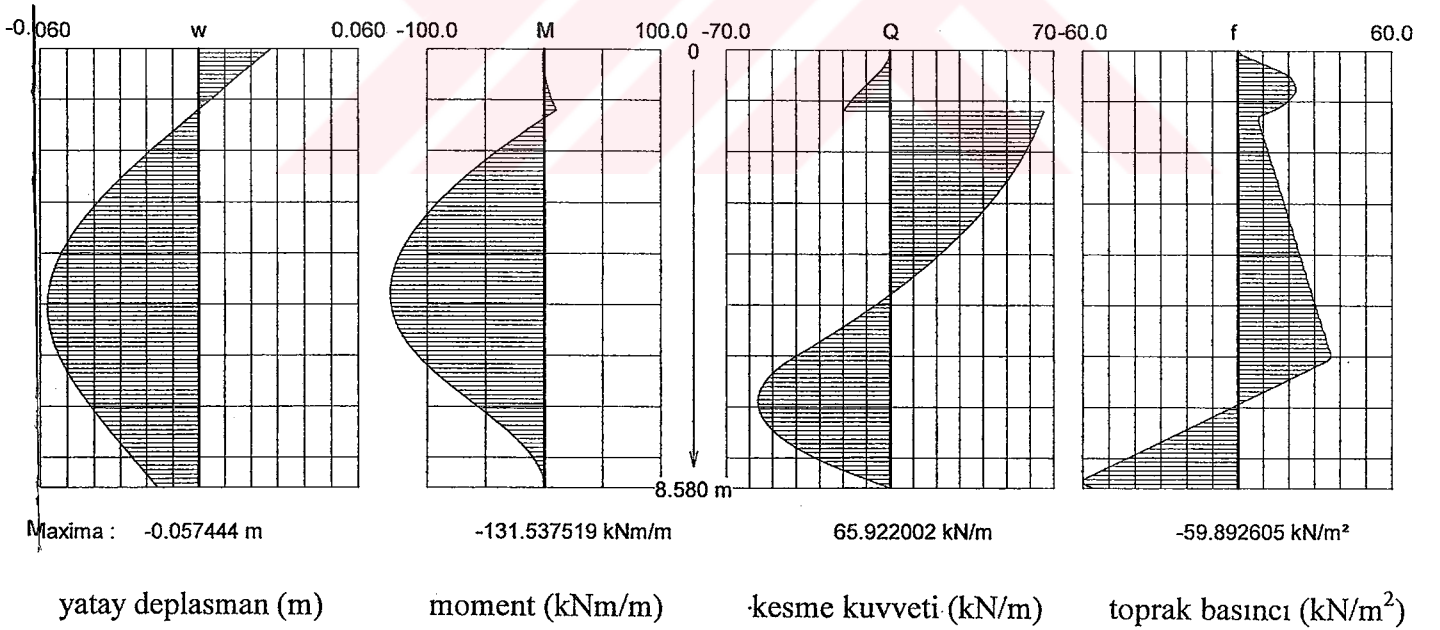
$$H = 6 \text{ m}$$

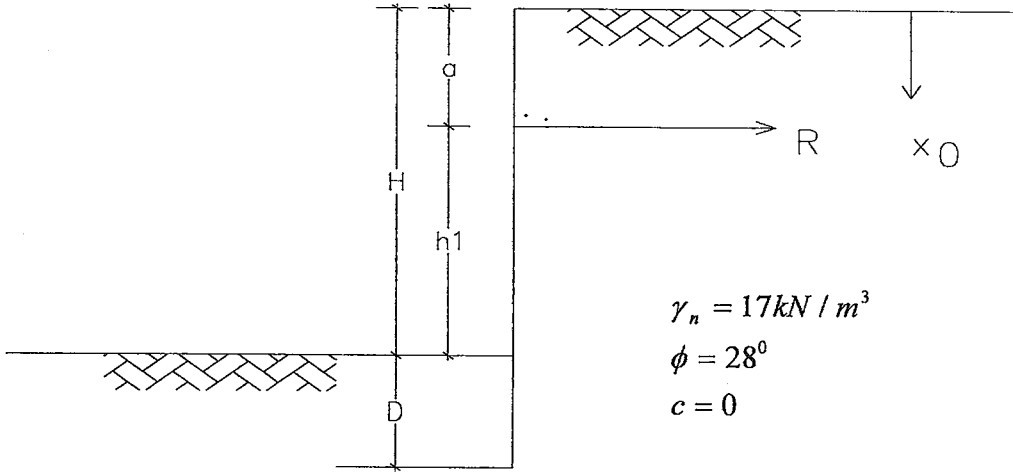
$$D = 2.58 \text{ m}$$

$$R = 69.22 \text{ kN}$$

$$X_0 = 4.80 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





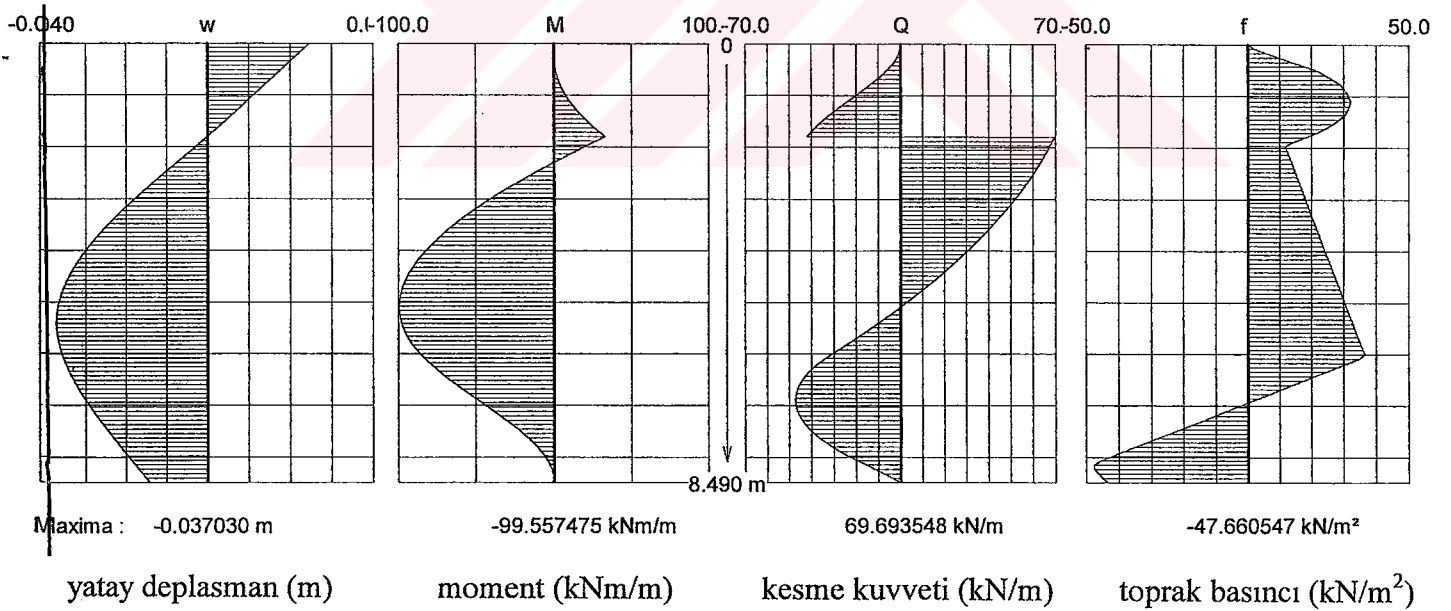
$$H = 6 \text{ m}$$

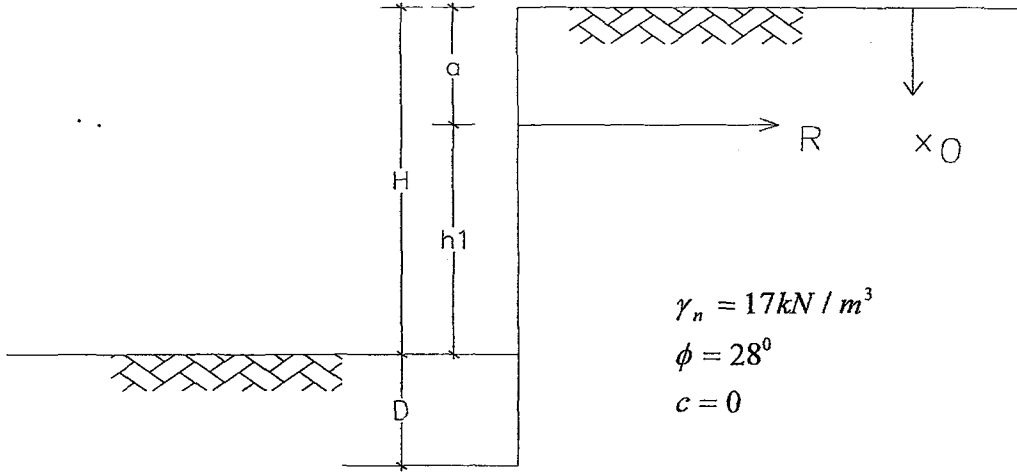
$$D = 5.08 \text{ m}$$

$$R = 75.69 \text{ kN}$$

$$X_0 = 5.08 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$





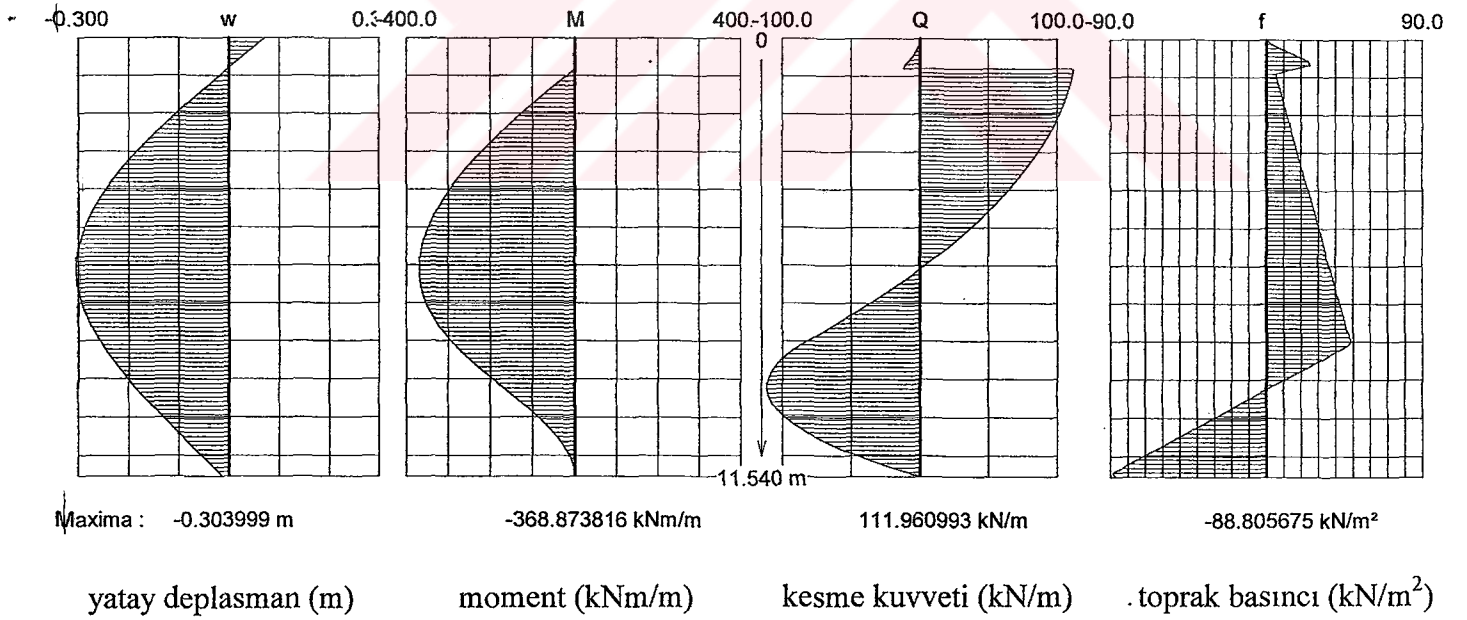
$$H = 8 \text{ m}$$

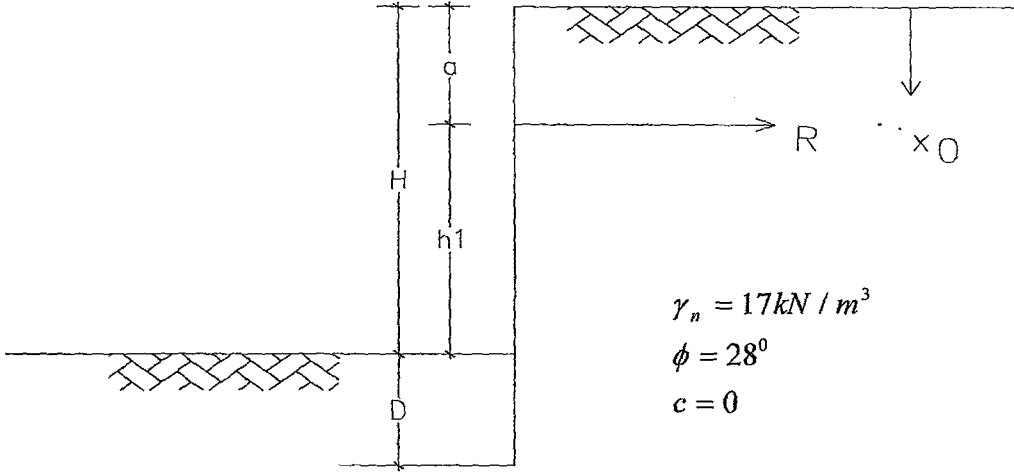
$$D = 3.54 \text{ m}$$

$$R = 113.85 \text{ kN}$$

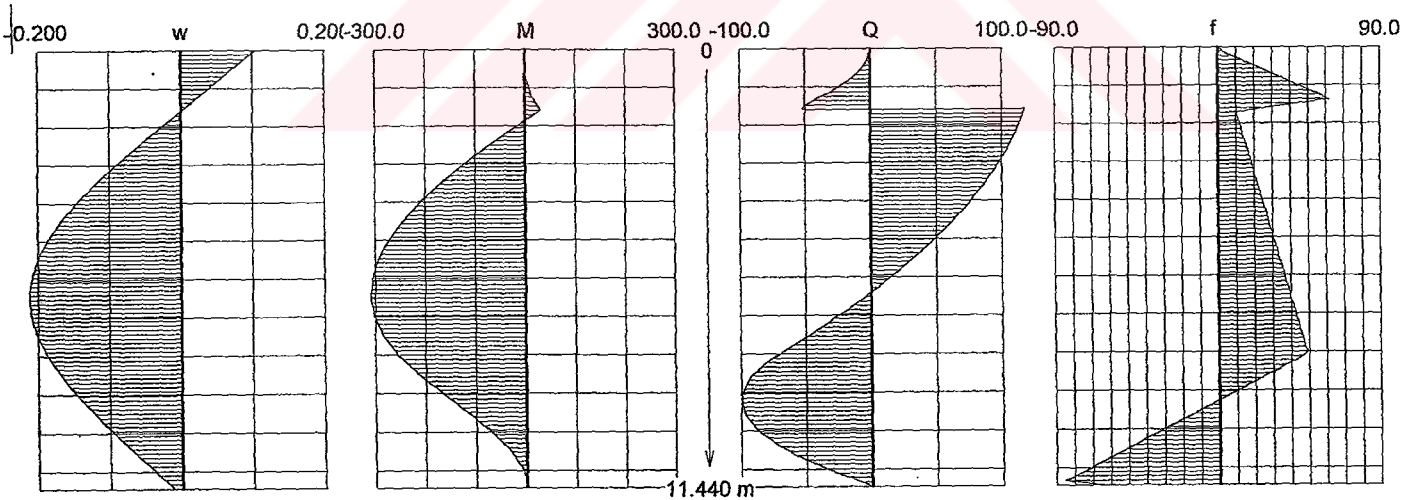
$$X_o = 6.14 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$





$H = 8 \text{ m}$
 $D = 3.44 \text{ m}$
 $R = 123.06 \text{ kN}$
 $X_0 = 6.40 \text{ m}$
 $a/H = 0.2$



Maxima : -0.211251 m

-308.148158 kNm/m

117.752503 kN/m

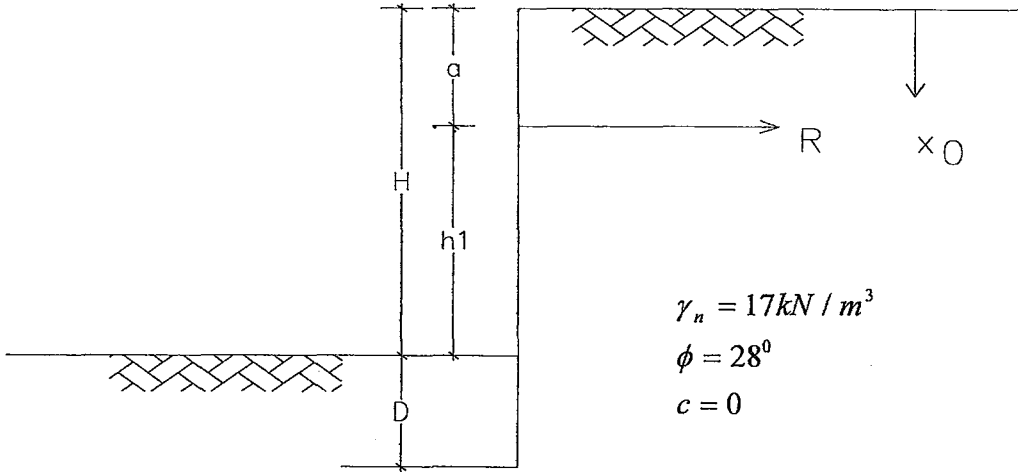
-85.035465 kN/m²

yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



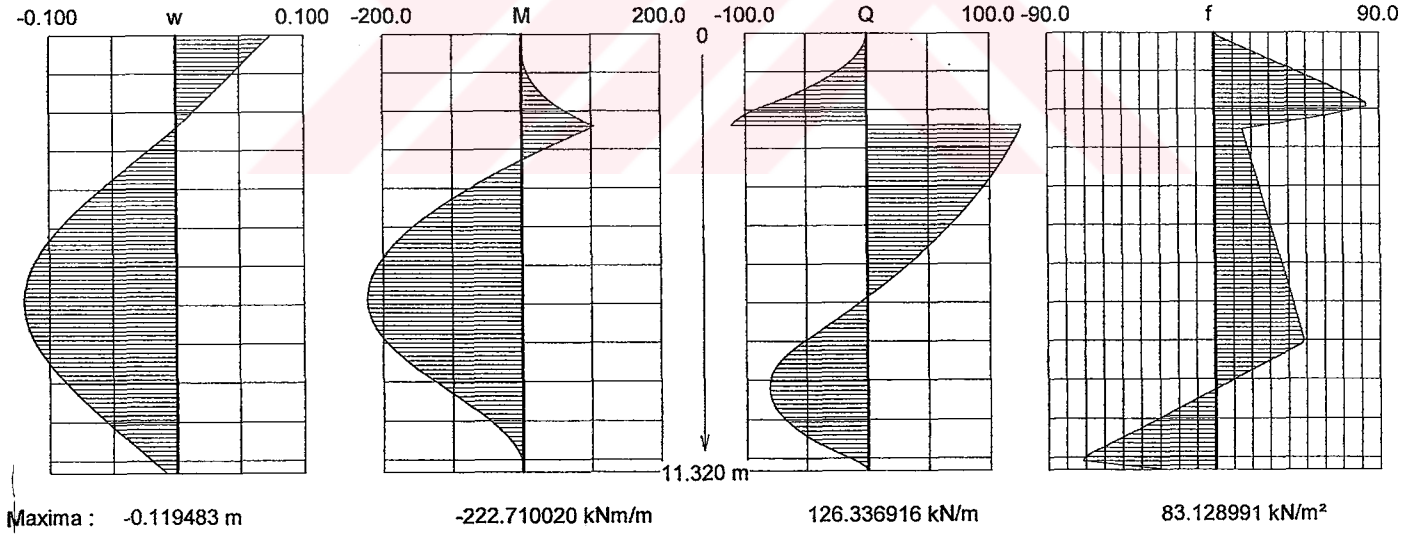
$$H = 8 \text{ m}$$

$$D = 3.32 \text{ m}$$

$$R = 134.02 \text{ kN}$$

$$X_o = 6.88 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

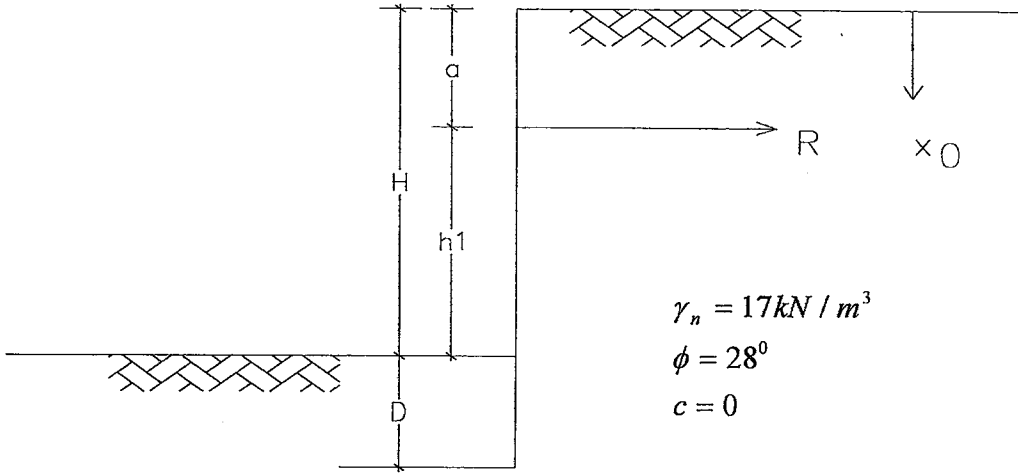


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



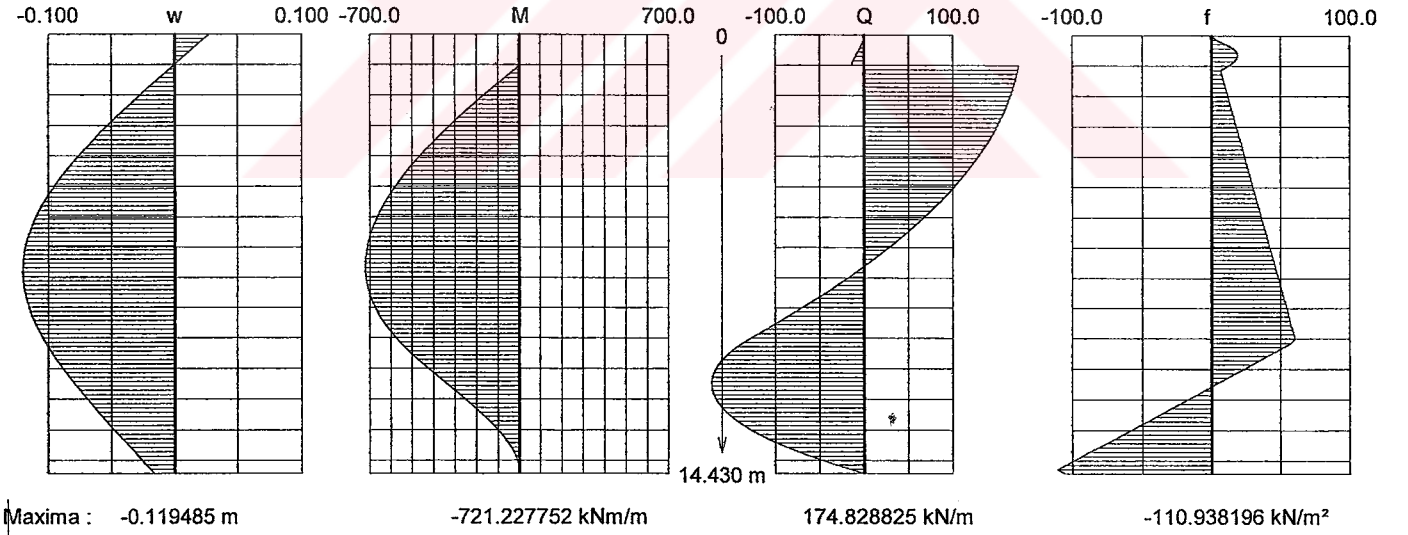
$$H = 10 \text{ m}$$

$$D = 4.43 \text{ m}$$

$$R = 177.90 \text{ kN}$$

$$X_0 = 7.68 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

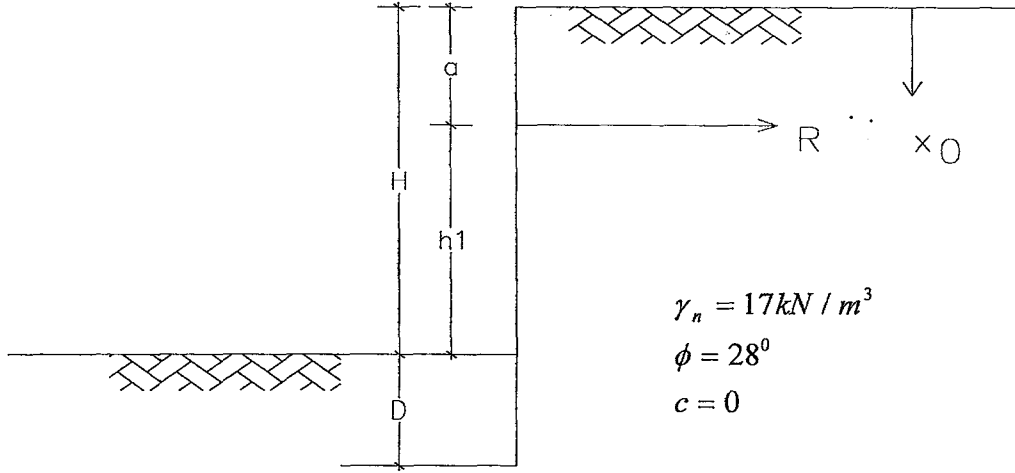


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



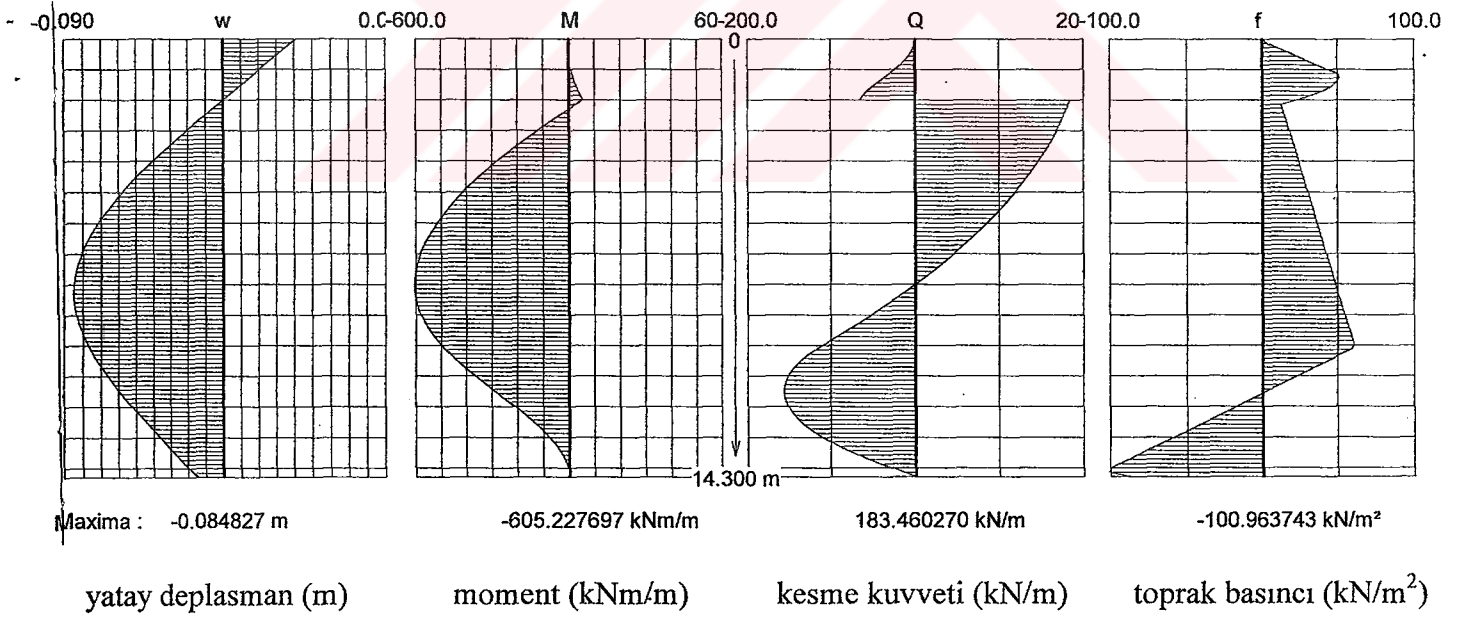
$$H = 10 \text{ m}$$

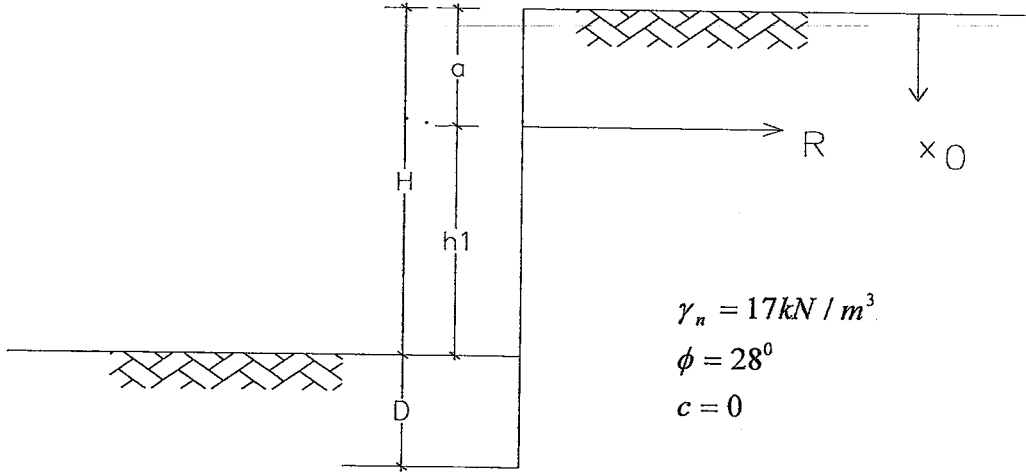
$$D = 4.30 \text{ m}$$

$$R = 192.28 \text{ kN}$$

$$X_o = 8.00 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





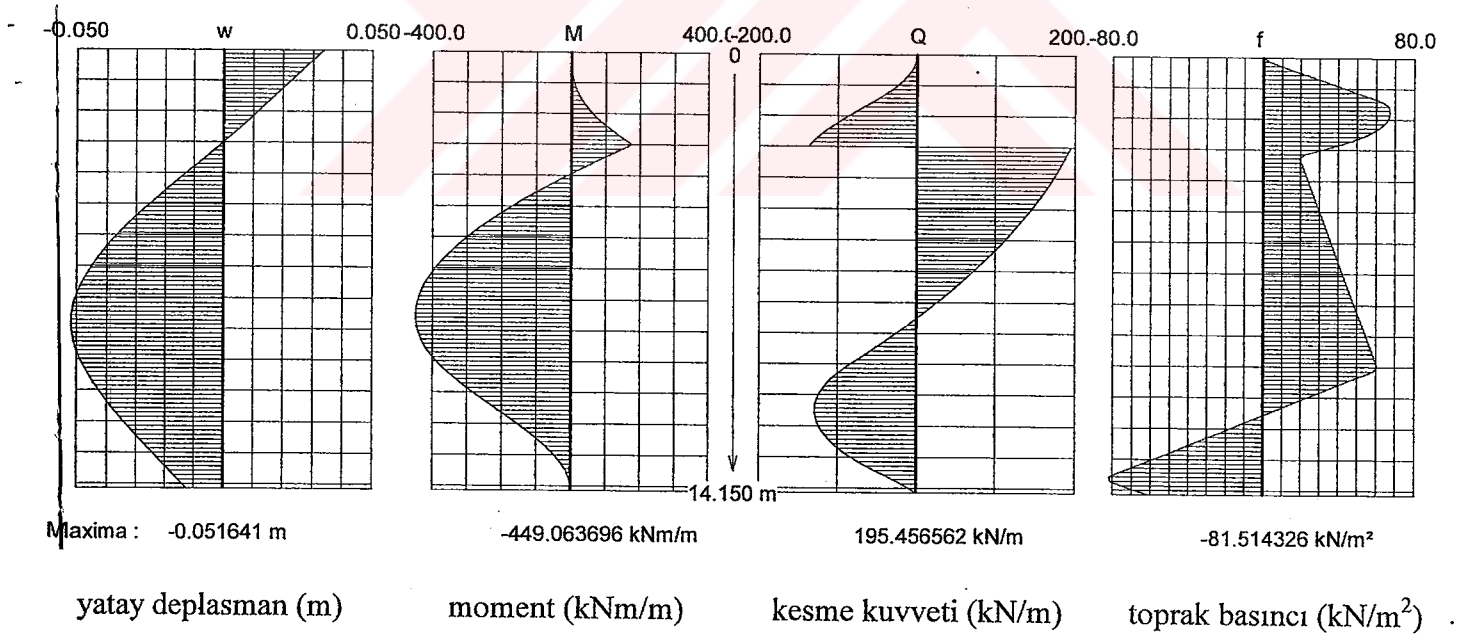
$$H = 10 \text{ m}$$

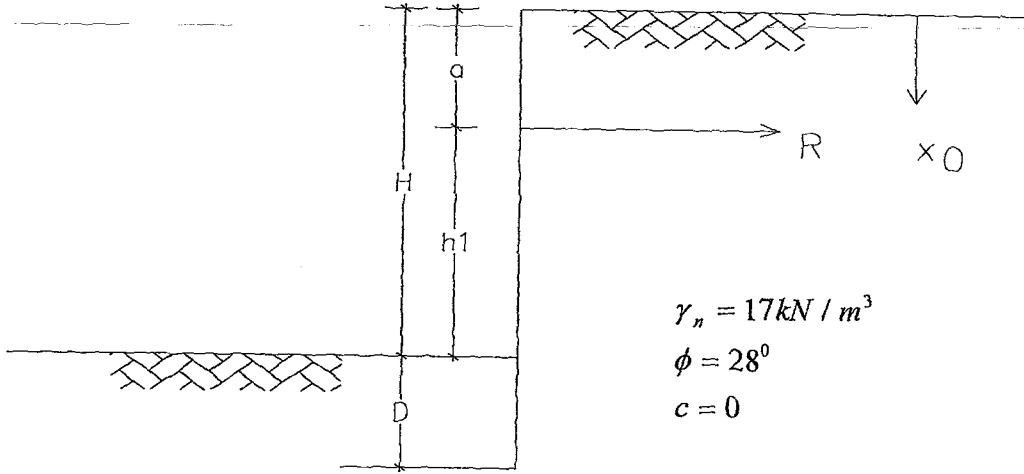
$$D = 4.15 \text{ m}$$

$$R = 209.41 \text{ kN}$$

$$X_o = 8.46 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$





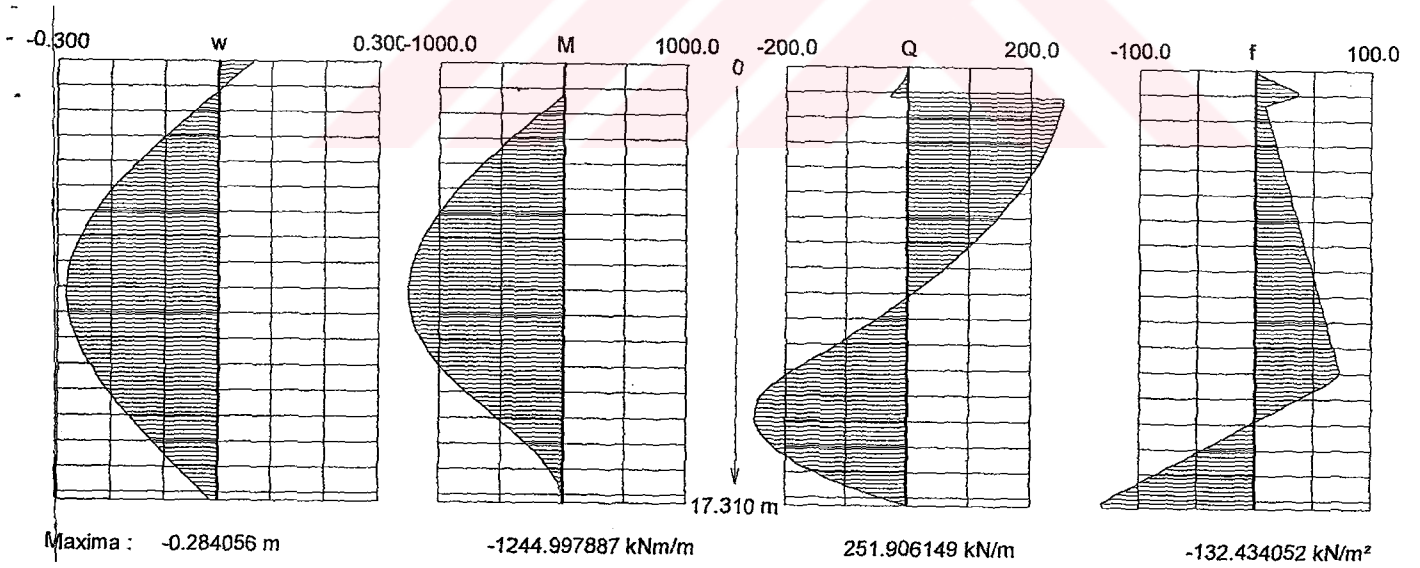
$$H = 12 \text{ m}$$

$$D = 5.31 \text{ m}$$

$$R = 256.09 \text{ kN}$$

$$X_0 = 9.21 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

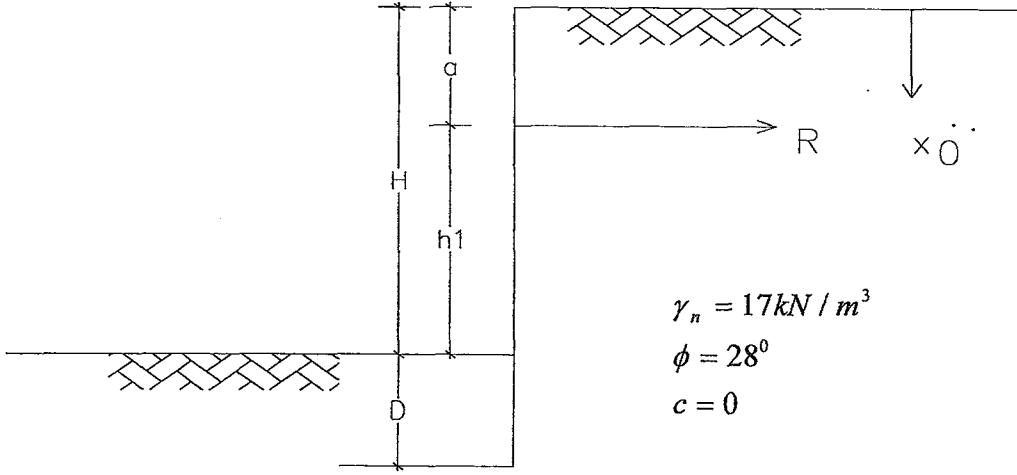


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



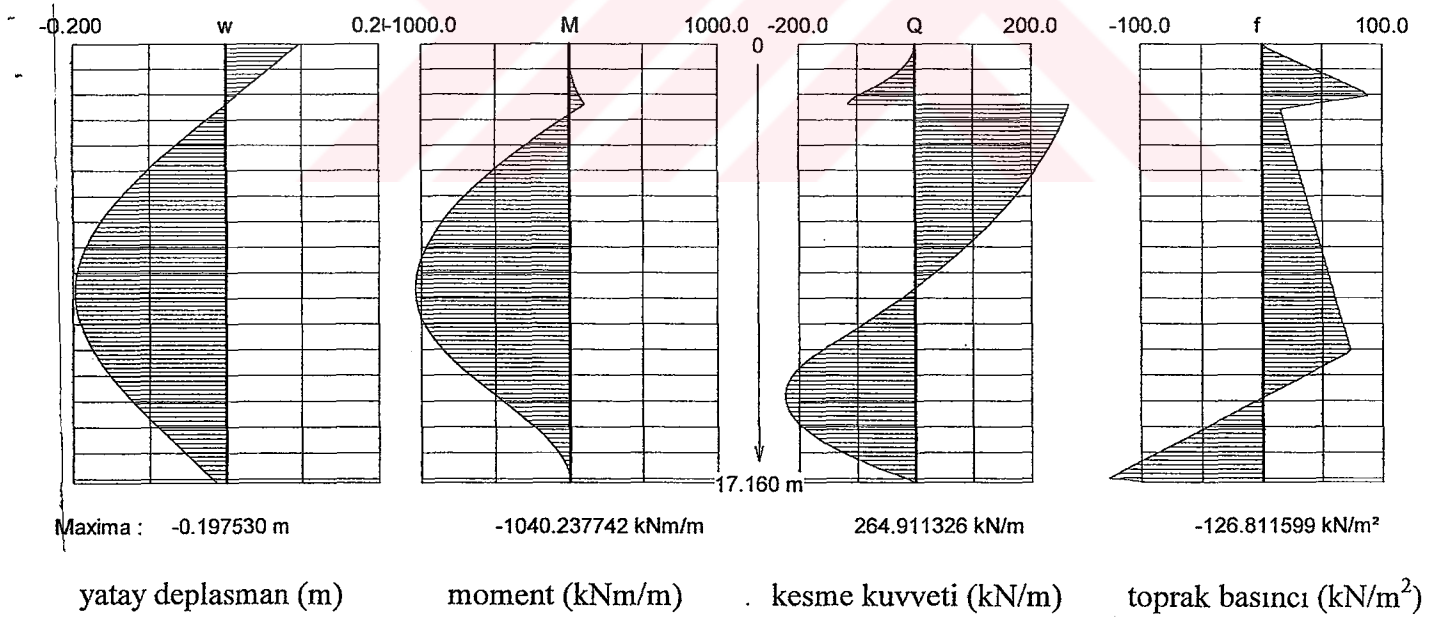
$$H = 12 \text{ m}$$

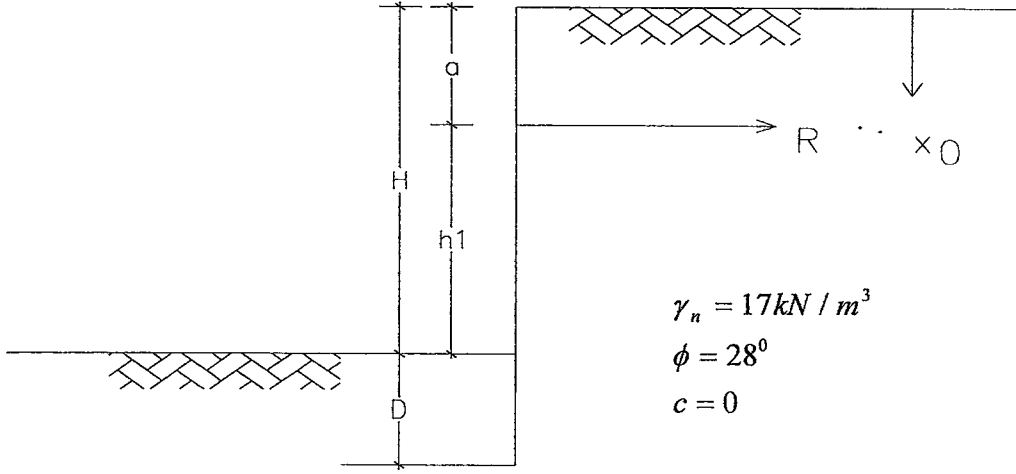
$$D = 5.16 \text{ m}$$

$$R = 276.81 \text{ kN}$$

$$X_o = 9.60 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





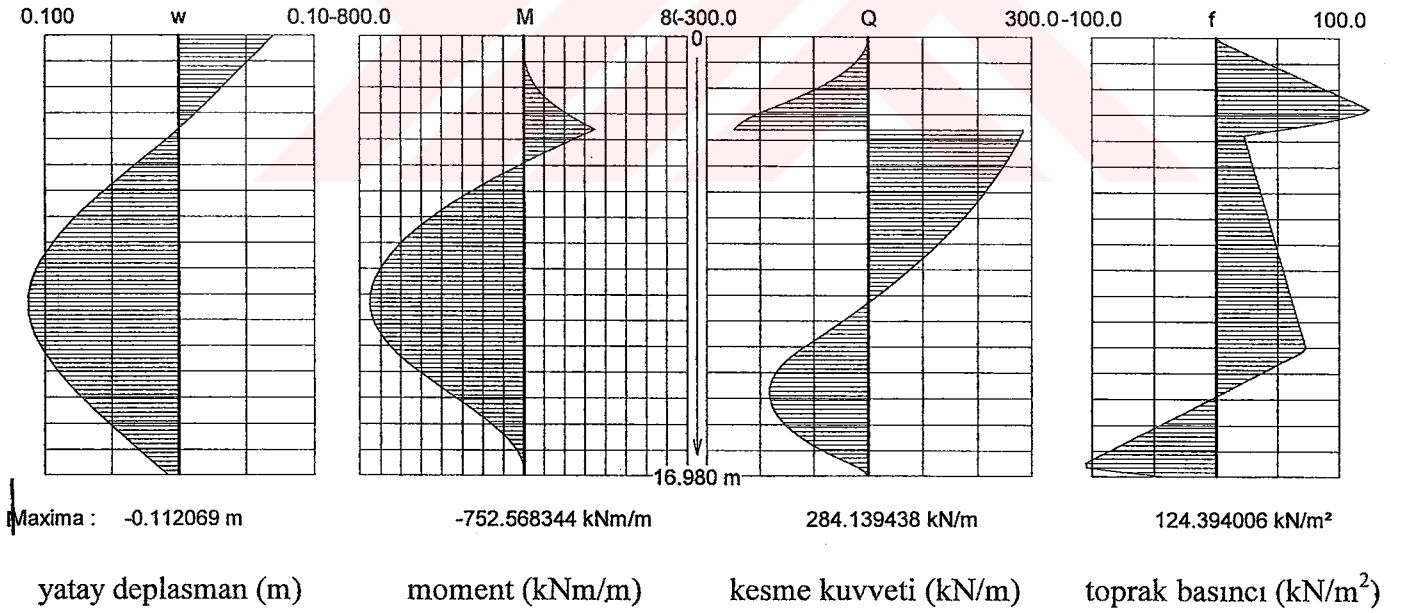
$$H = 12 \text{ m}$$

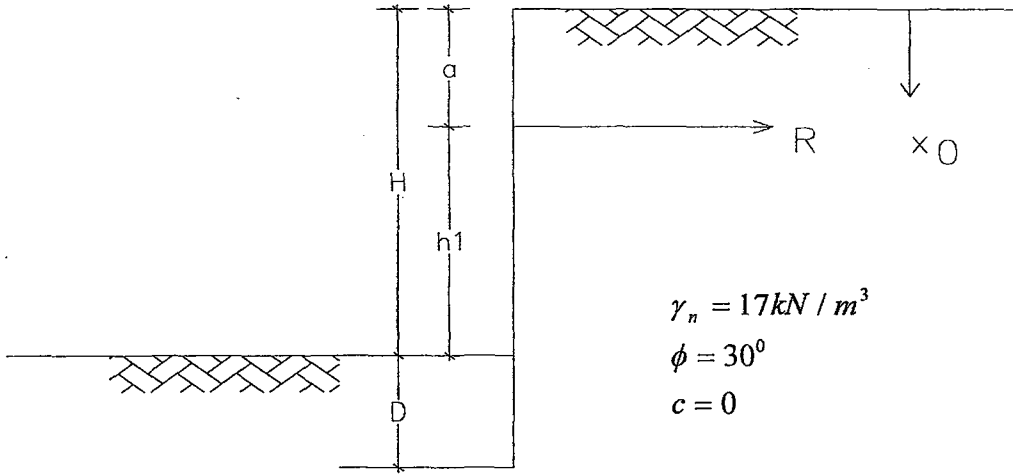
$$D = 4.98 \text{ m}$$

$$R = 301.47 \text{ kN}$$

$$X_o = 10.32 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$





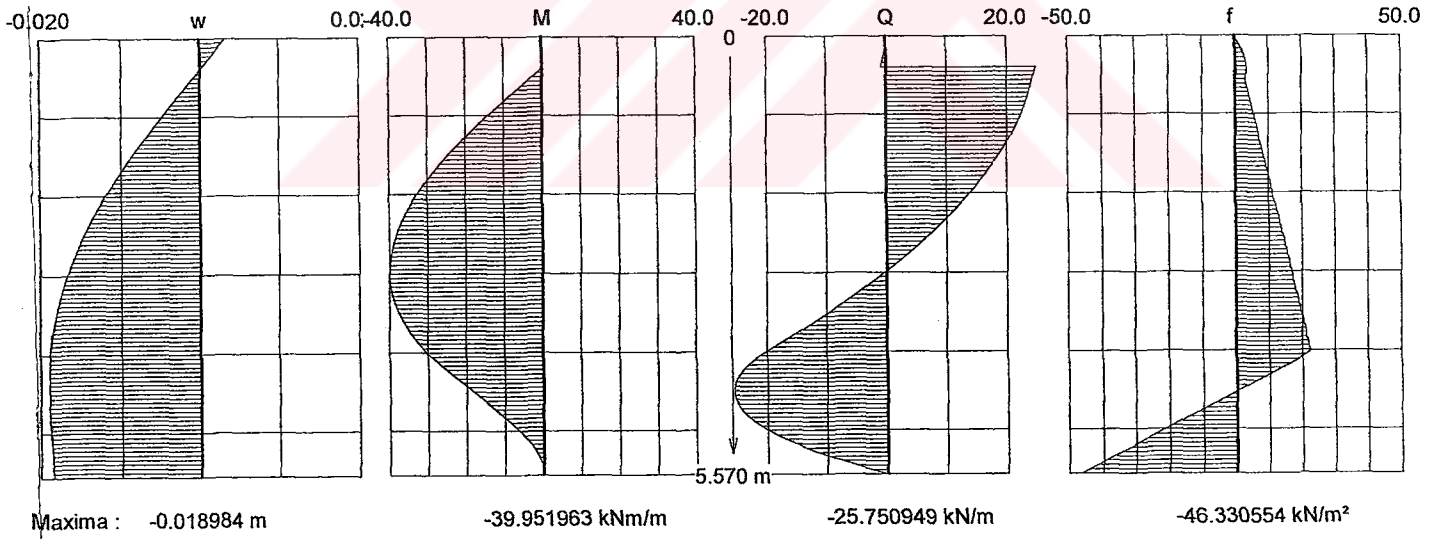
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 1.57 \text{ m}$$

$$R = 25.20 \text{ kN}$$

$$X_o = 3.00 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

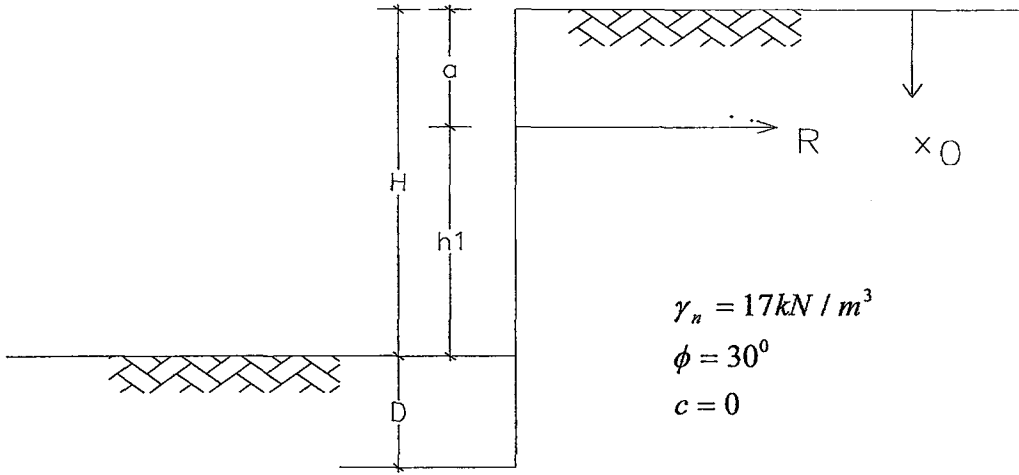


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



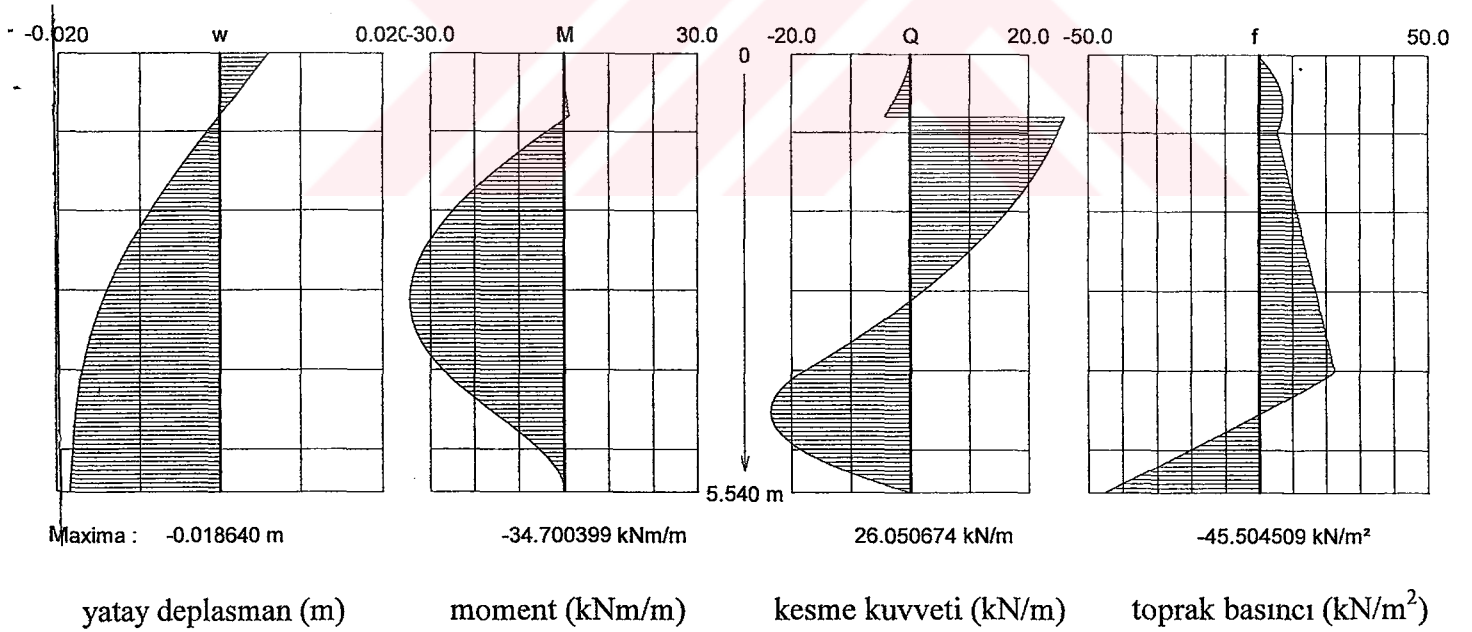
$$H = 4 \text{ m}$$

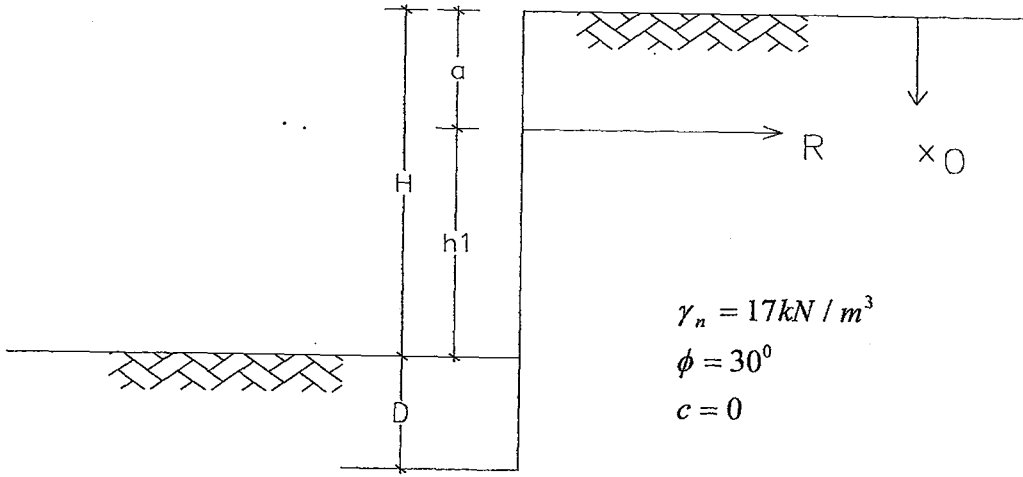
$$D = 1.54 \text{ m}$$

$$R = 27.33 \text{ kN}$$

$$X_o = 3.12 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





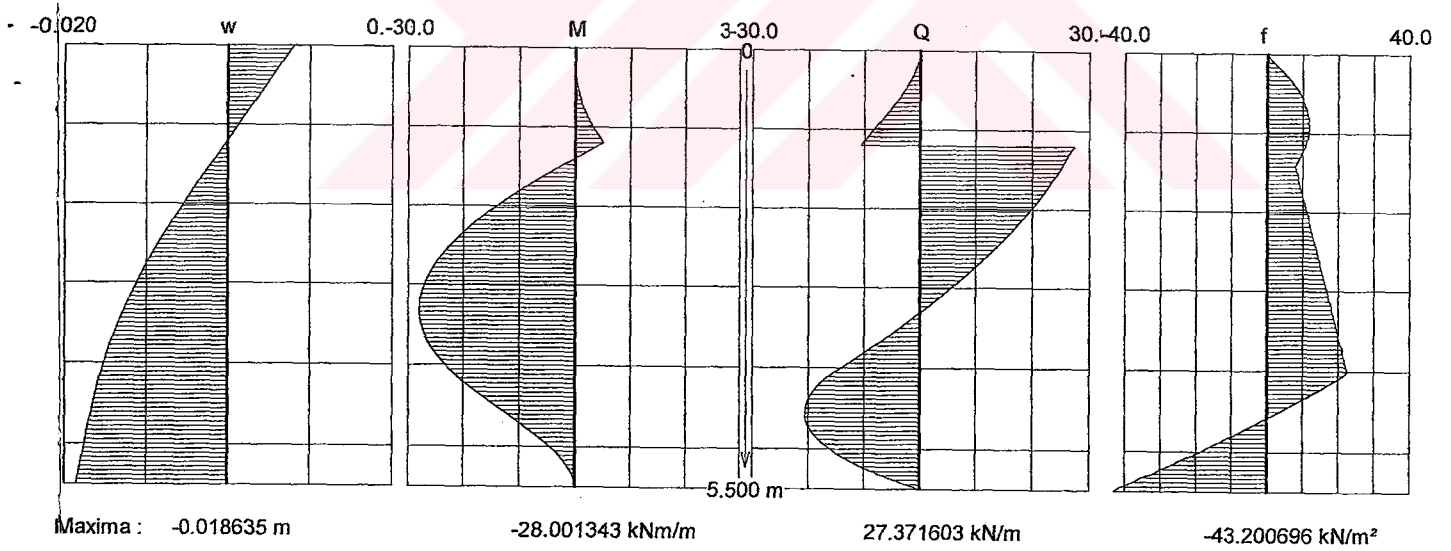
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 1.50 \text{ m}$$

$$R = 29.90 \text{ kN}$$

$$X_o = 3.34 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

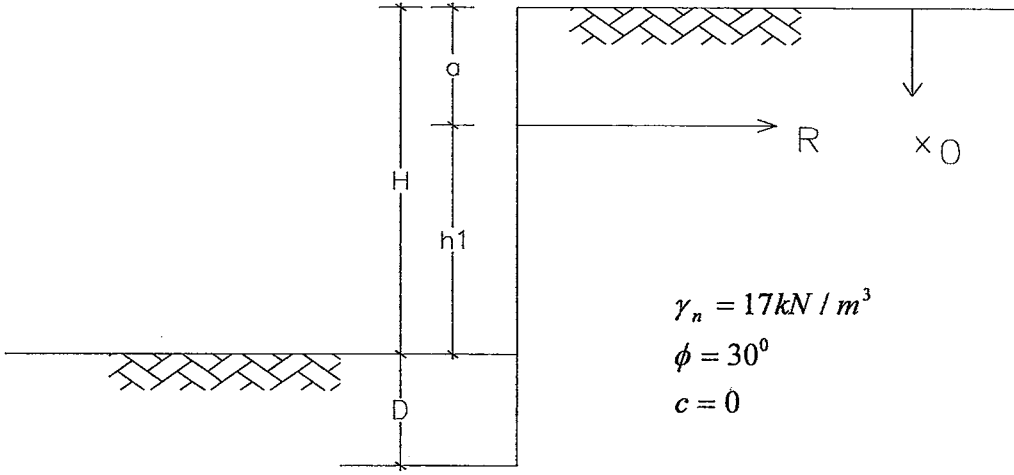


.yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



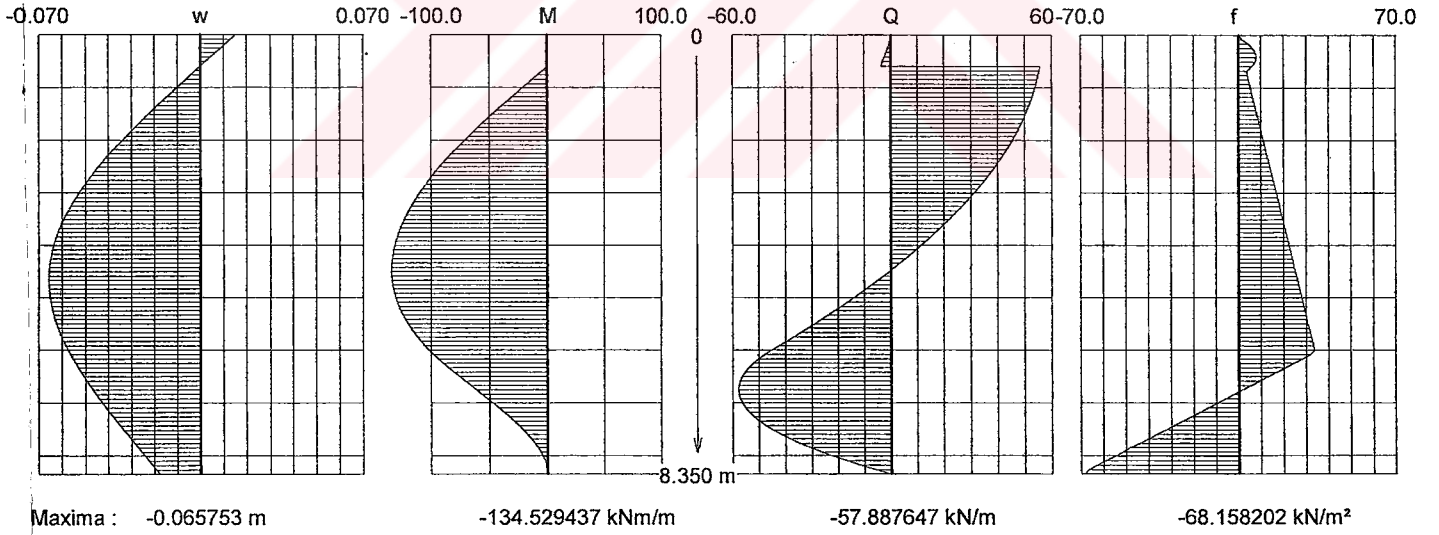
$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 2.35 \text{ m}$$

$$R = 56.70 \text{ kN}$$

$$X_o = 4.51 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

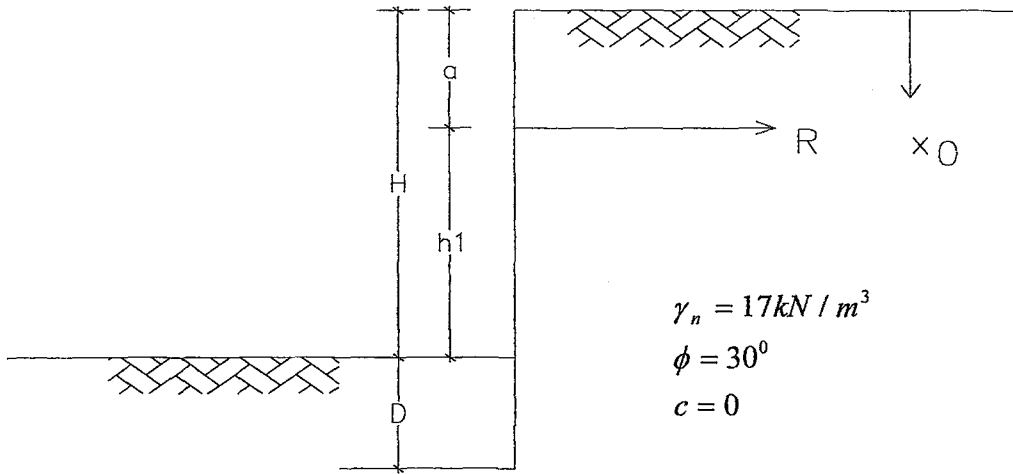


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



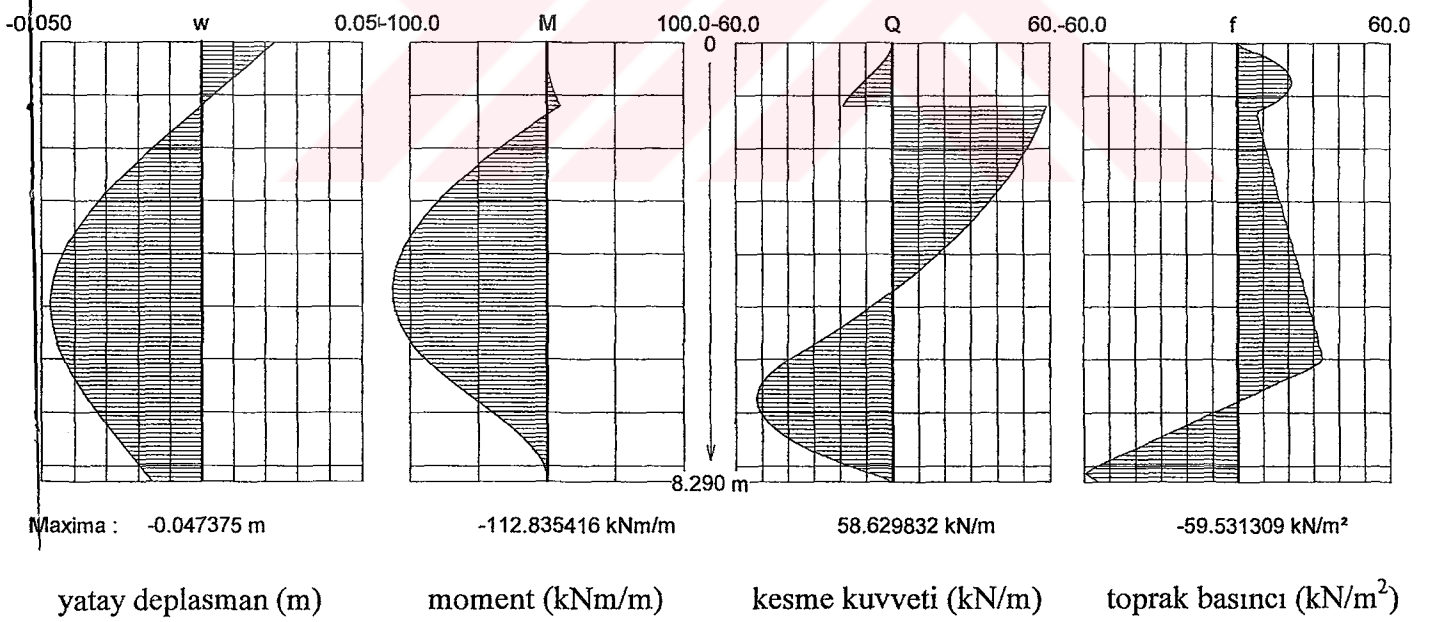
$$H = 6 \text{ m}$$

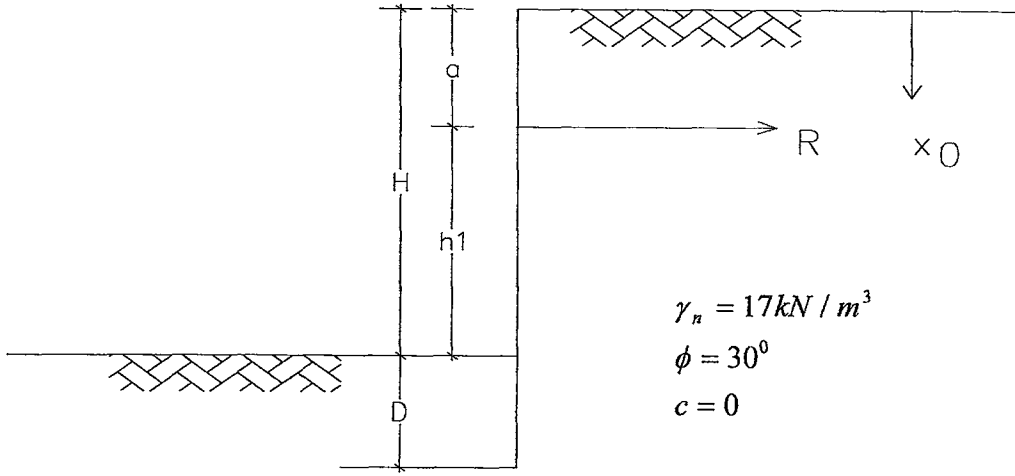
$$D = 2.29 \text{ m}$$

$$R = 61.50 \text{ kN}$$

$$X_o = 4.68 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





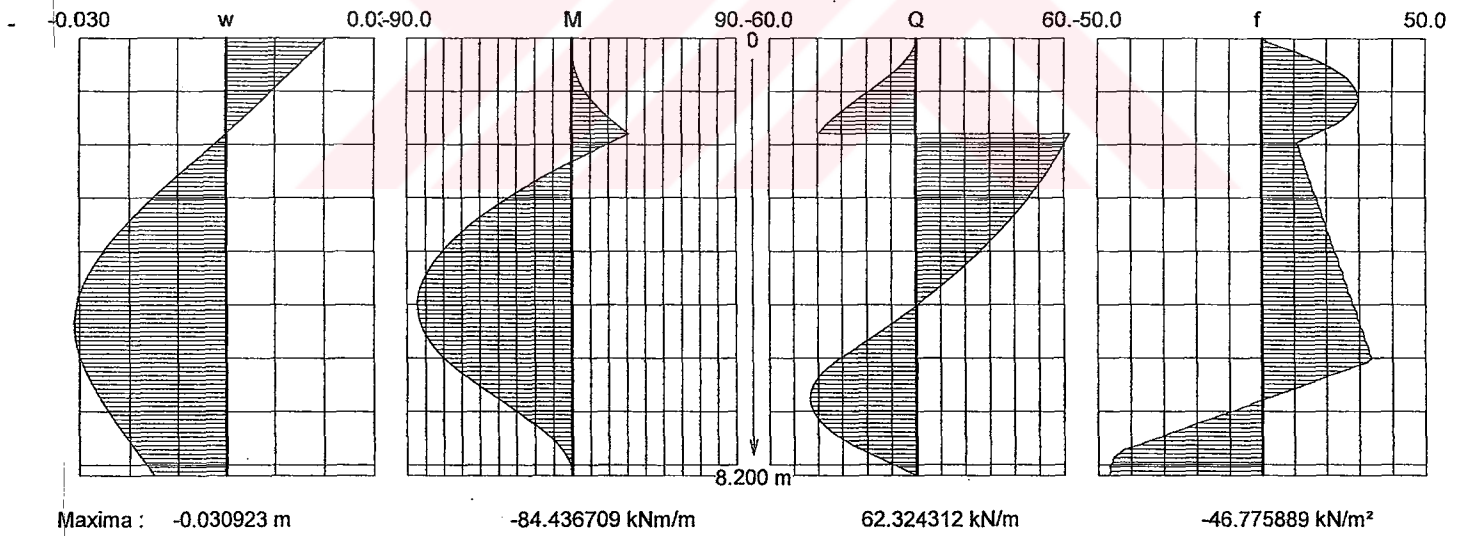
$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 2.20 \text{ m}$$

$$R = 67.20 \text{ kN}$$

$$X_0 = 5.01 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

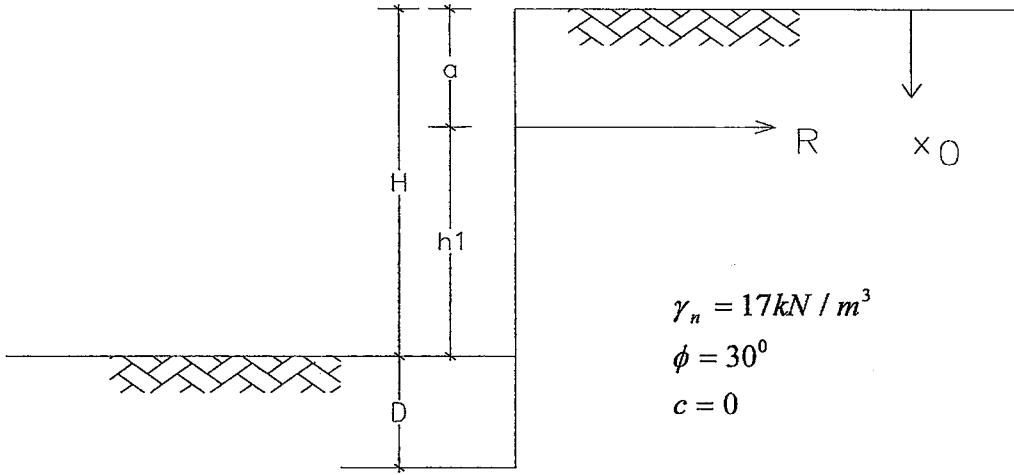


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



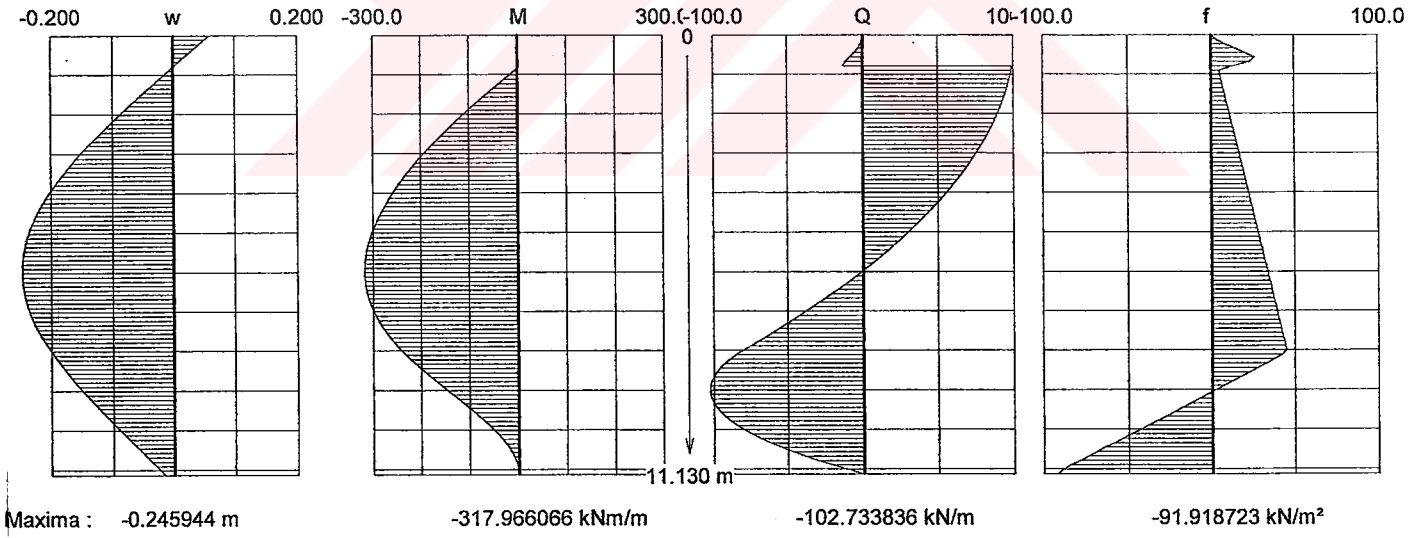
$$H = 8 \text{ m}$$

$$D = 3.13 \text{ m}$$

$$R = 100.80 \text{ kN}$$

$$X_o = 6.01 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

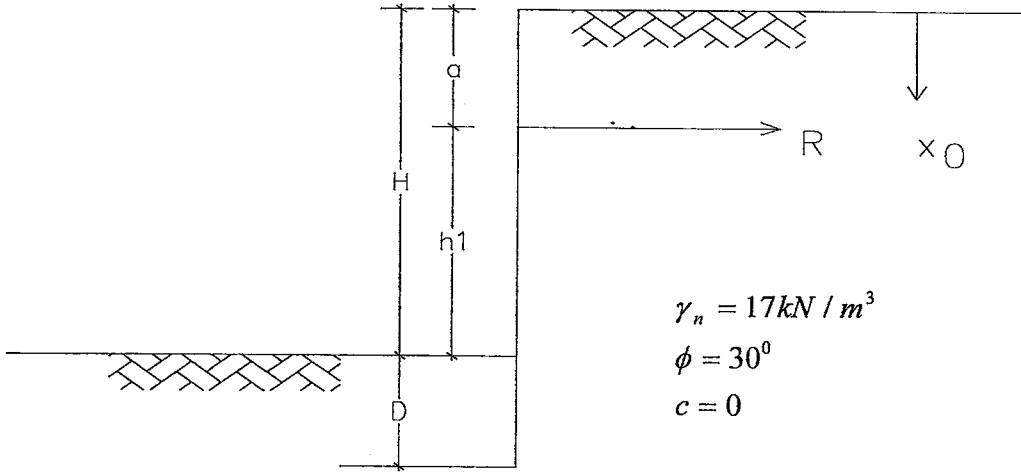


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



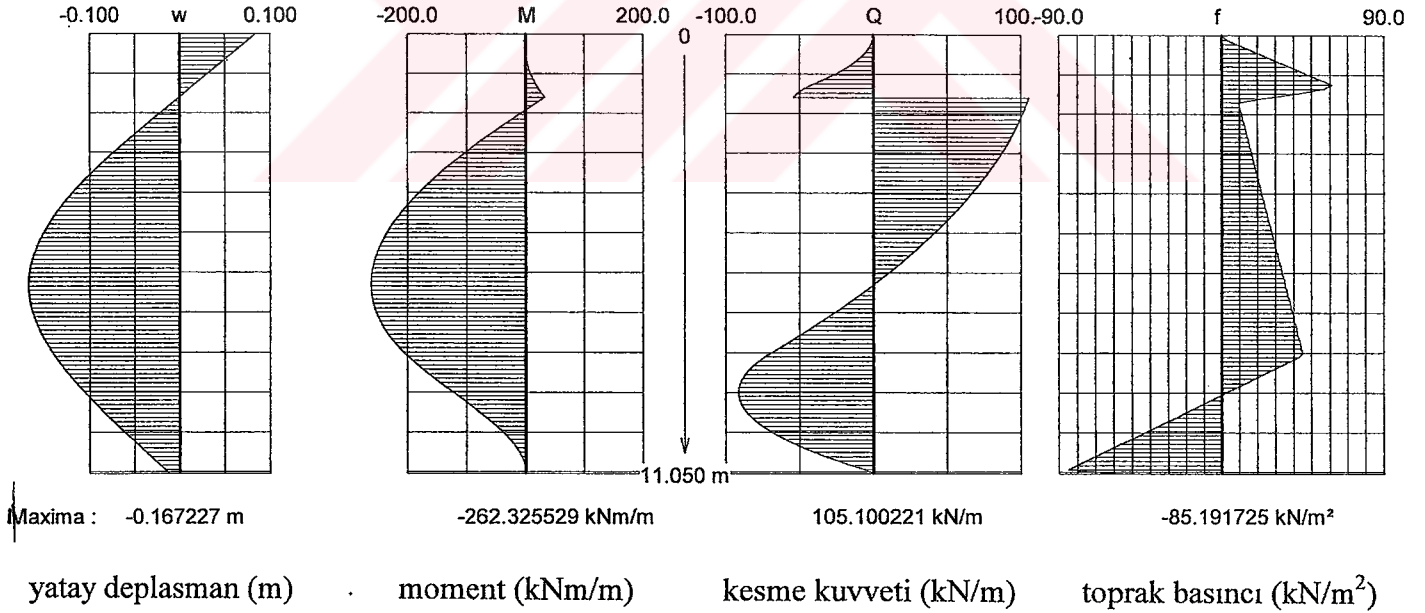
$$H = 8 \text{ m}$$

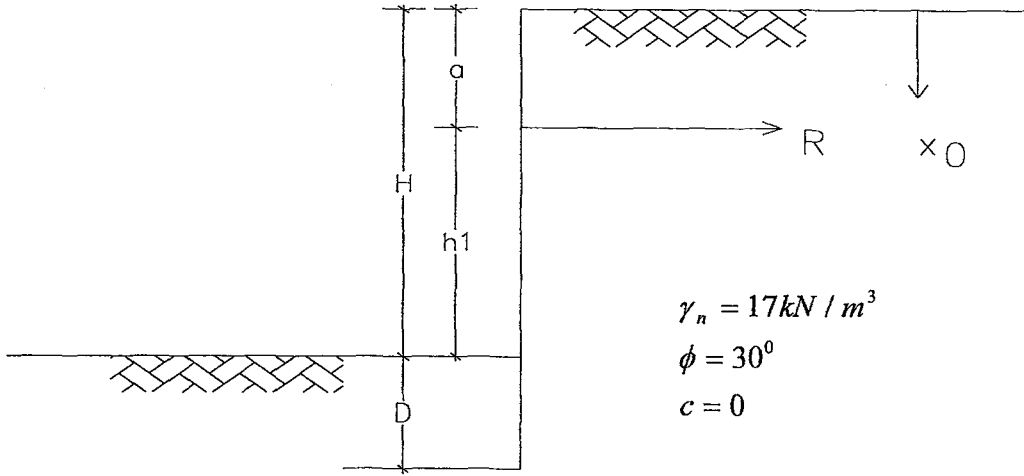
$$D = 3.05 \text{ m}$$

$$R = 109.30 \text{ kN}$$

$$X_o = 6.35 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





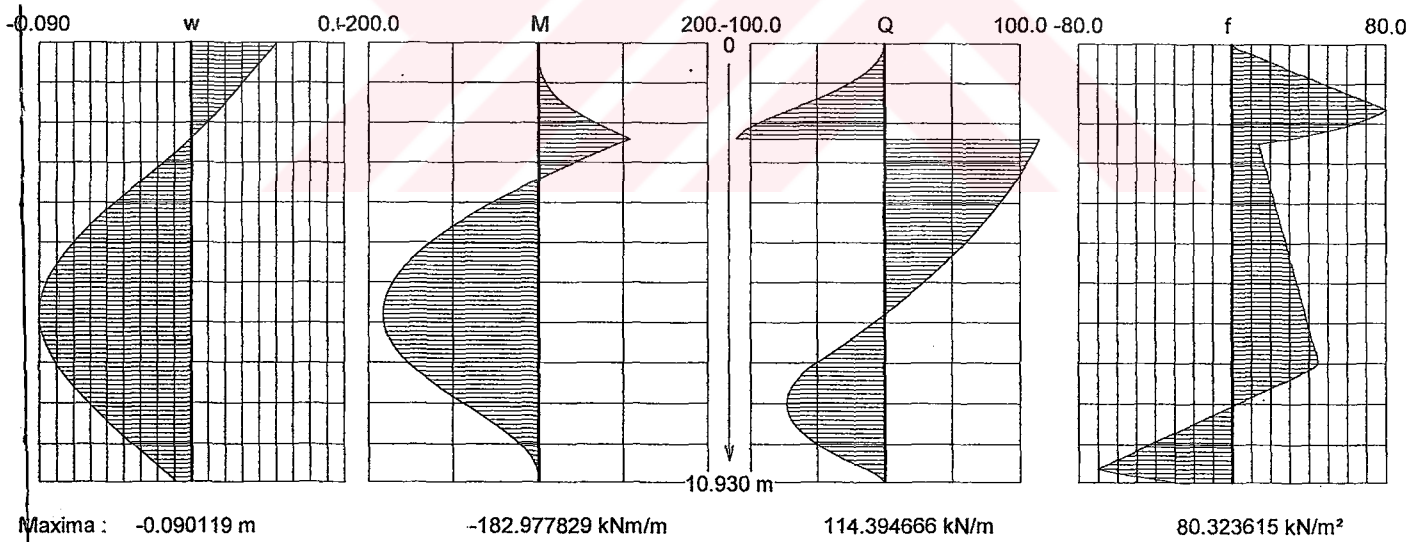
$$H = 8 \text{ m}$$

$$D = 2.93 \text{ m}$$

$$R = 119.50 \text{ kN}$$

$$X_0 = 6.79 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

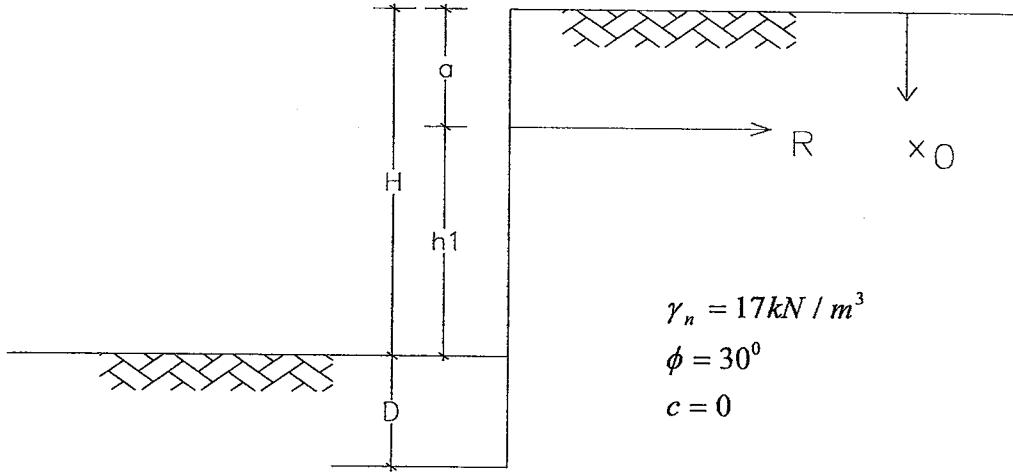


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



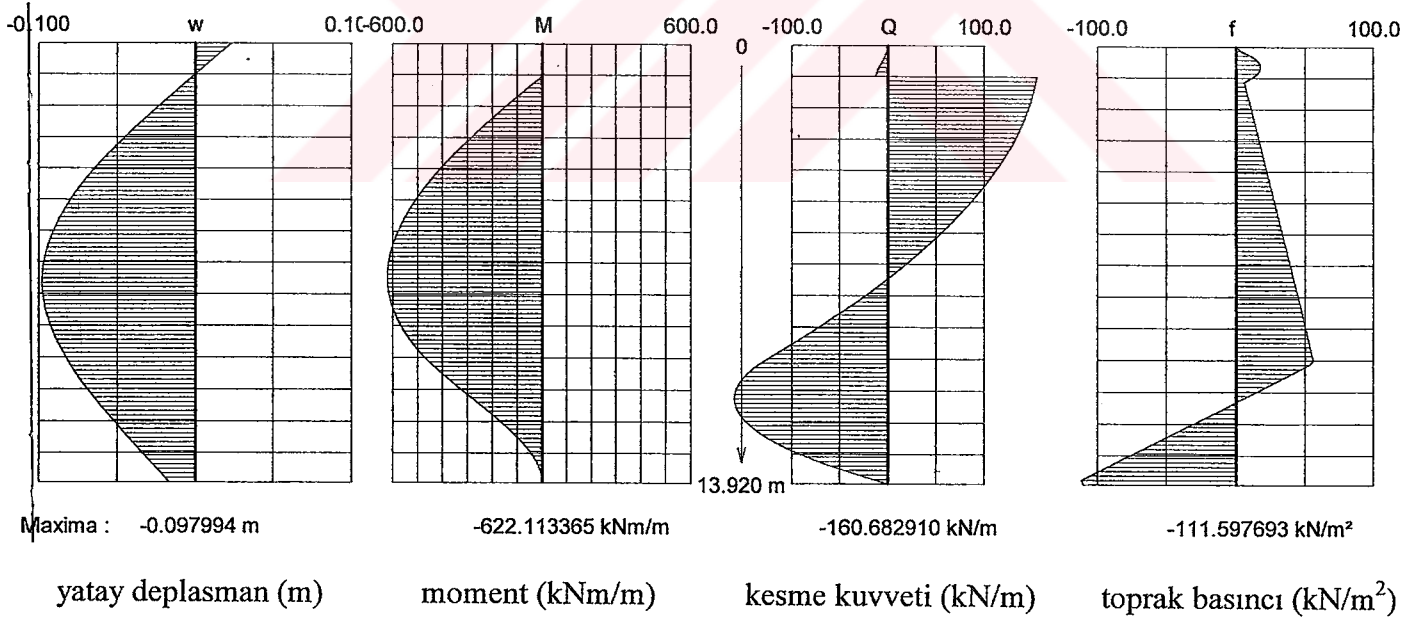
$$H = 10 \text{ m}$$

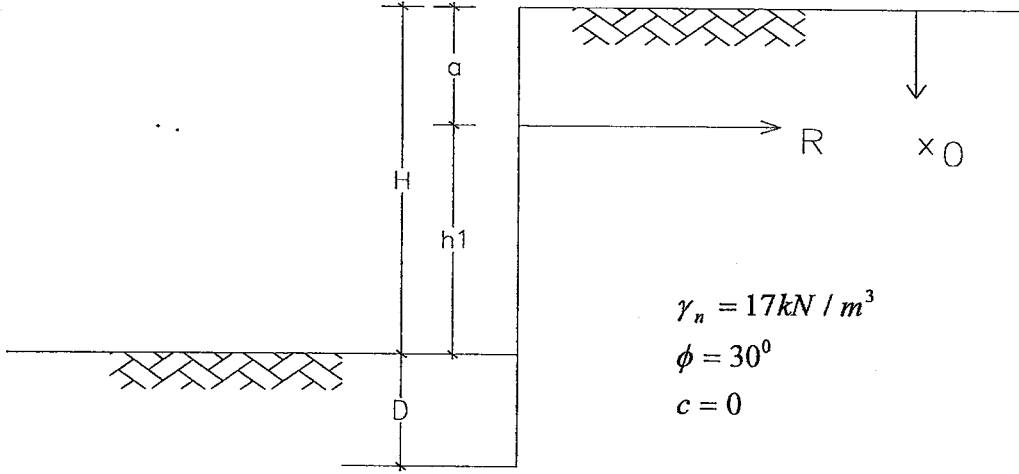
$$D = 3.92 \text{ m}$$

$$R = 157.50 \text{ kN}$$

$$X_o = 7.51 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$





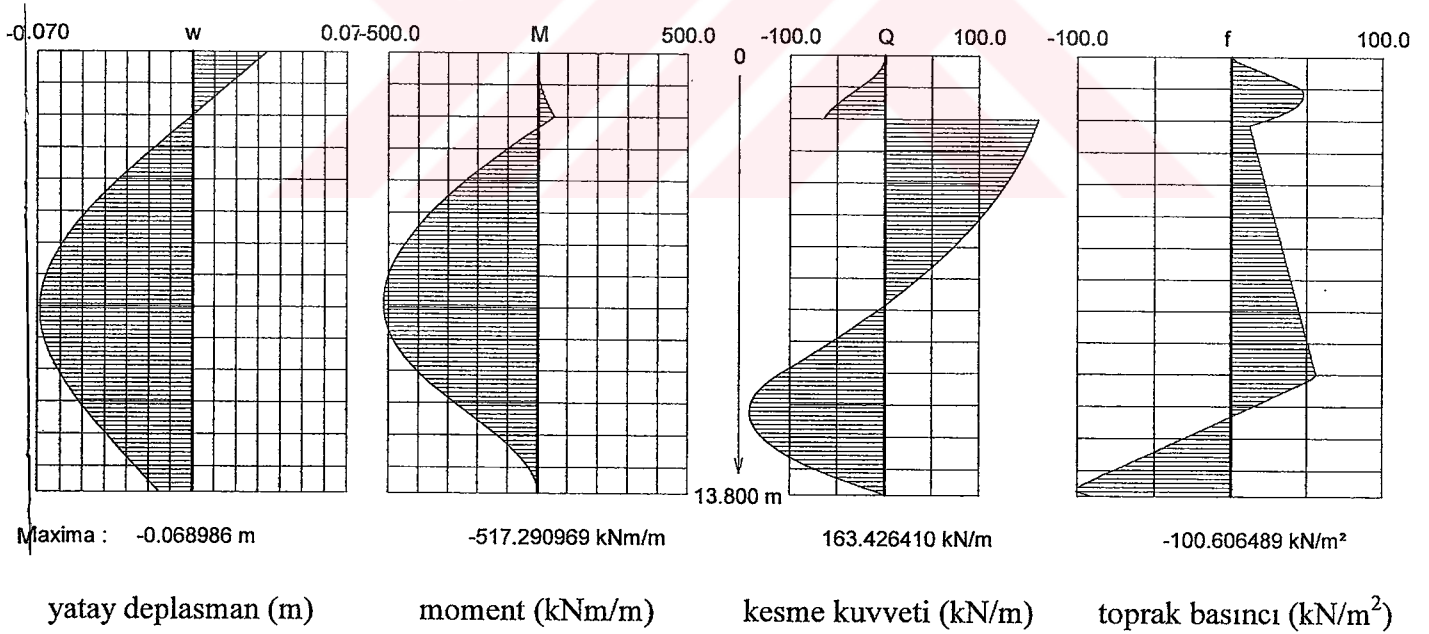
$$H = 10 \text{ m}$$

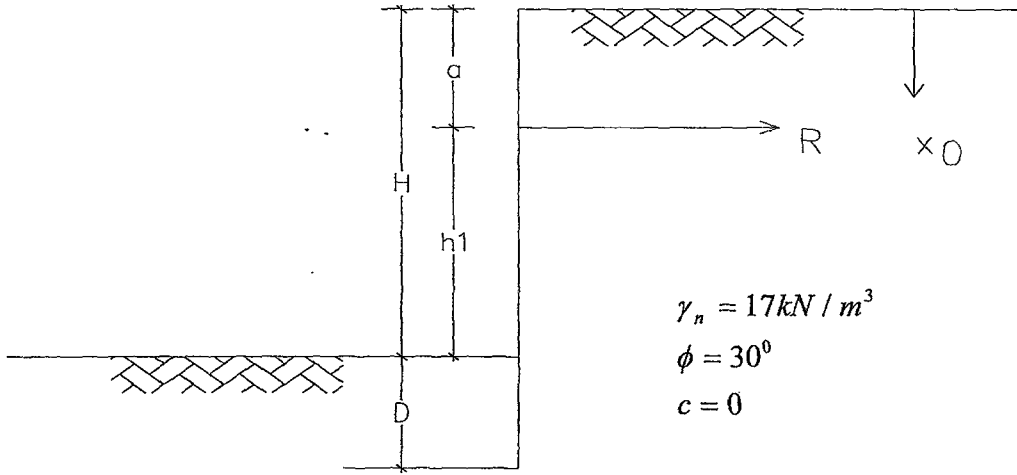
$$D = 3.80 \text{ m}$$

$$R = 170.80 \text{ kN}$$

$$X_o = 7.93 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





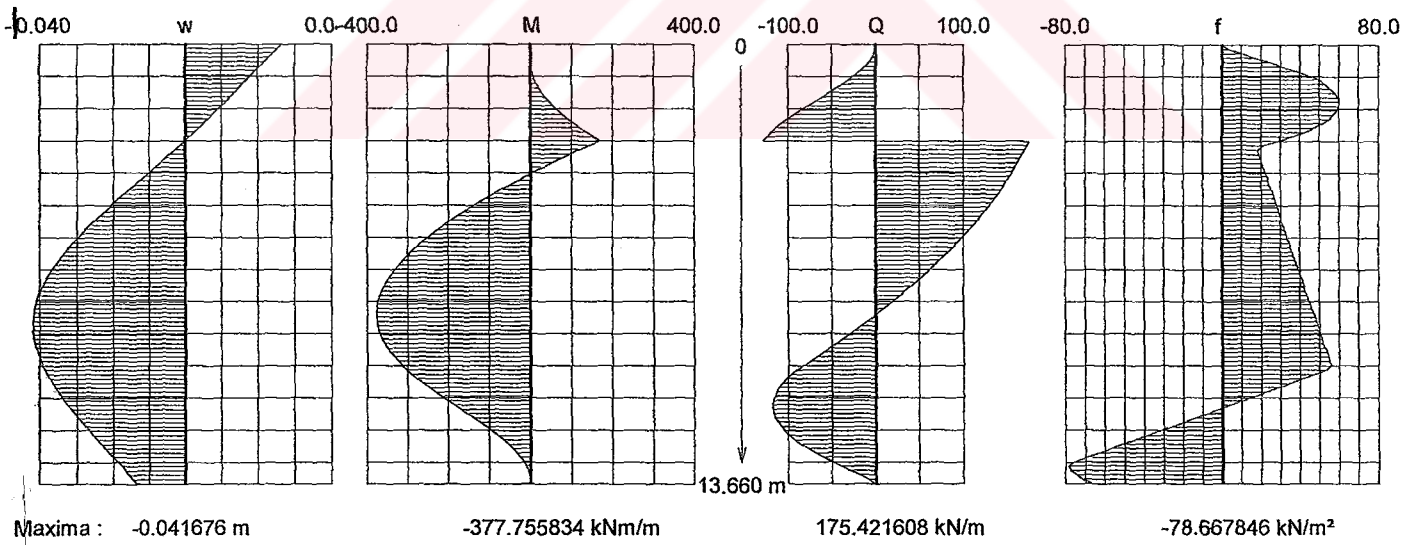
$$H = 10 \text{ m}$$

$$D = 33.66 \text{ m}$$

$$R = 186.73 \text{ kN}$$

$$X_0 = 8.35 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

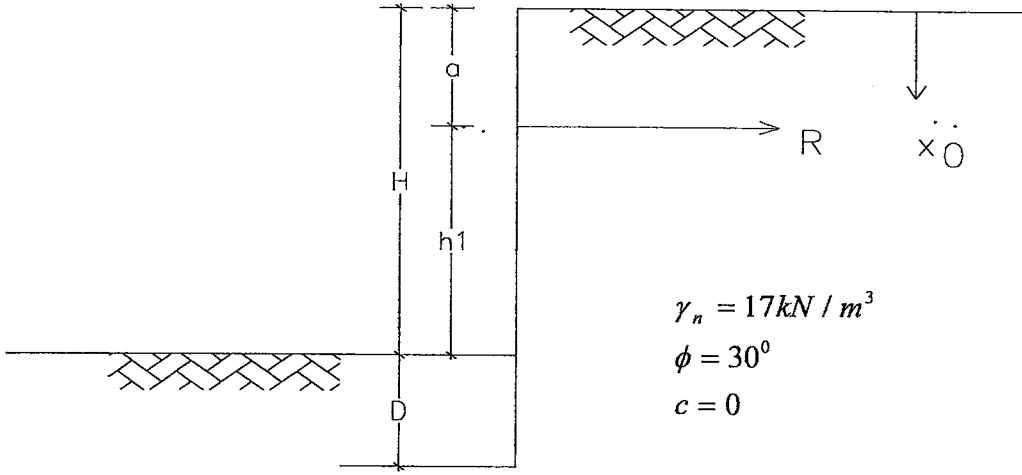


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



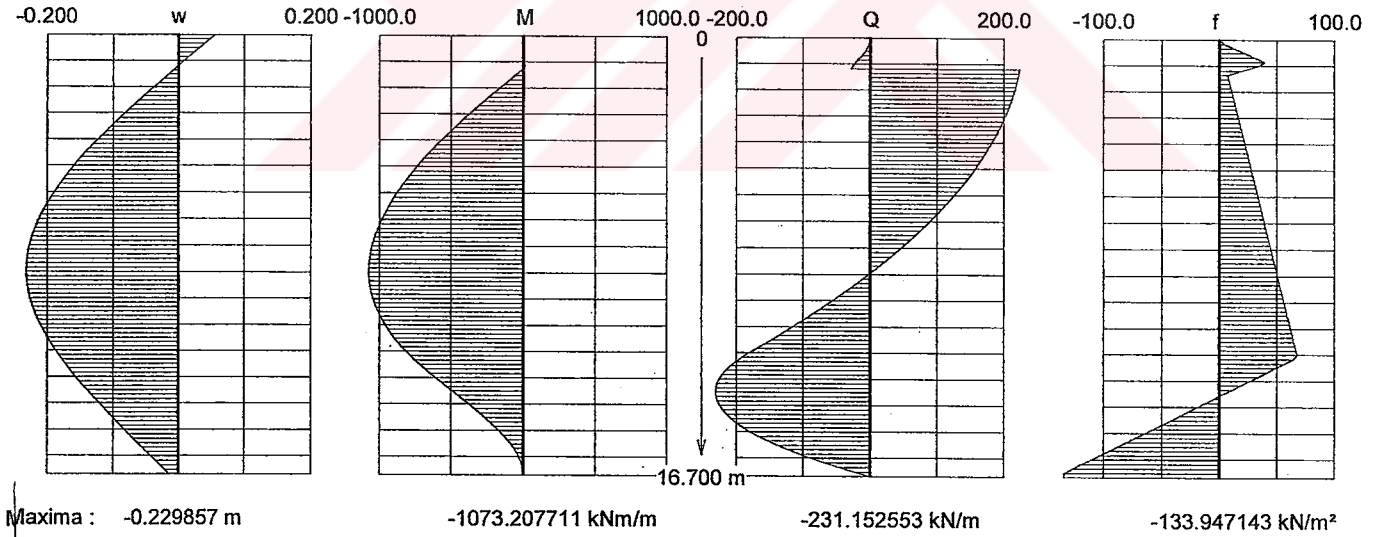
$$H = 12 \text{ m}$$

$$D = 4.70 \text{ m}$$

$$R = 226.57 \text{ kN}$$

$$X_o = 9.01 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

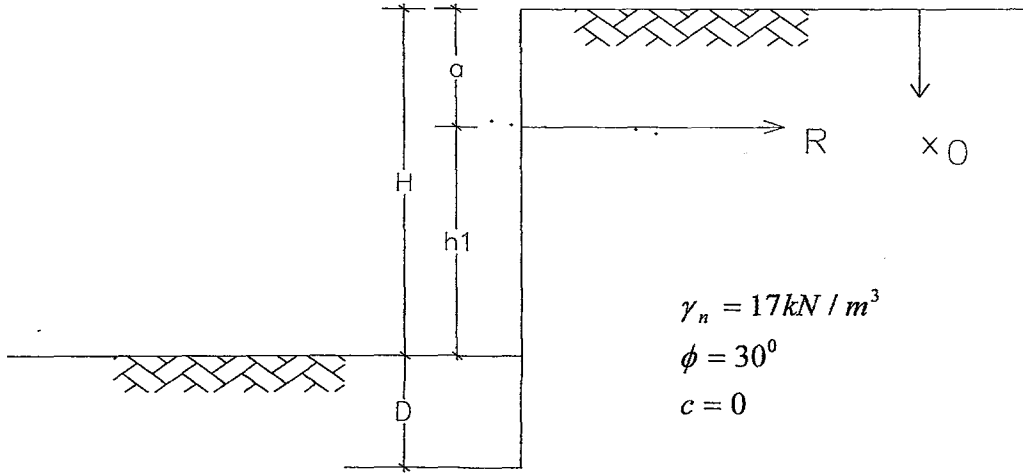


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



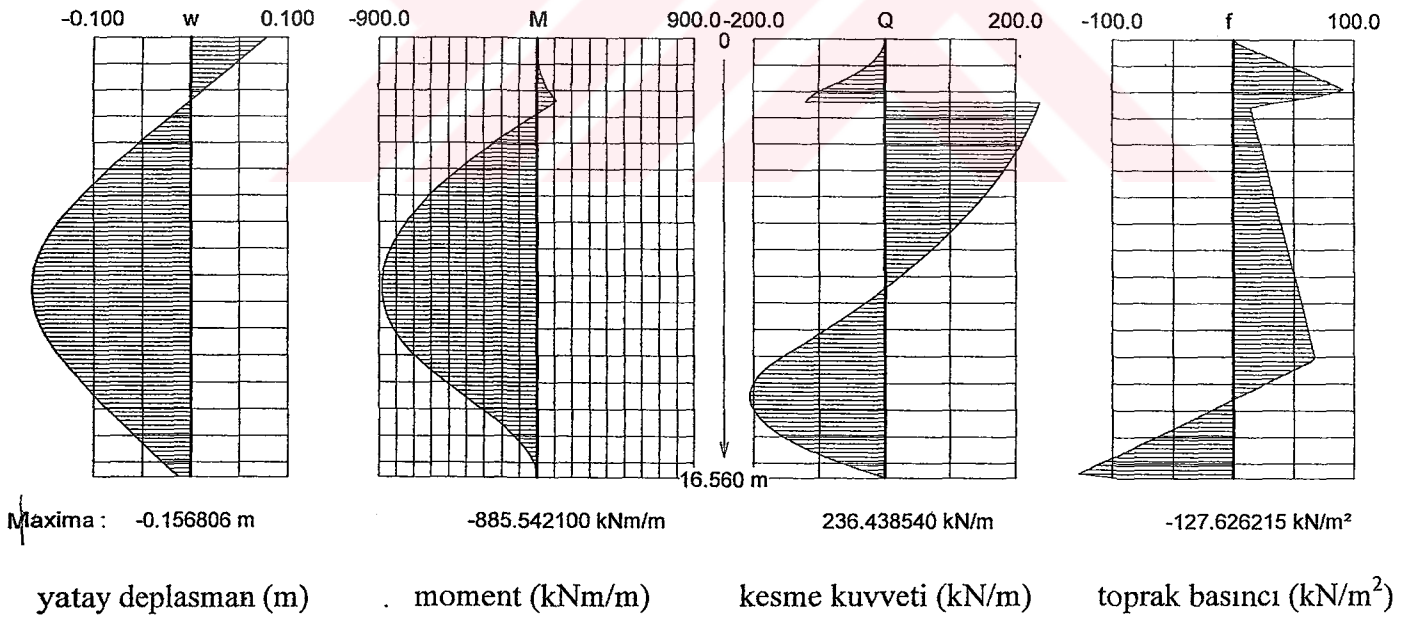
$$H = 12 \text{ m}$$

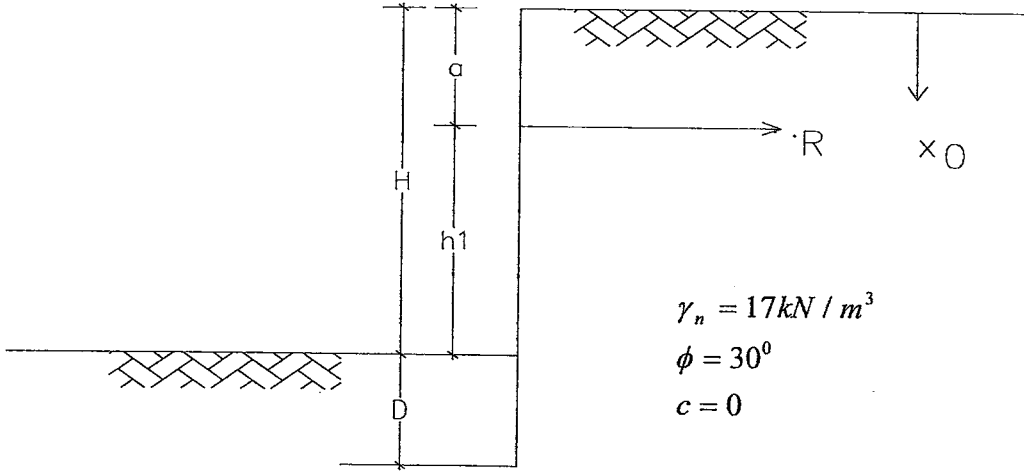
$$D = 4.56 \text{ m}$$

$$R = 245.57 \text{ kN}$$

$$X_0 = 9.52 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





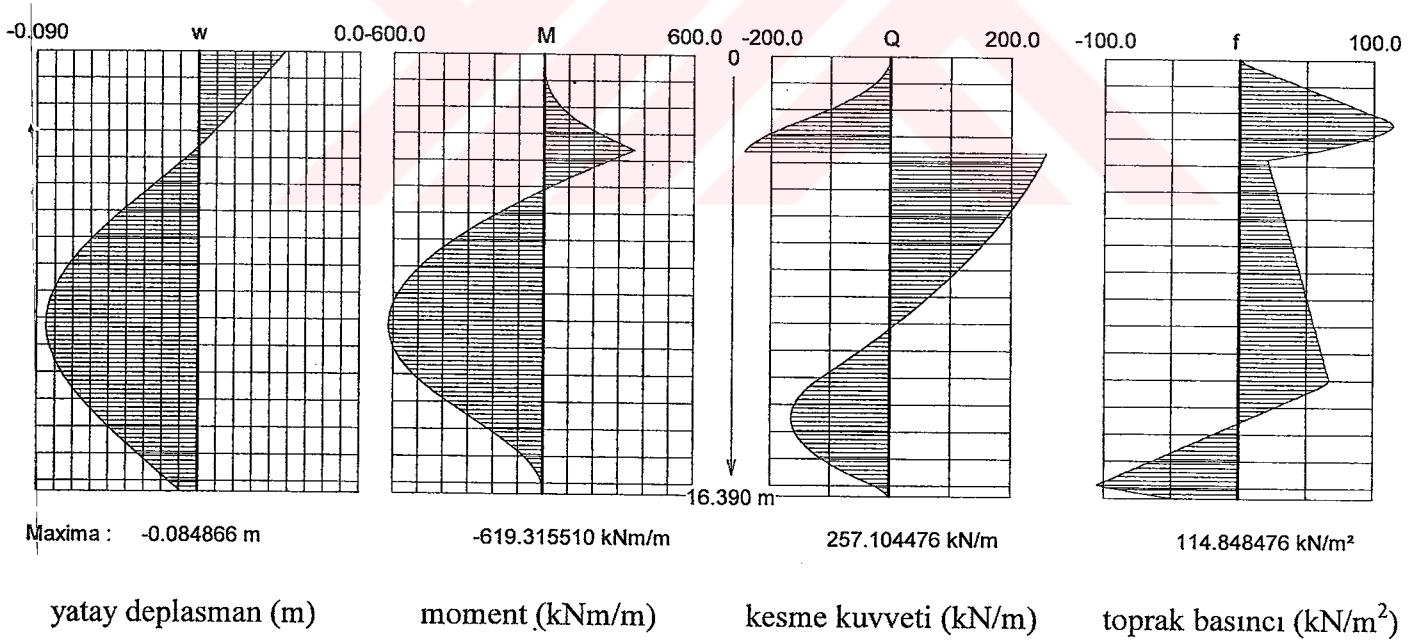
$$H = 12 \text{ m}$$

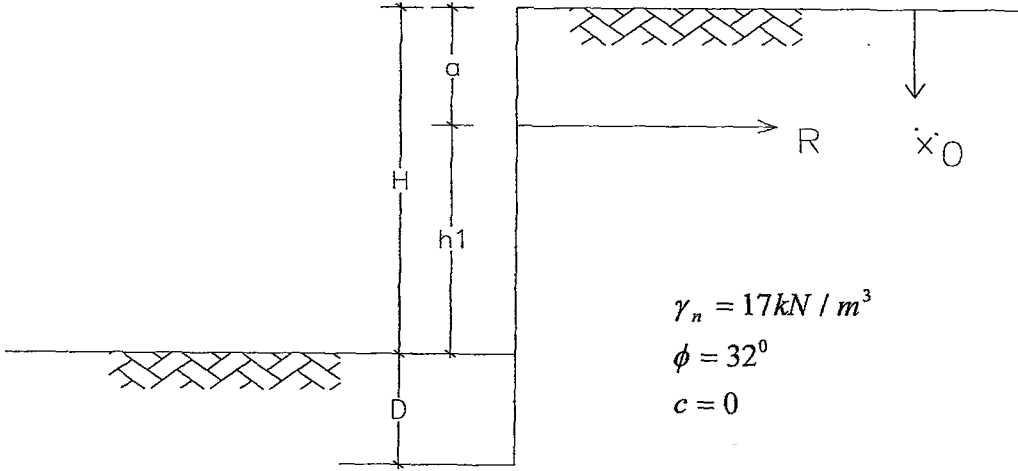
$$D = 4.39 \text{ m}$$

$$R = 268.57 \text{ kN}$$

$$X_o = 10.19 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$





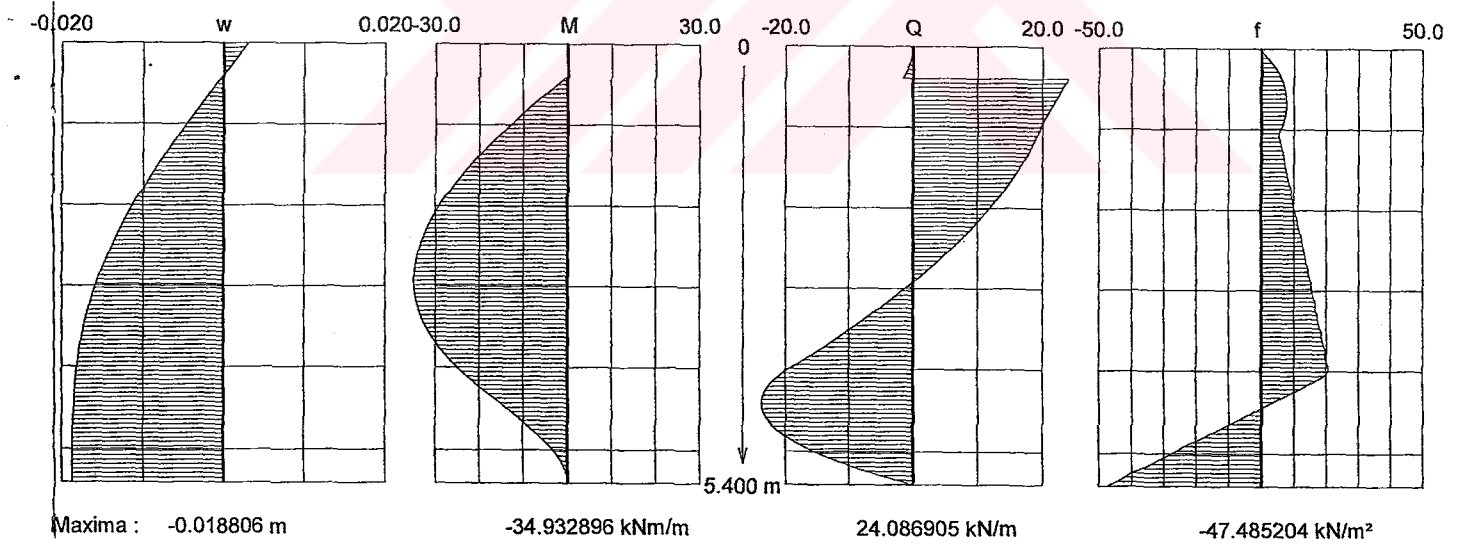
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 1.40 \text{ m}$$

$$R = 23.33 \text{ kN}$$

$$X_0 = 2.93 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

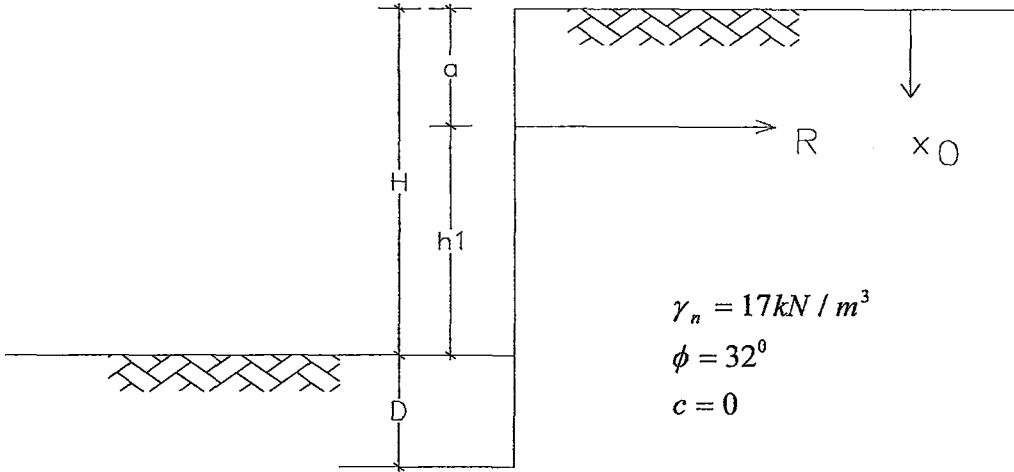


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



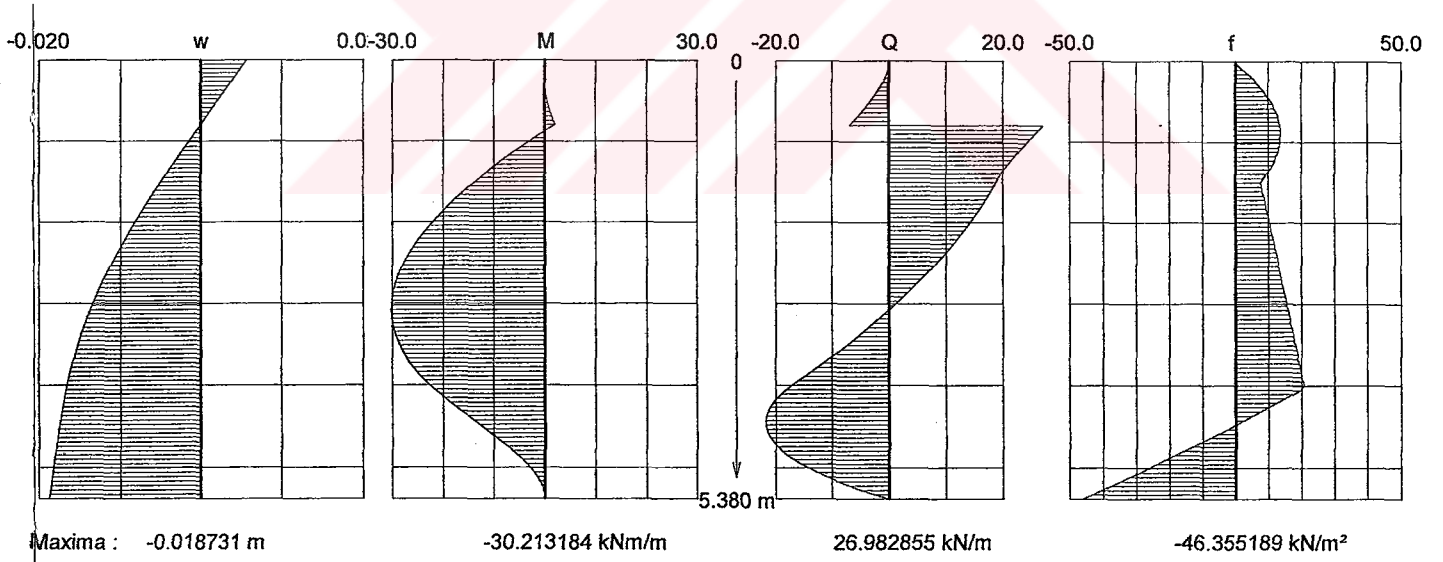
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 1.38 \text{ m}$$

$$R = 24.29 \text{ kN}$$

$$X_0 = 3.08 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$

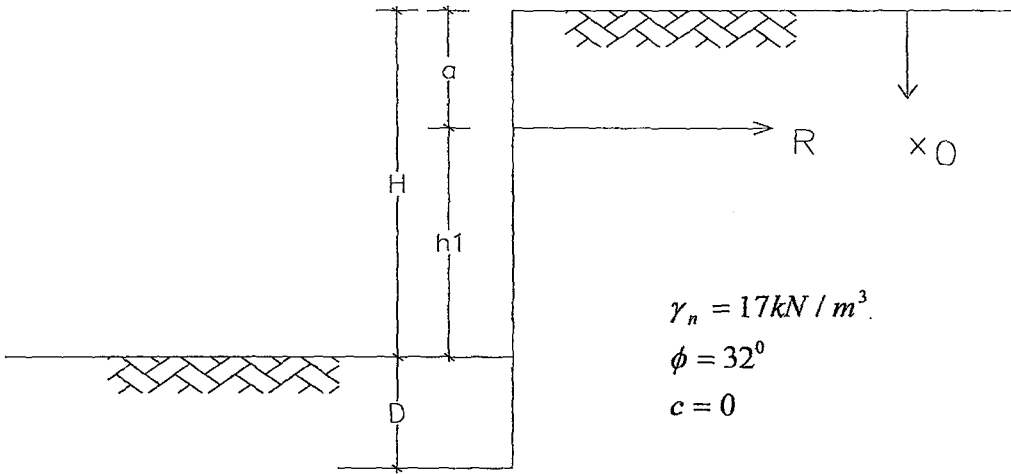


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



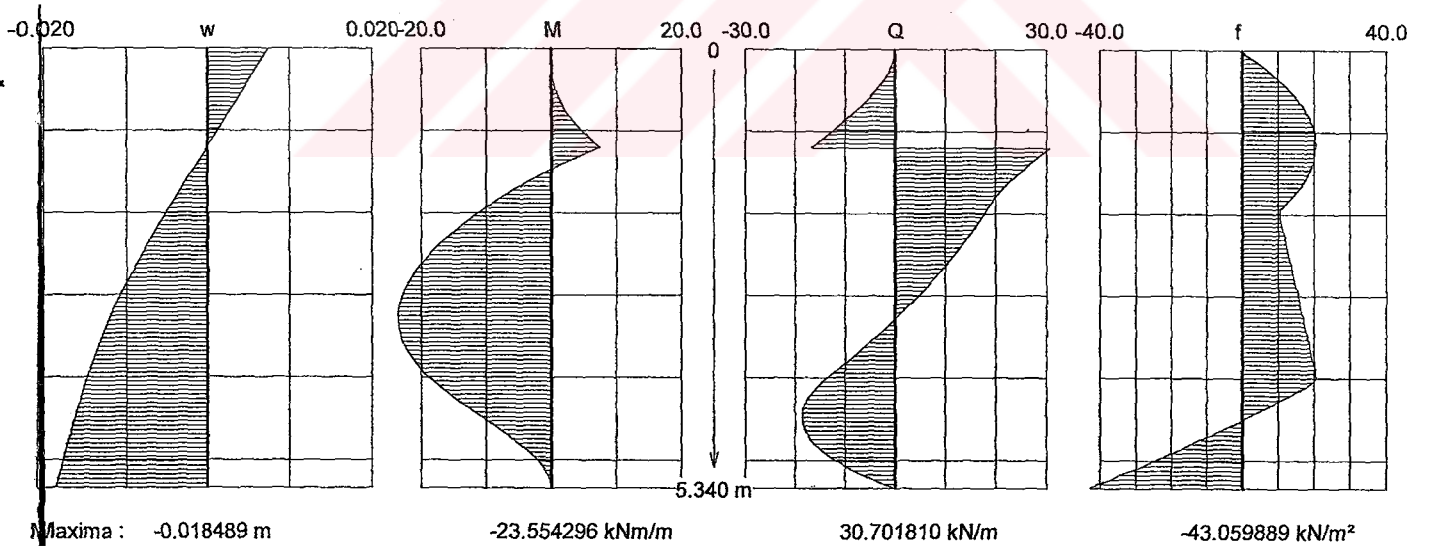
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 1.34 \text{ m}$$

$$R = 26.64 \text{ kN}$$

$$X_0 = 3.26 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

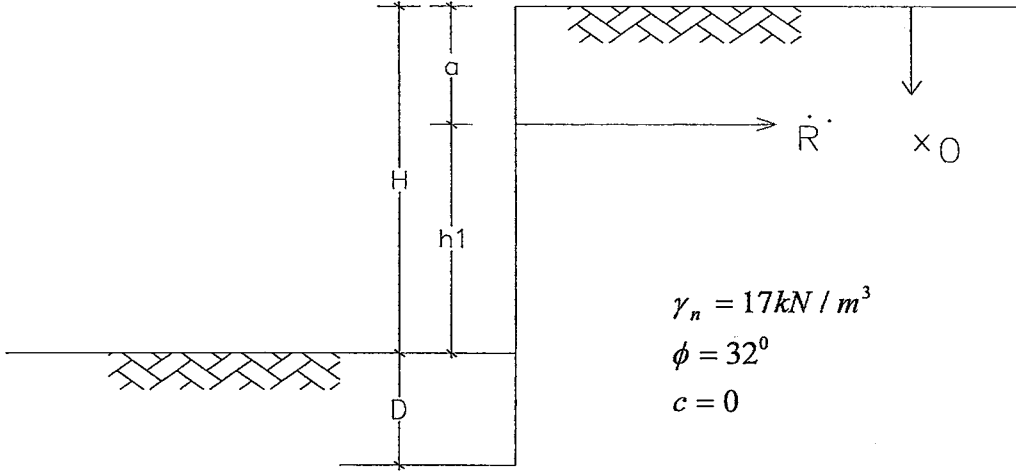


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



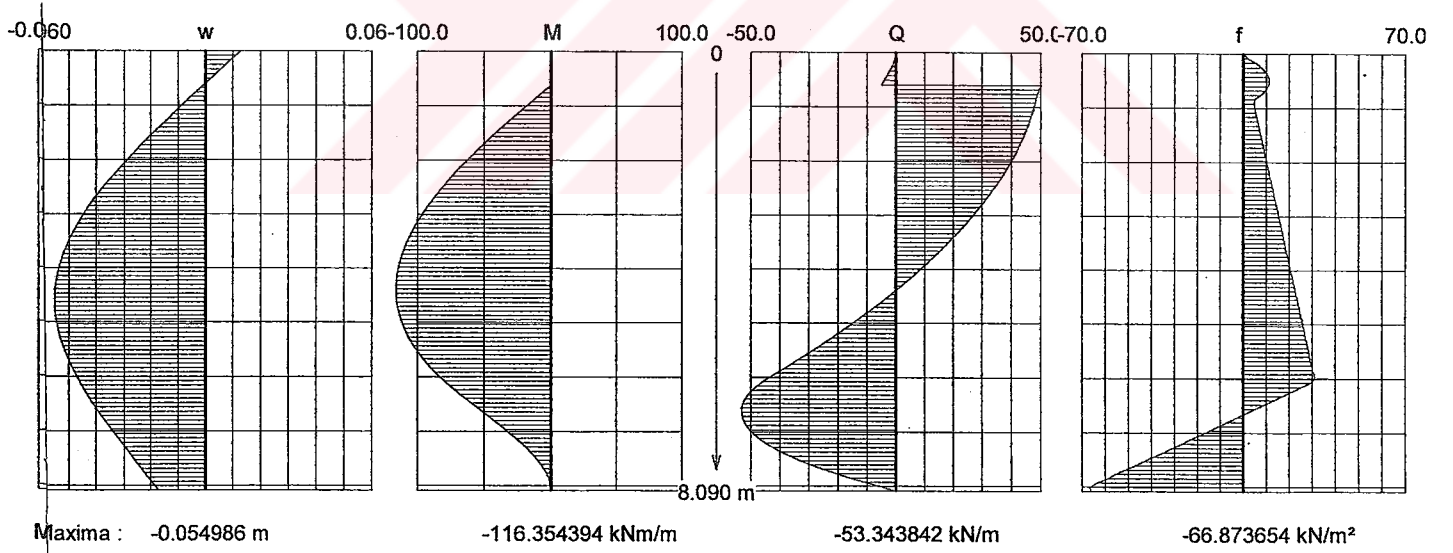
$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 2.09 \text{ m}$$

$$R = 50.25 \text{ kN}$$

$$X_0 = 4.39 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

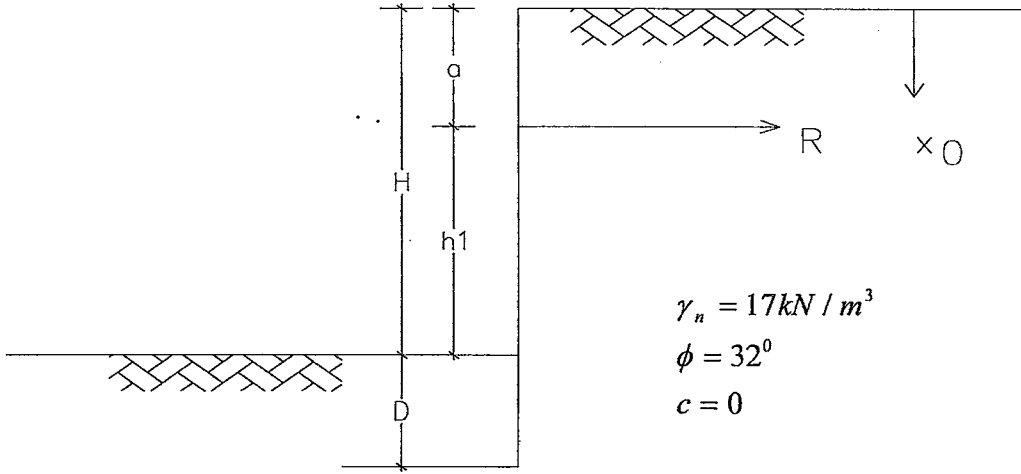


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



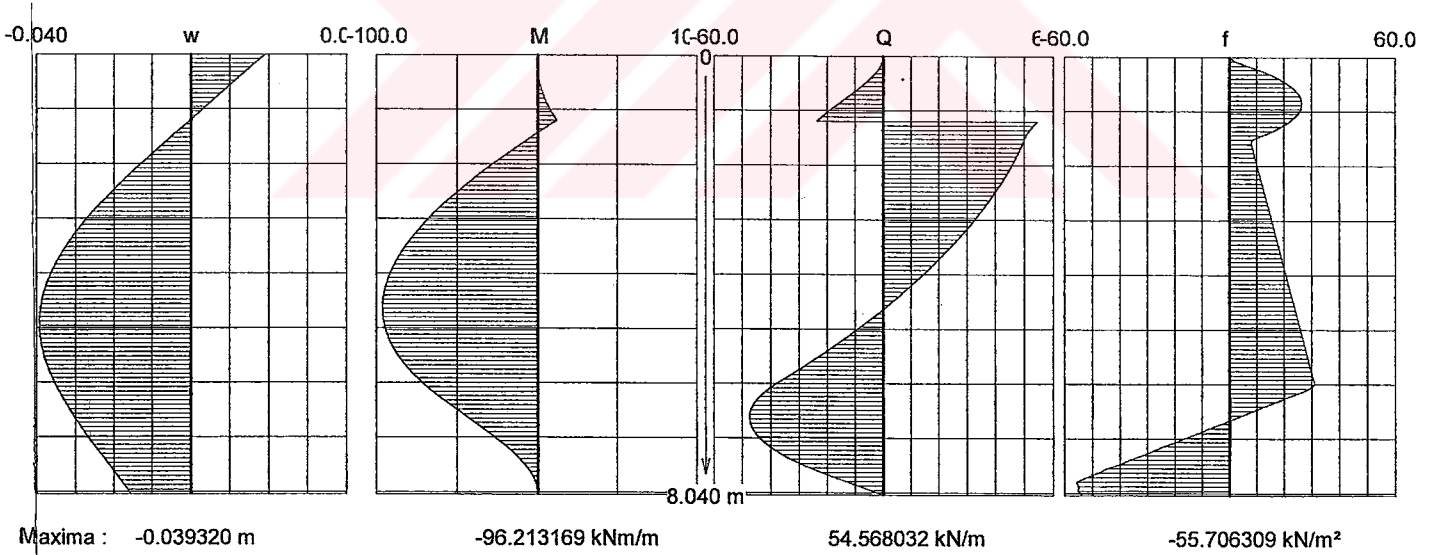
$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 2.04 \text{ m}$$

$$R = 54.25 \text{ kN}$$

$$X_0 = 4.64 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$

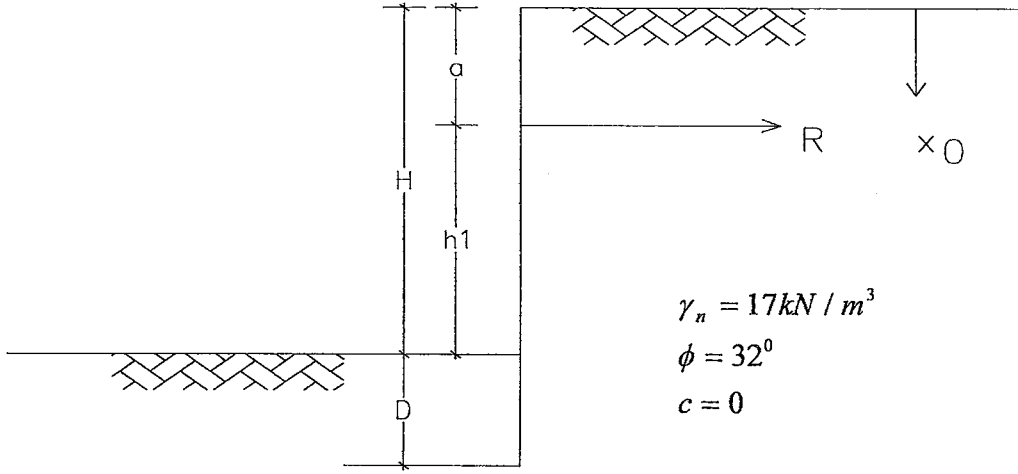


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



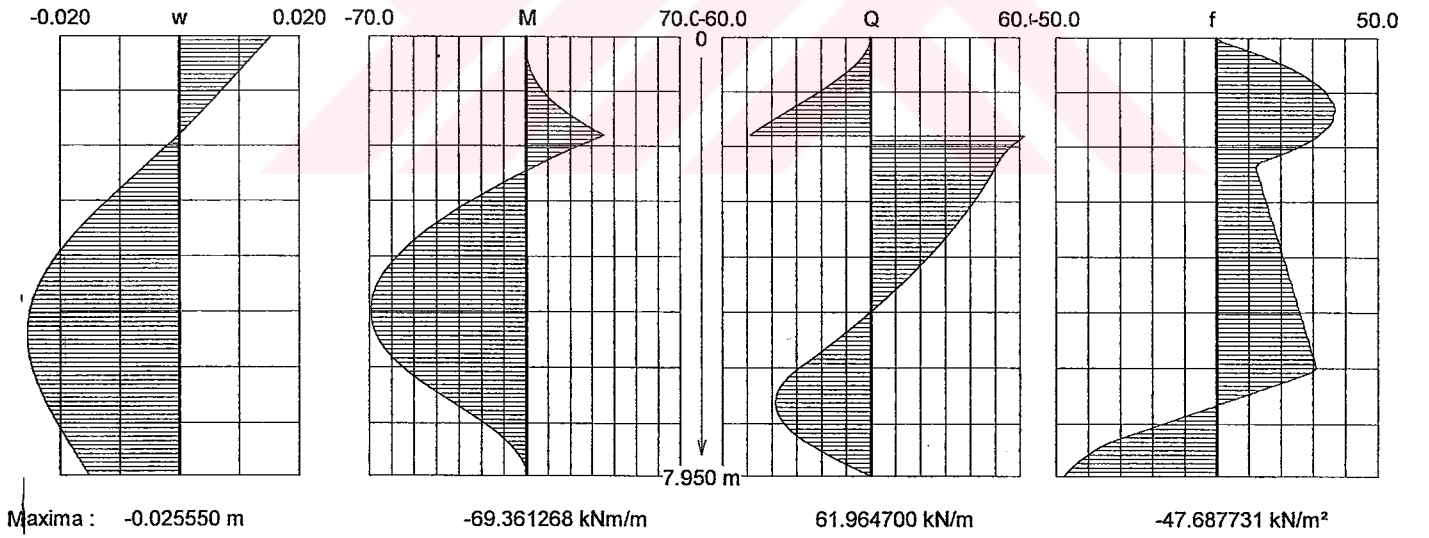
$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 1.95 \text{ m}$$

$$R = 59.35 \text{ kN}$$

$$X_o = 5.03 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

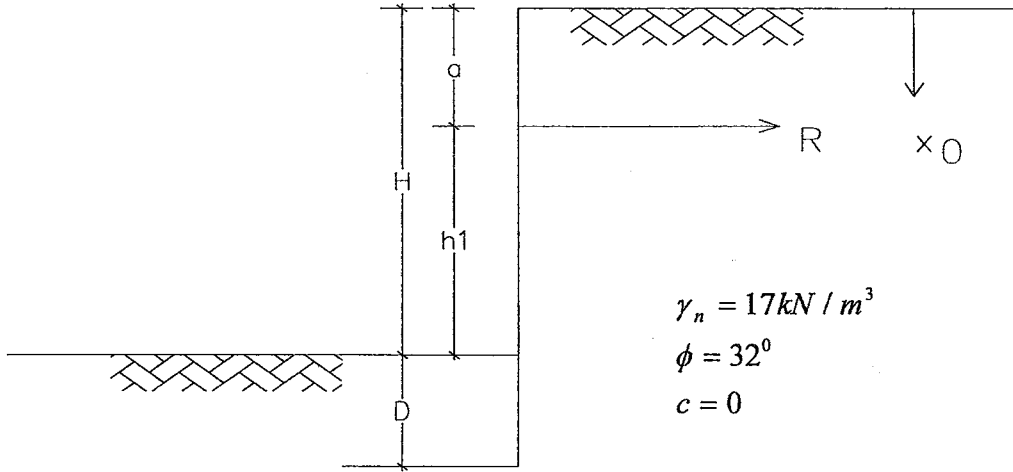


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



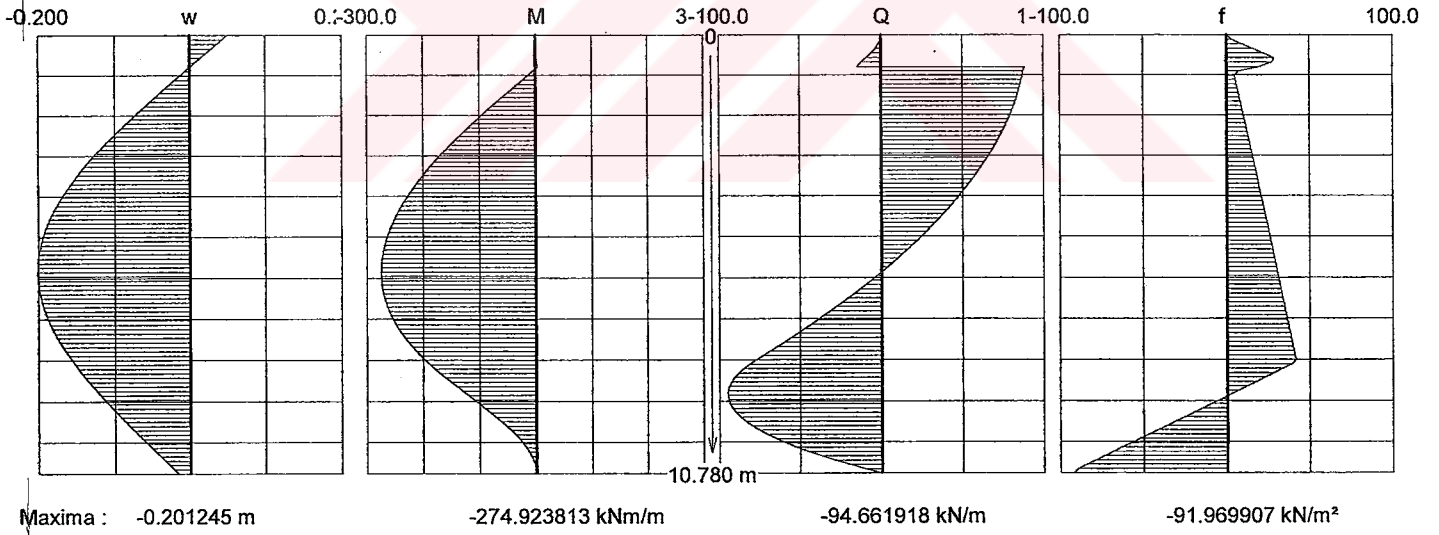
$$H = 8 \text{ m}$$

$$D = 2.78 \text{ m}$$

$$R = 89.33 \text{ kN}$$

$$X_o = 5.85 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

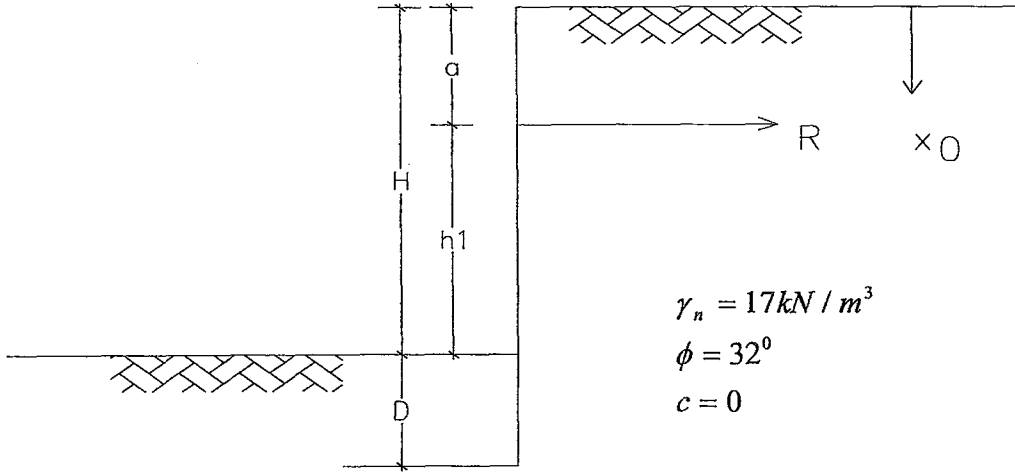


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



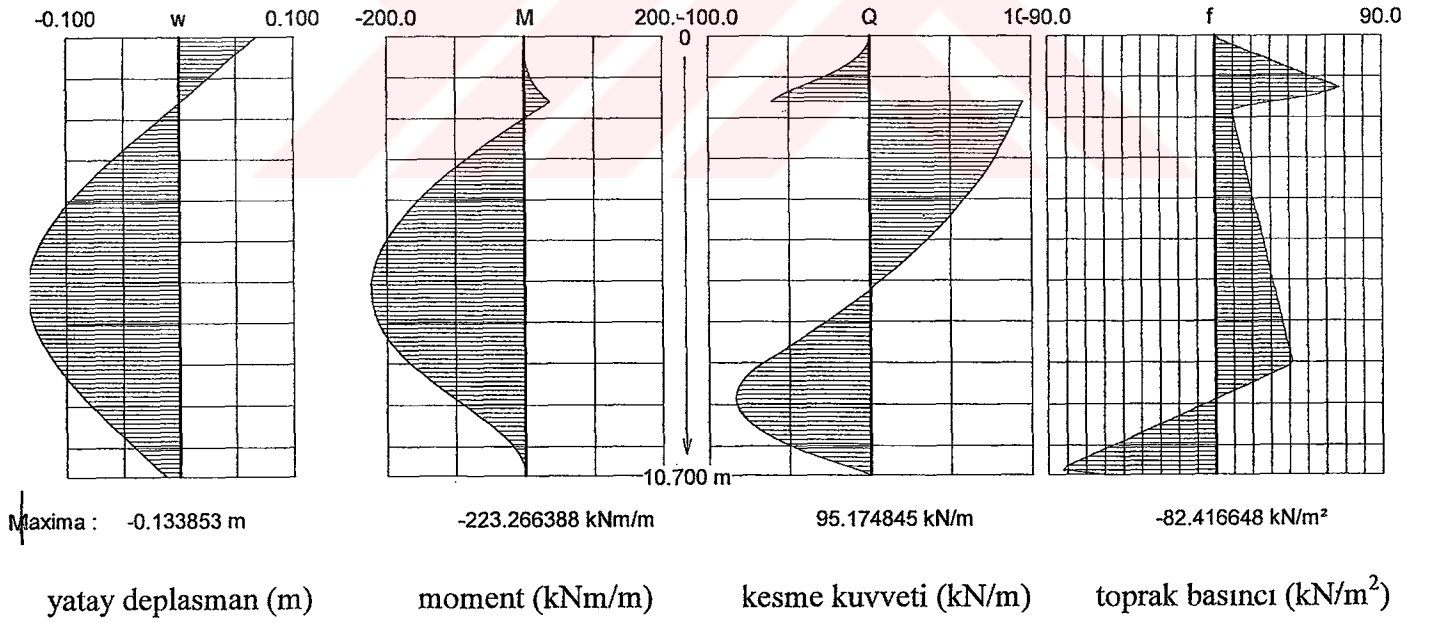
$$H = 8 \text{ m}$$

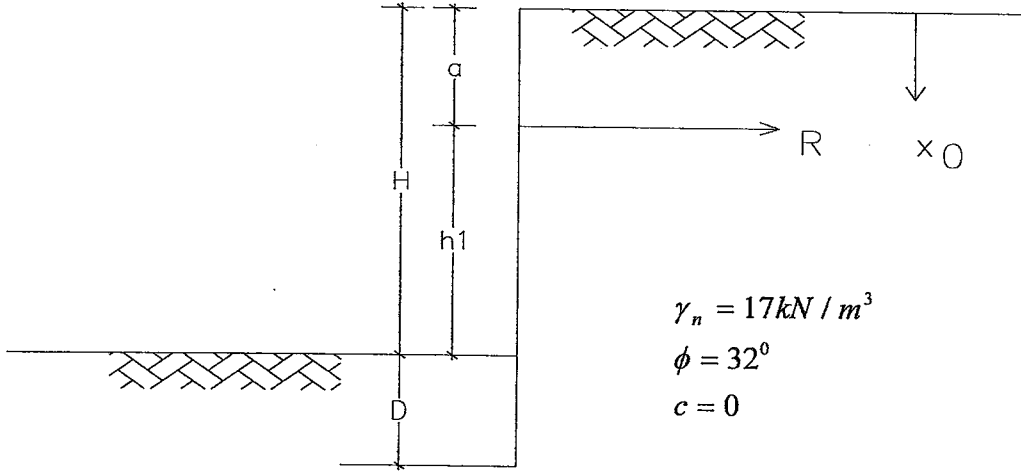
$$D = 2.70 \text{ m}$$

$$R = 97.15 \text{ kN}$$

$$X_o = 6.19 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





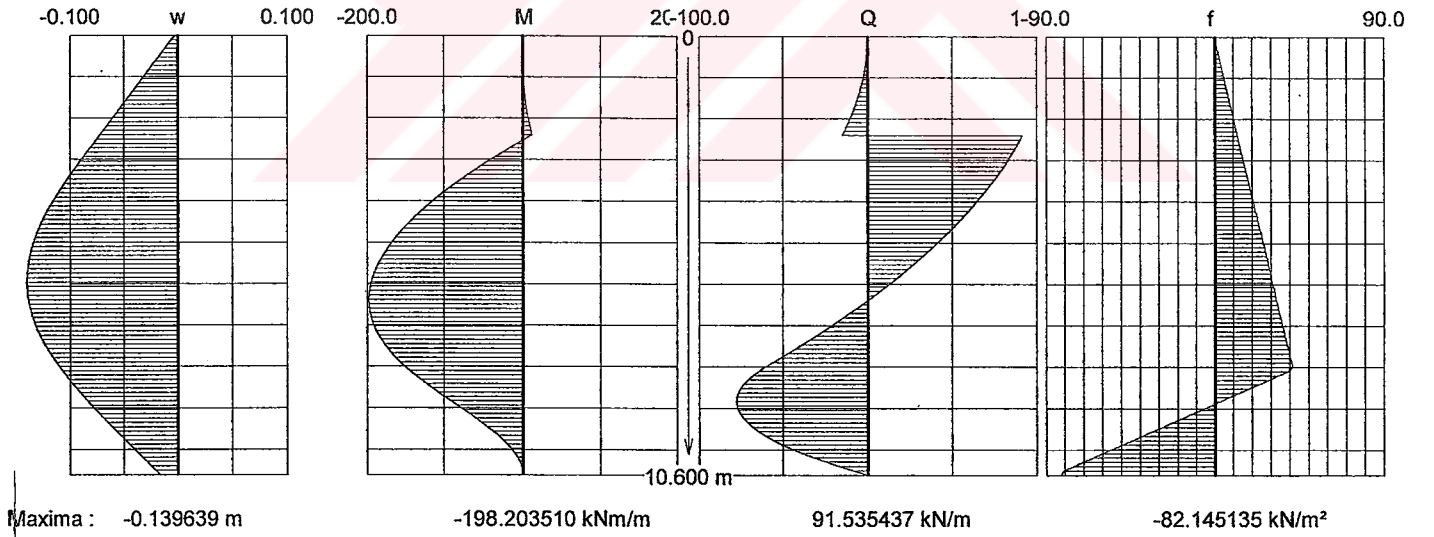
$$H = 8 \text{ m}$$

$$D = 2.60 \text{ m}$$

$$R = 106.57 \text{ kN}$$

$$X_o = 6.71 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

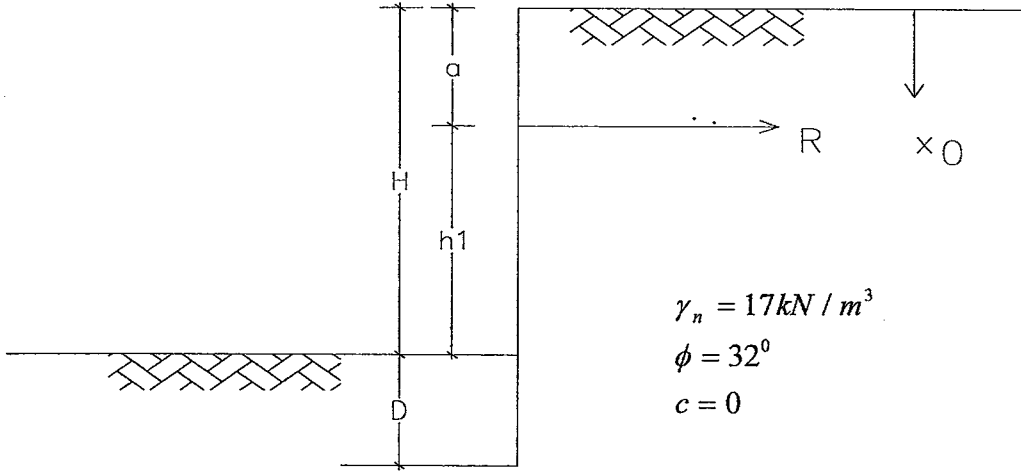


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



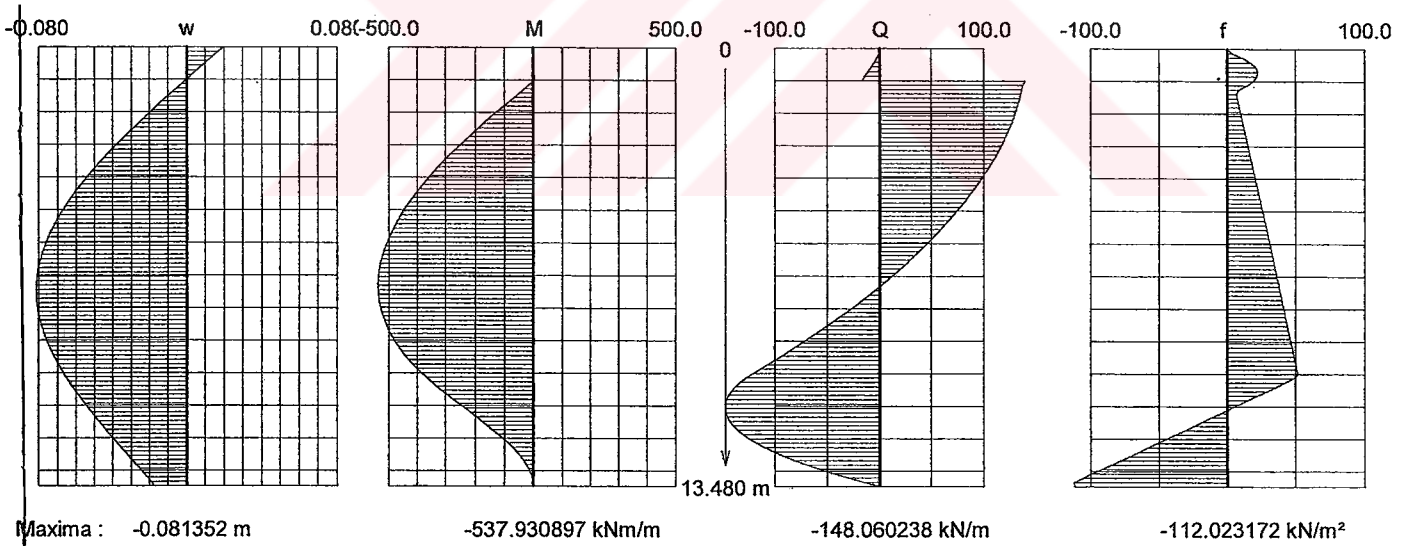
$$H = 10 \text{ m}$$

$$D = 3.48 \text{ m}$$

$$R = 139.58 \text{ kN}$$

$$X_0 = 7.31 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

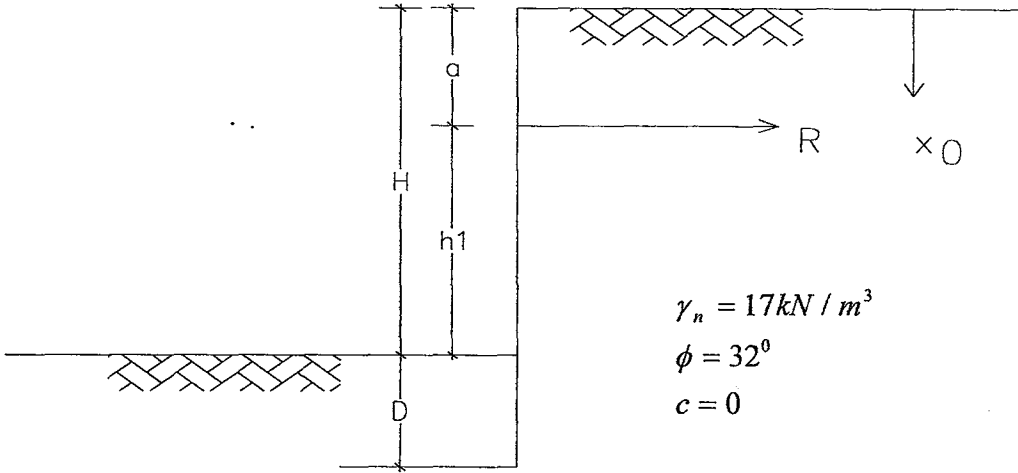


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



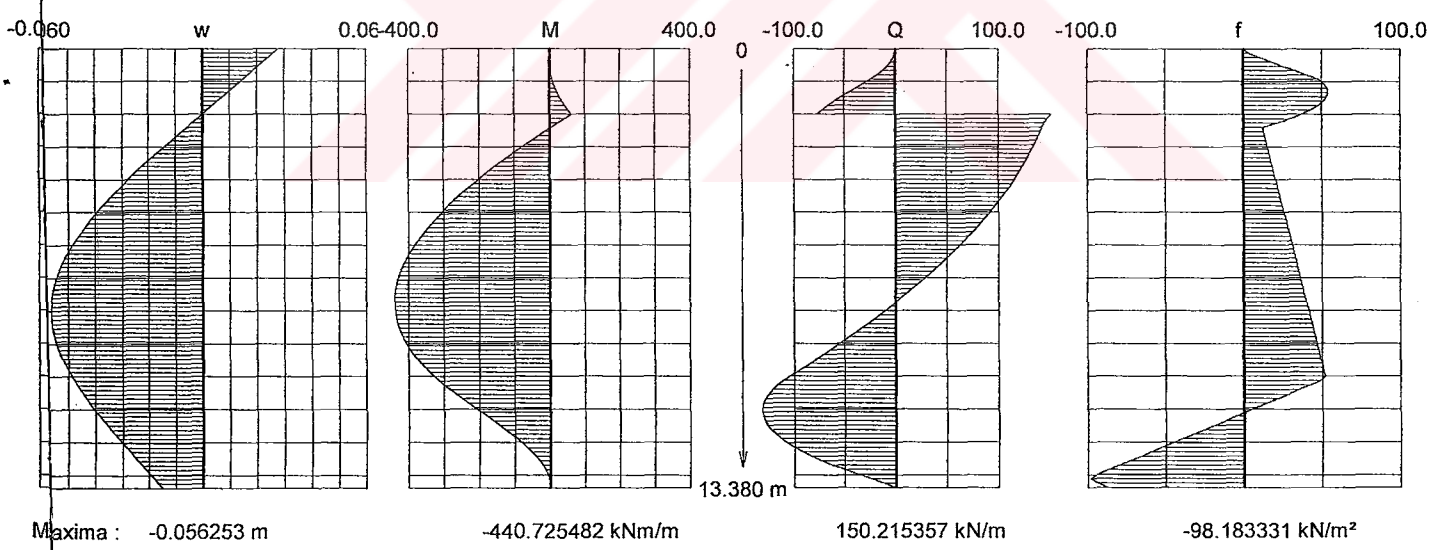
$$H = 10 \text{ m}$$

$$D = 3.38 \text{ m}$$

$$R = 151.80 \text{ kN}$$

$$X_o = 7.73 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$

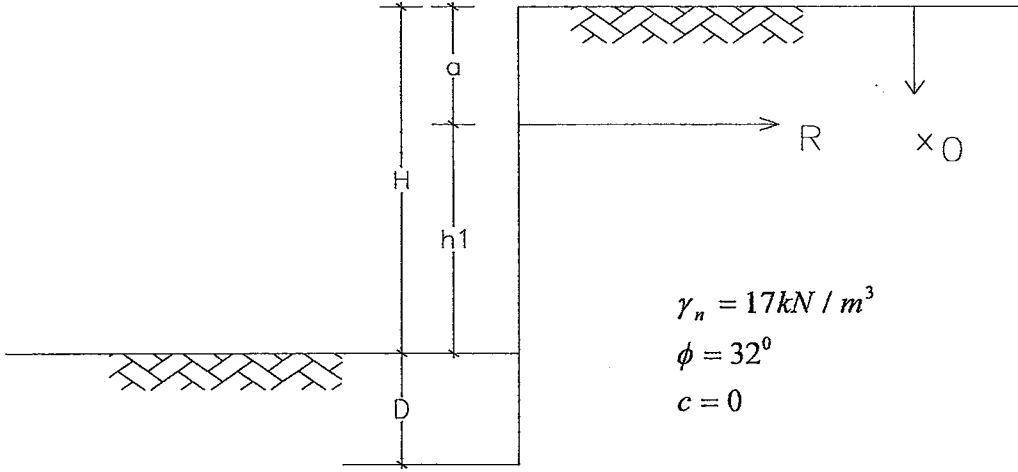


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



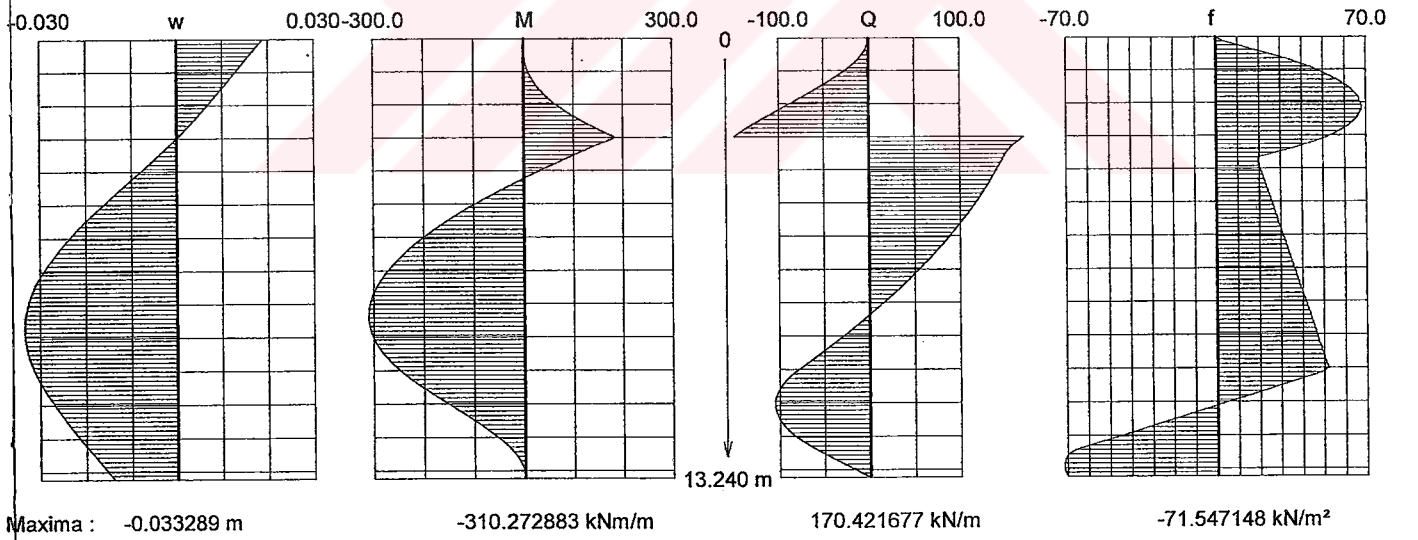
$$H = 10 \text{ m}$$

$$D = 3.24 \text{ m}$$

$$R = 166.52 \text{ kN}$$

$$X_o = 8.42 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

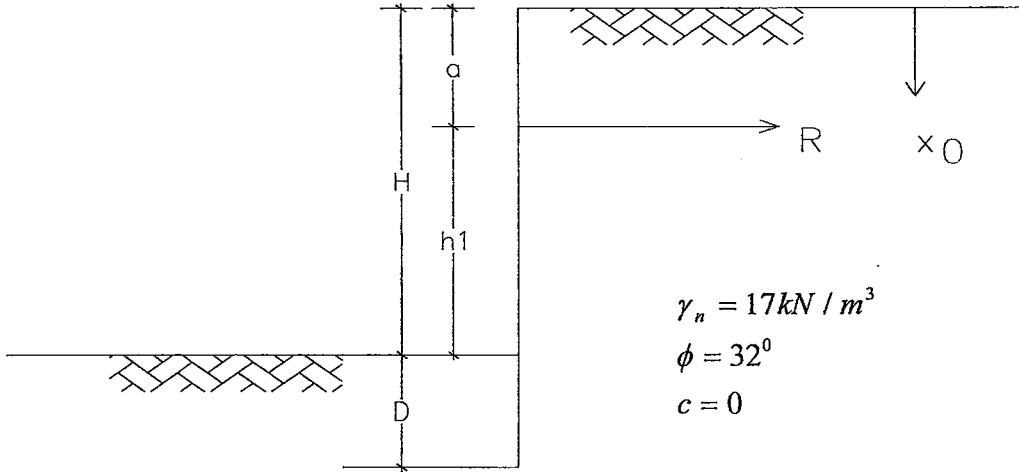


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



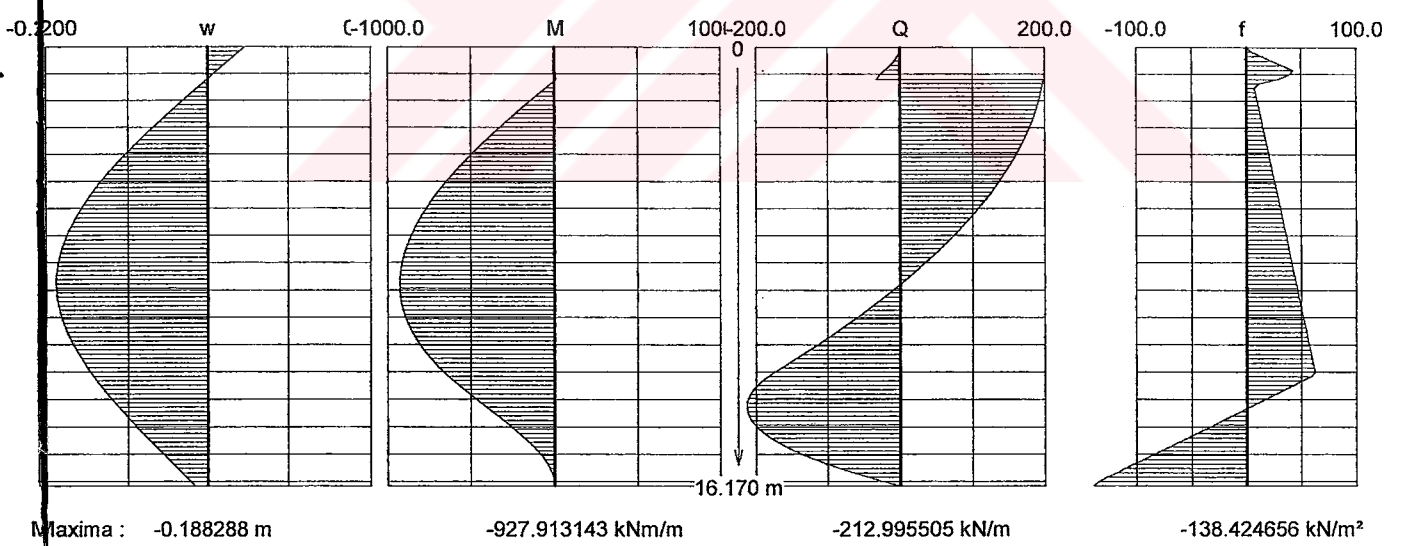
$$H = 12 \text{ m}$$

$$D = 4.17 \text{ m}$$

$$R = 201.00 \text{ kN}$$

$$X_0 = 8.78 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

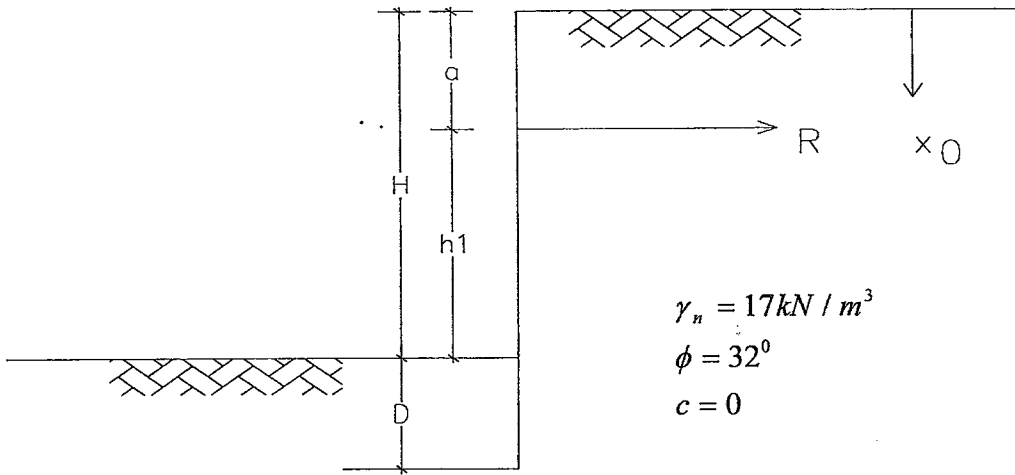


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



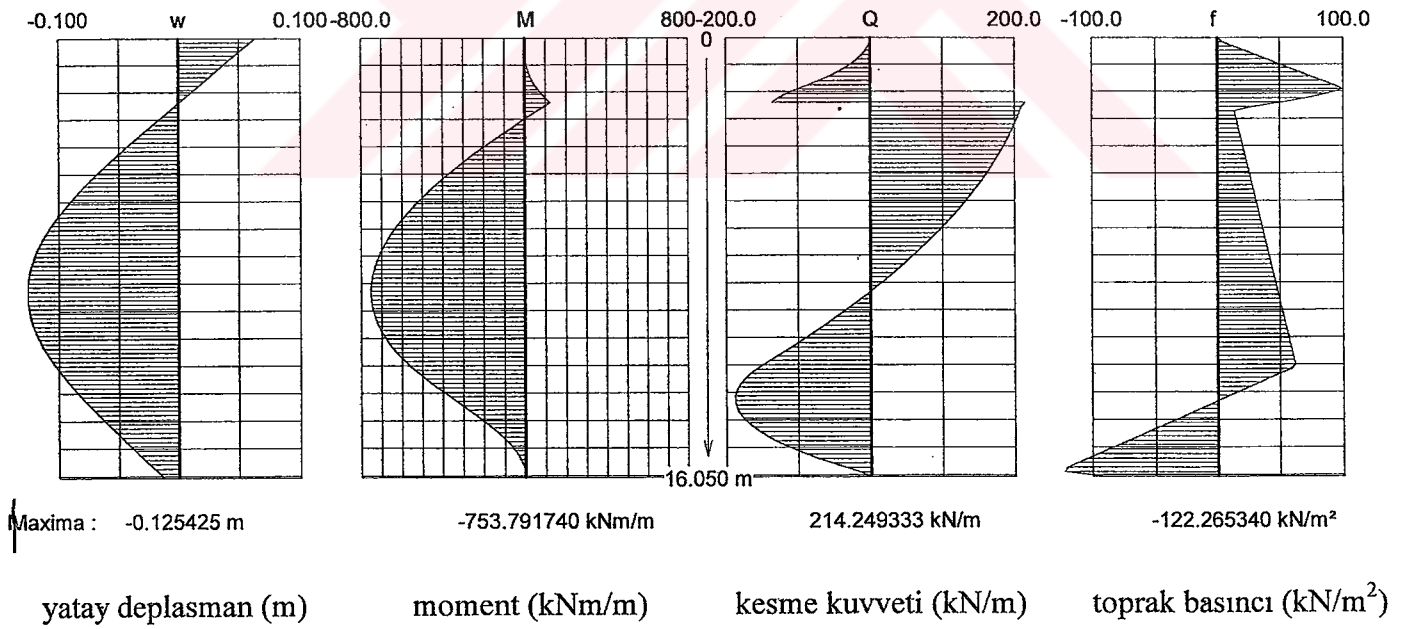
$$H = 12 \text{ m}$$

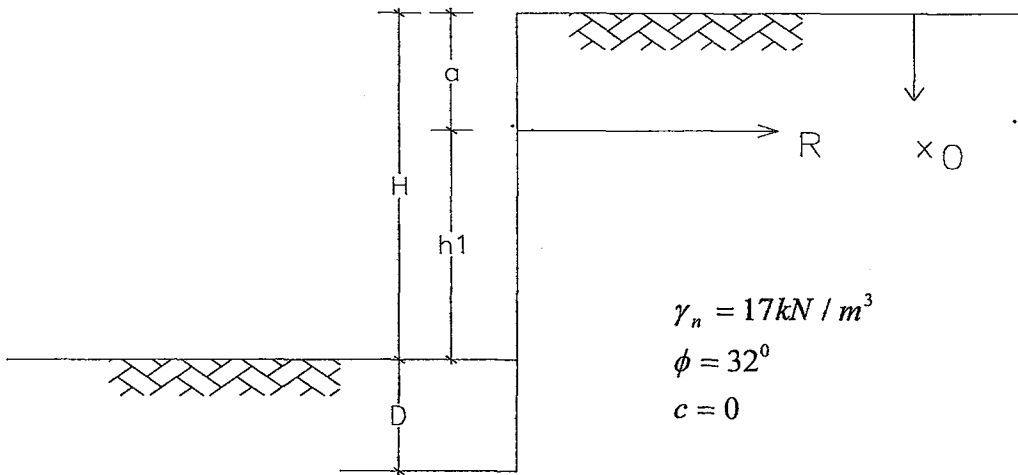
$$D = 4.05 \text{ m}$$

$$R = 218.60 \text{ kN}$$

$$X_o = 9.28 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





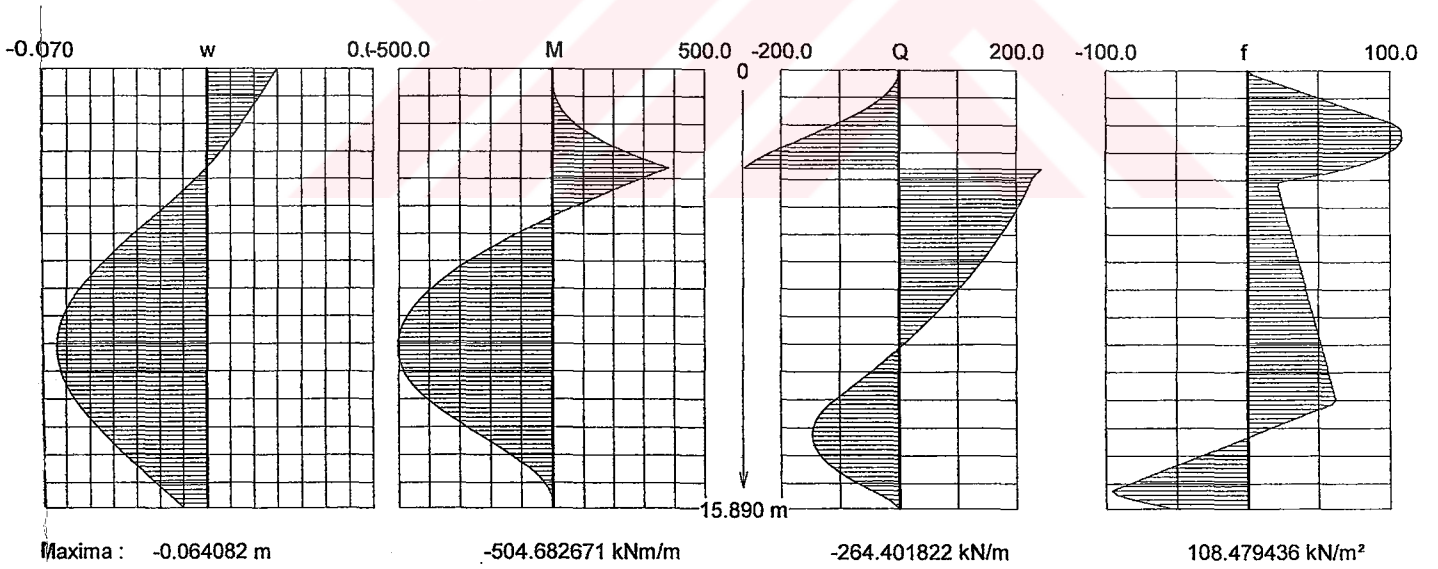
$$H = 12 \text{ m}$$

$$D = 3.89 \text{ m}$$

$$R = 239.80 \text{ kN}$$

$$X_0 = 10.10 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

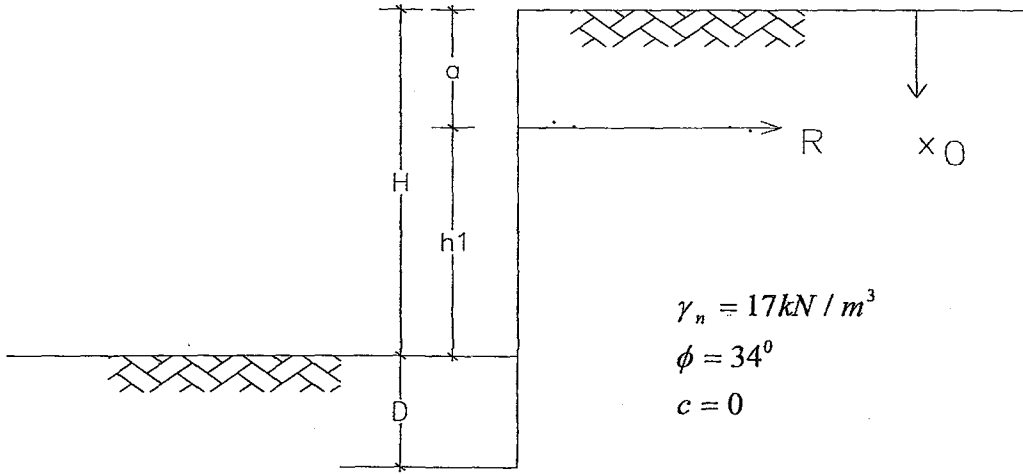


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



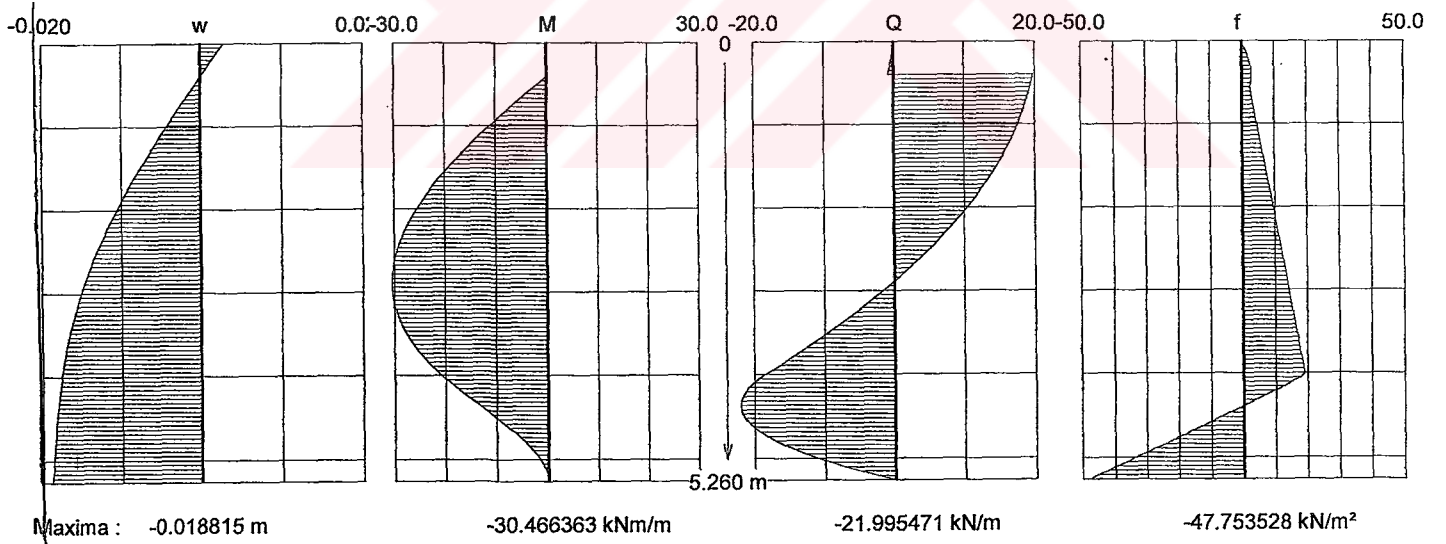
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 1.26 \text{ m}$$

$$R = 19.89 \text{ kN}$$

$$X_o = 2.89 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

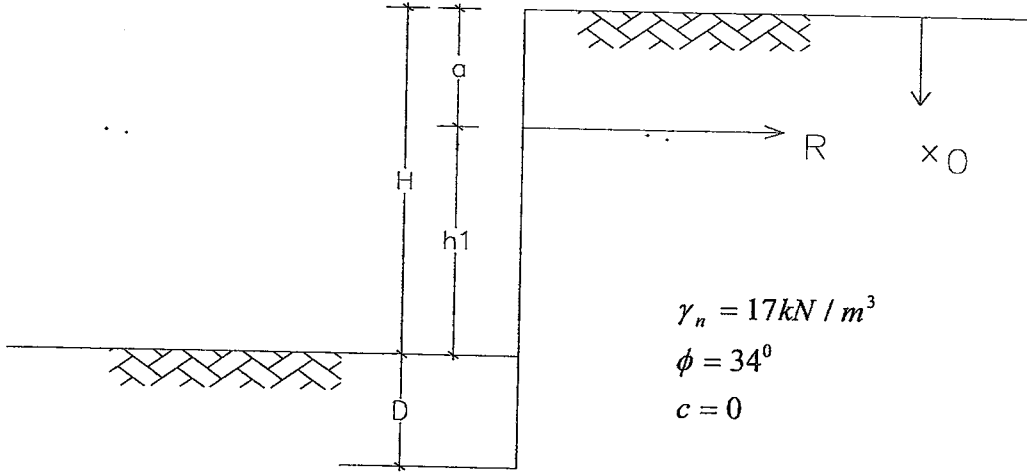


yatay deplasman (m) .

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



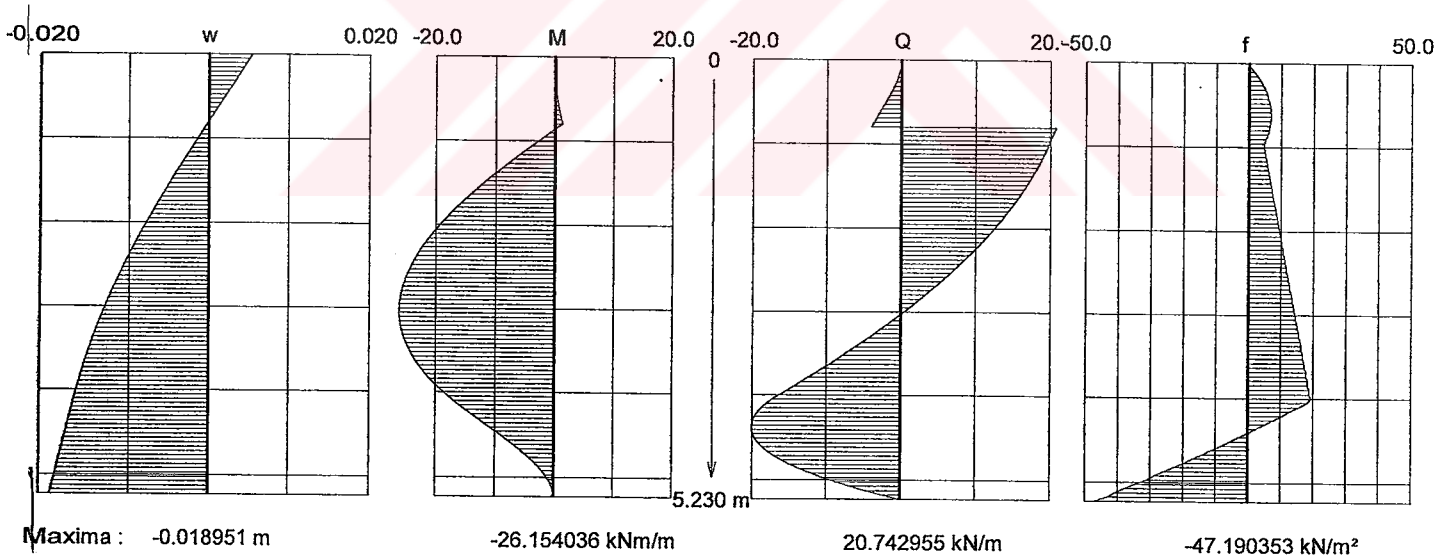
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 1.23 \text{ m}$$

$$R = 121.69 \text{ kN}$$

$$X_o = 3.07 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$

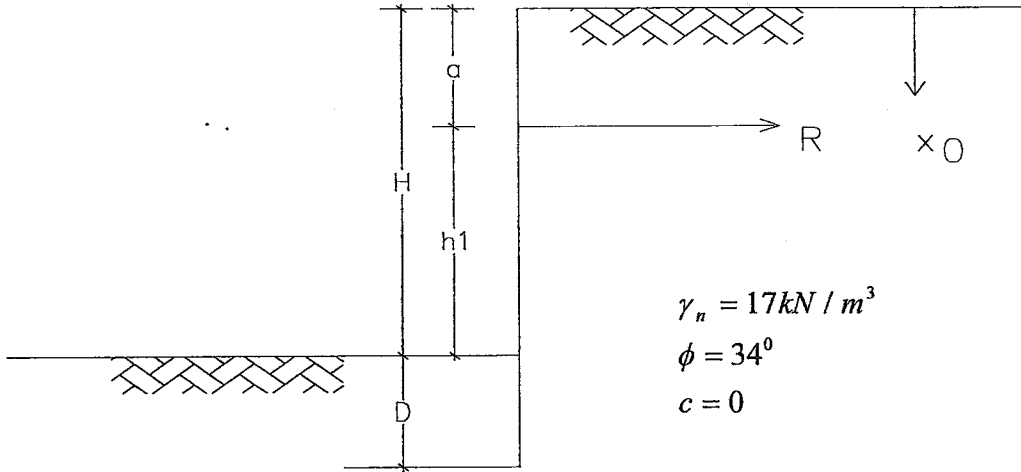


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



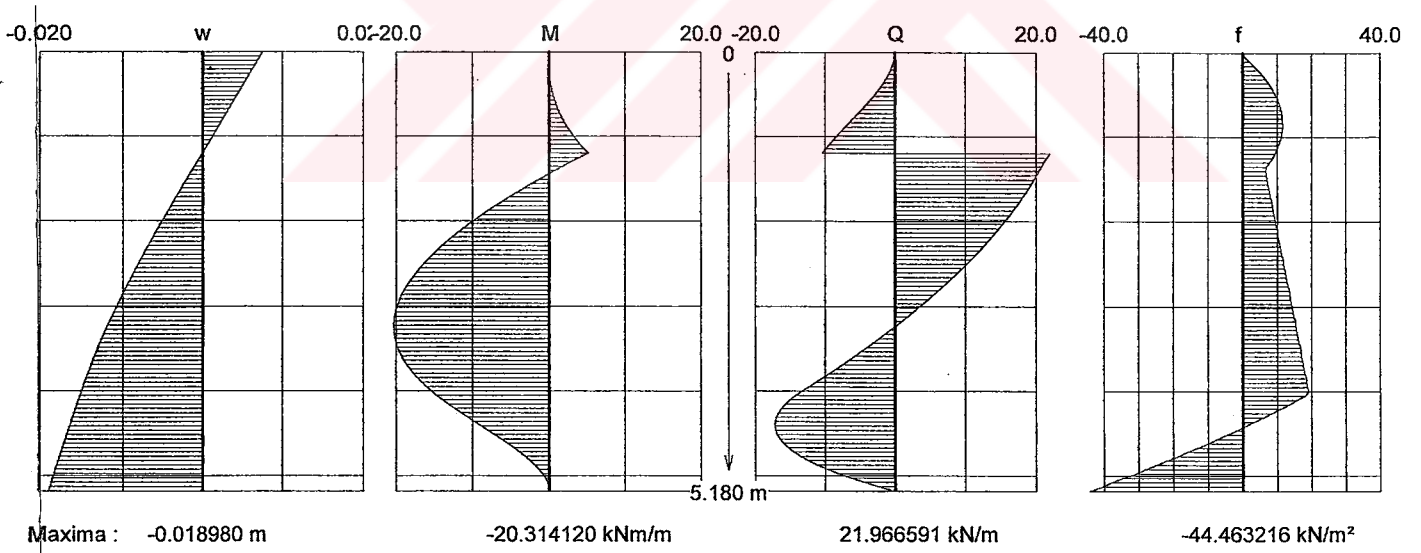
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 1.18 \text{ m}$$

$$R = 23.87 \text{ kN}$$

$$X_0 = 3.22 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

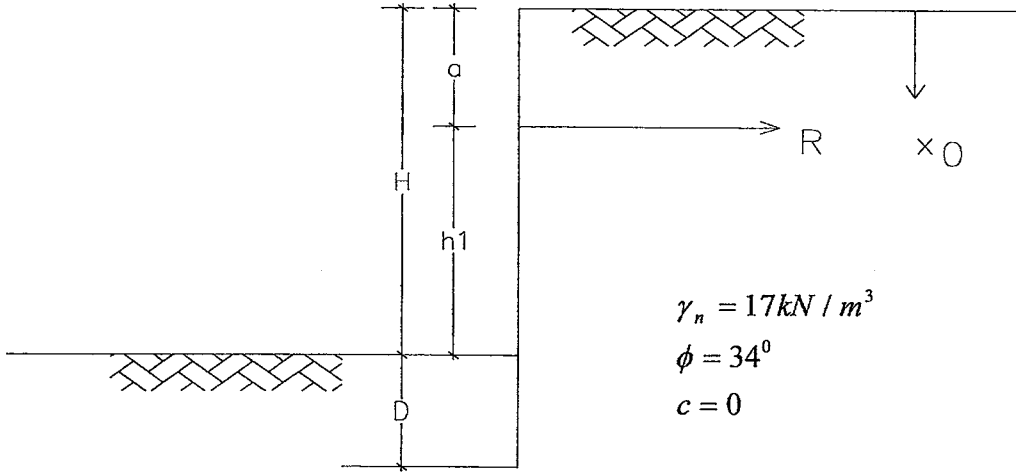


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



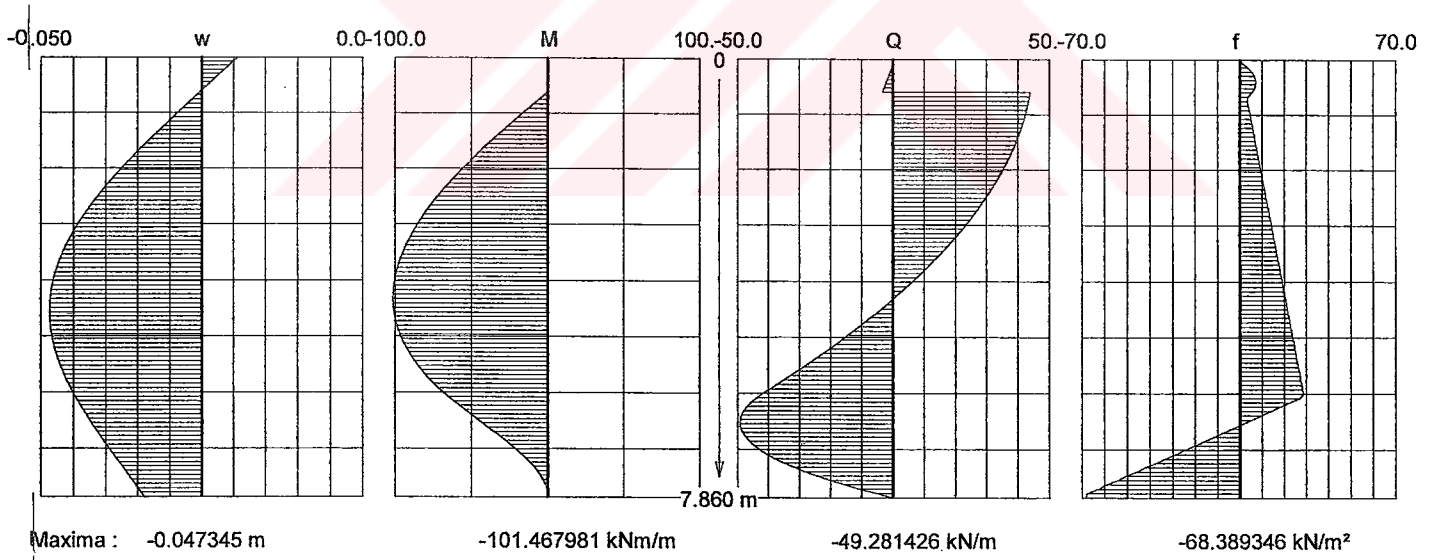
$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 1.86 \text{ m}$$

$$R = 44.75 \text{ kN}$$

$$X_o = 4.33 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

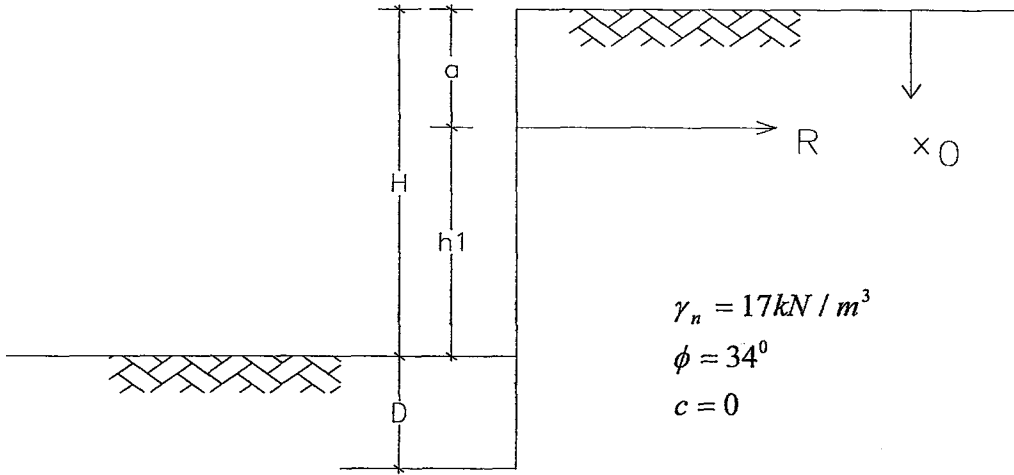


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



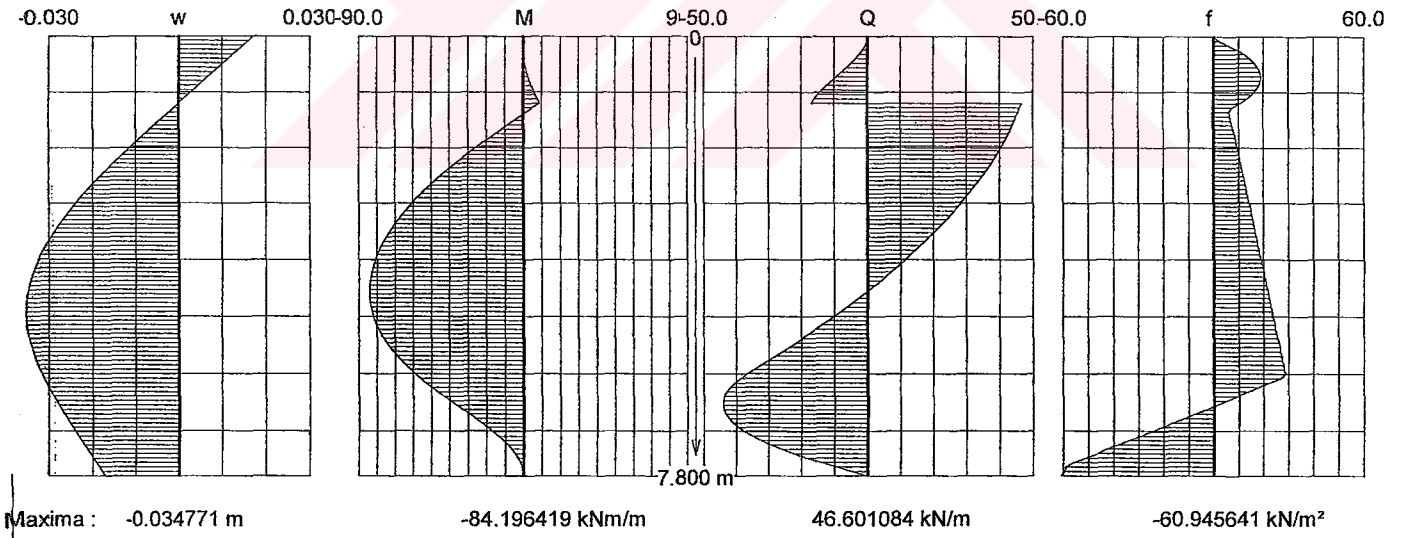
$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 1.80 \text{ m}$$

$$R = 48.80 \text{ kN}$$

$$X_0 = 4.53 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$

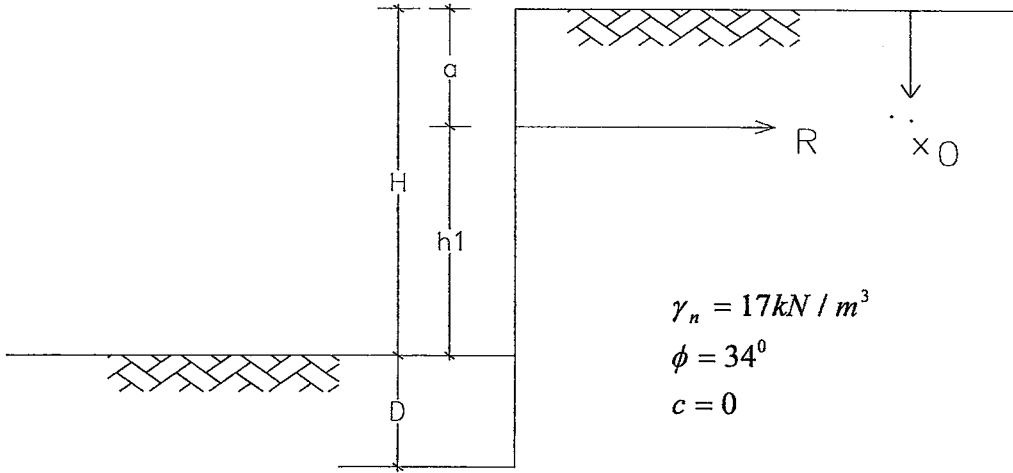


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



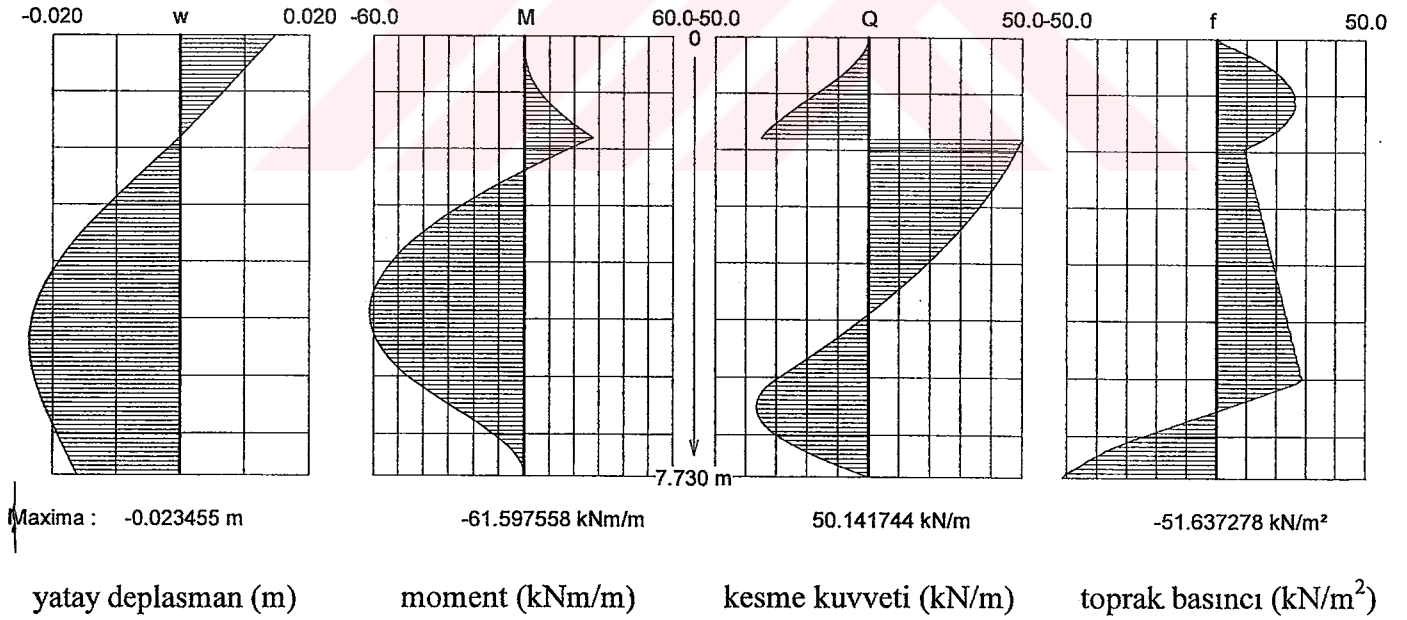
$$H = 6 \text{ m}$$

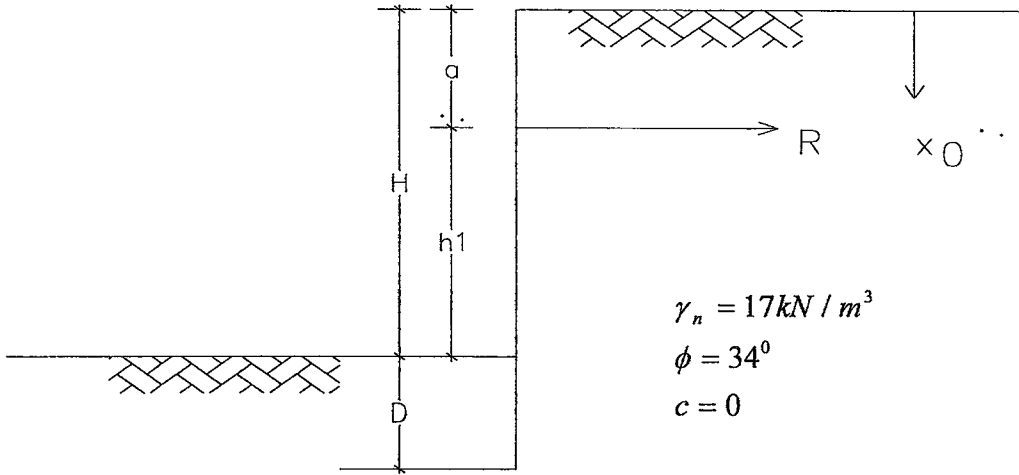
$$D = 1.73 \text{ m}$$

$$R = 53.70 \text{ kN}$$

$$X_0 = 4.93 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$





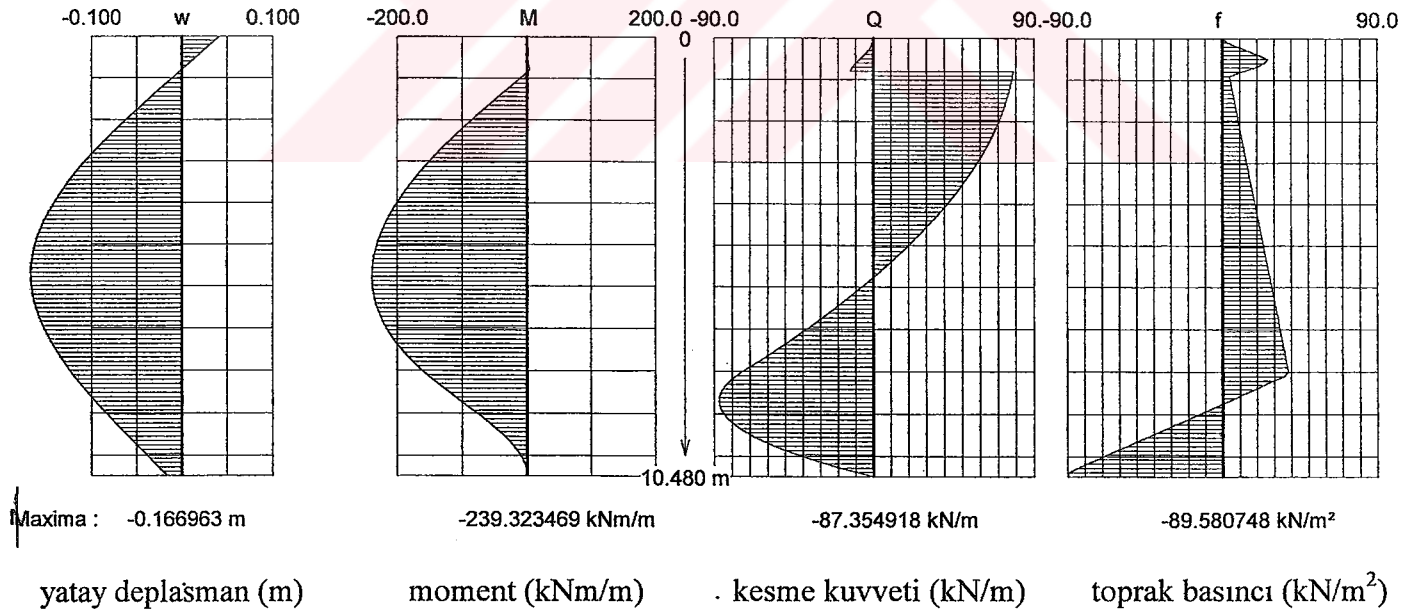
$$H = 8 \text{ m}$$

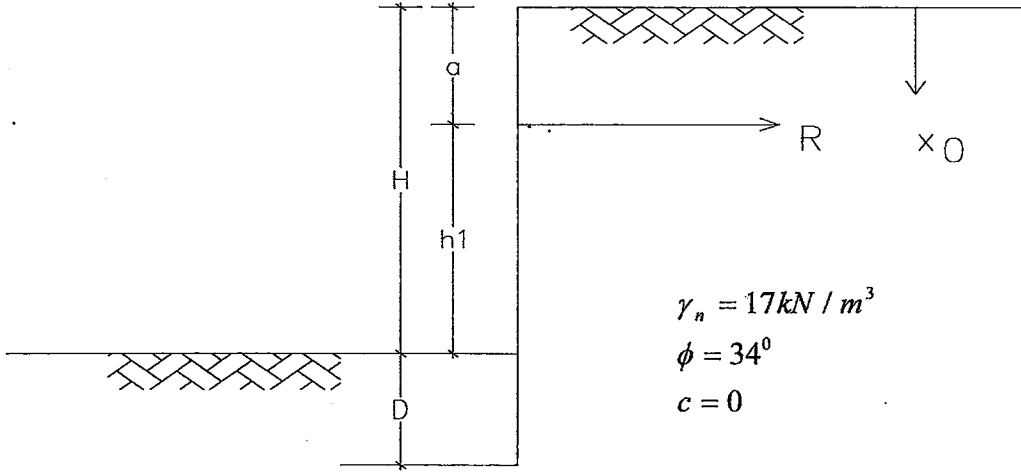
$$D = 2.48 \text{ m}$$

$$R = 79.55 \text{ kN}$$

$$X_0 = 5.78 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$





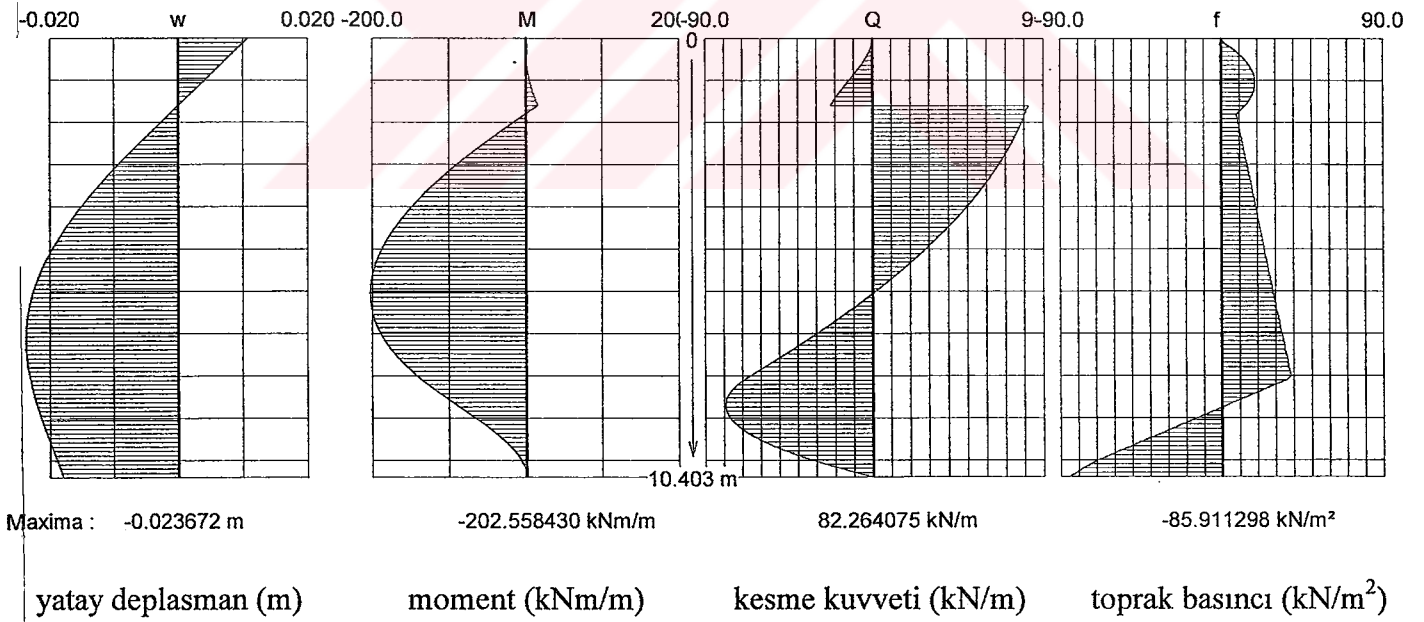
$$H = 8 \text{ m}$$

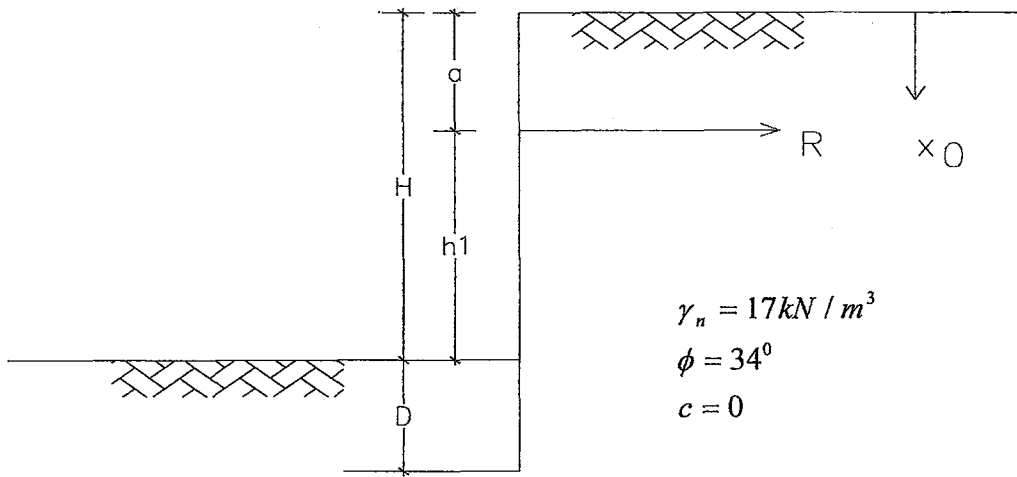
$$D = 2.40 \text{ m}$$

$$R = 86.75 \text{ kN}$$

$$X_0 = 6.04 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





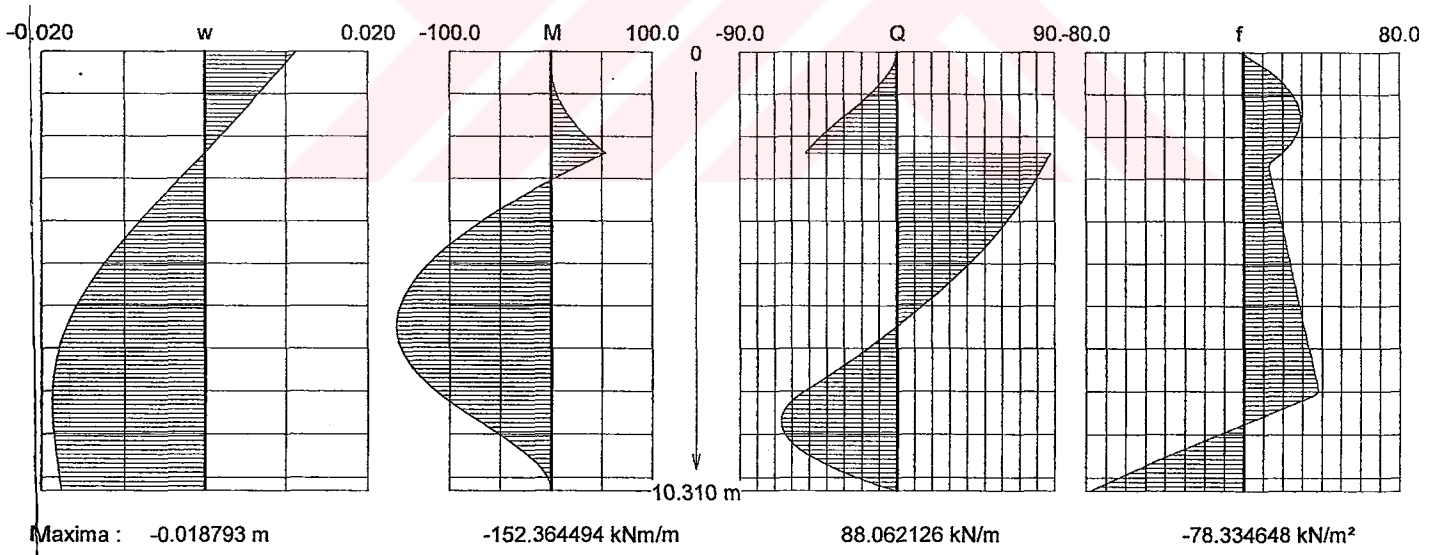
$$H = 8 \text{ m}$$

$$D = 2.31 \text{ m}$$

$$R = 95.47 \text{ kN}$$

$$X_o = 6.47 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

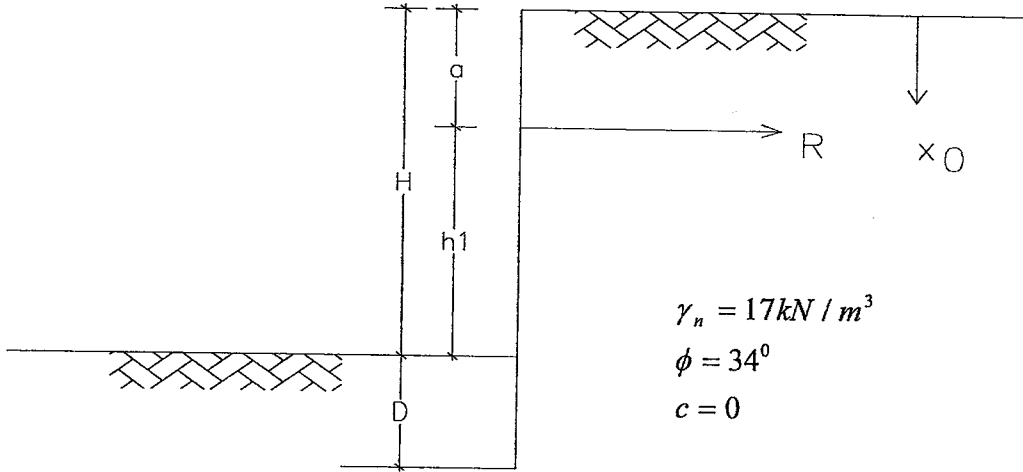


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



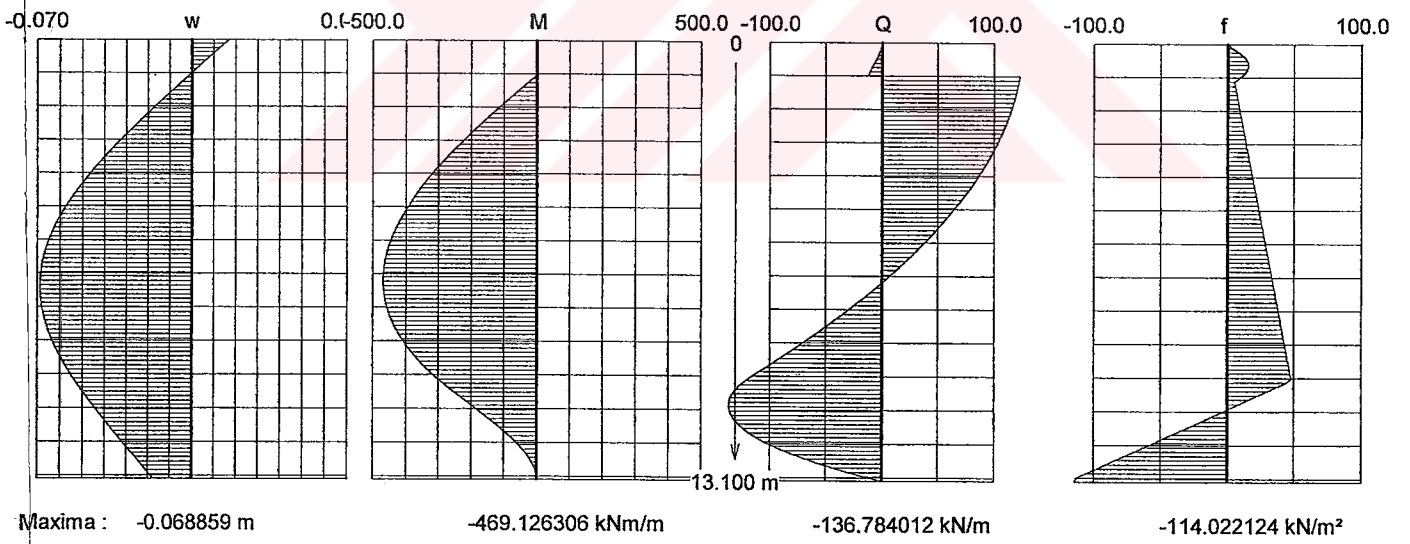
$$H = 10 \text{ m}$$

$$D = 3.10 \text{ m}$$

$$R = 124.30 \text{ kN}$$

$$X_o = 7.22 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

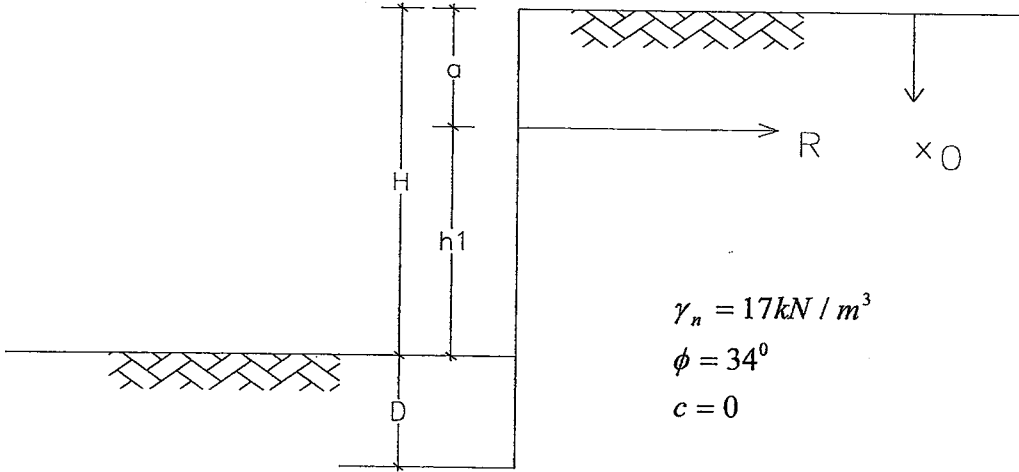


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



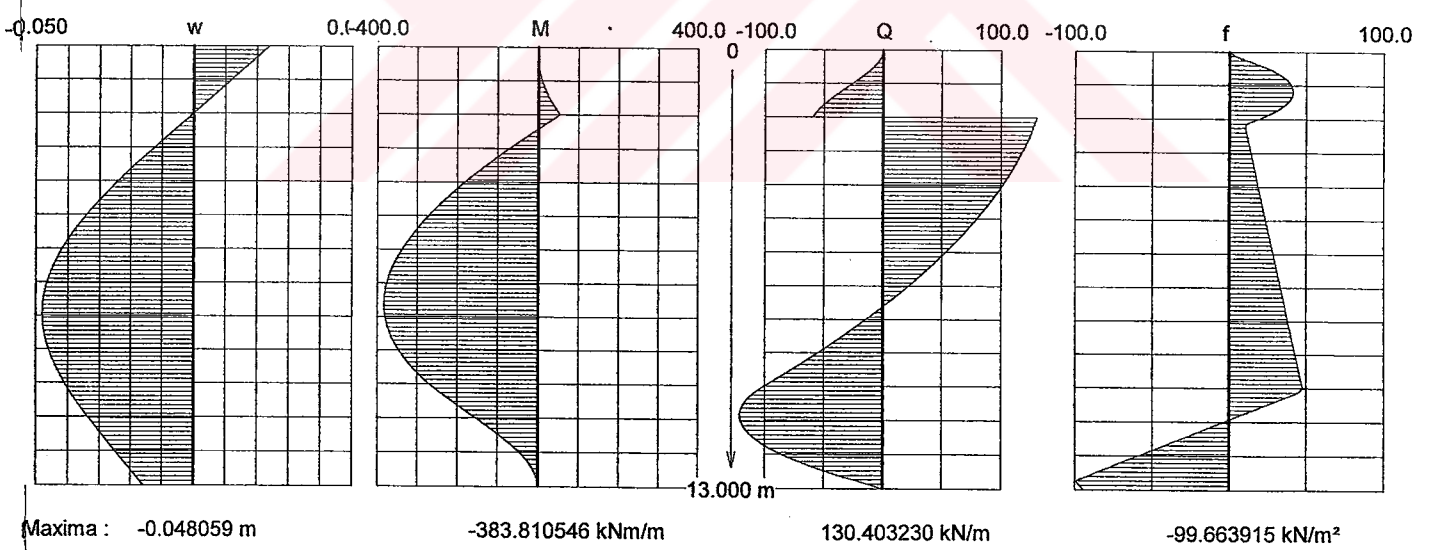
$$H = 10 \text{ m}$$

$$D = 3.00 \text{ m}$$

$$R = 135.50 \text{ kN}$$

$$X_o = 7.68 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$

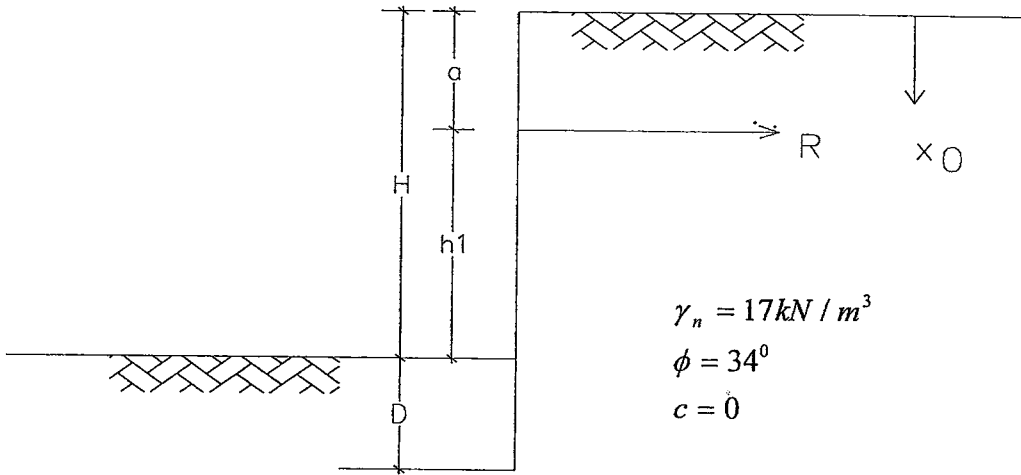


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



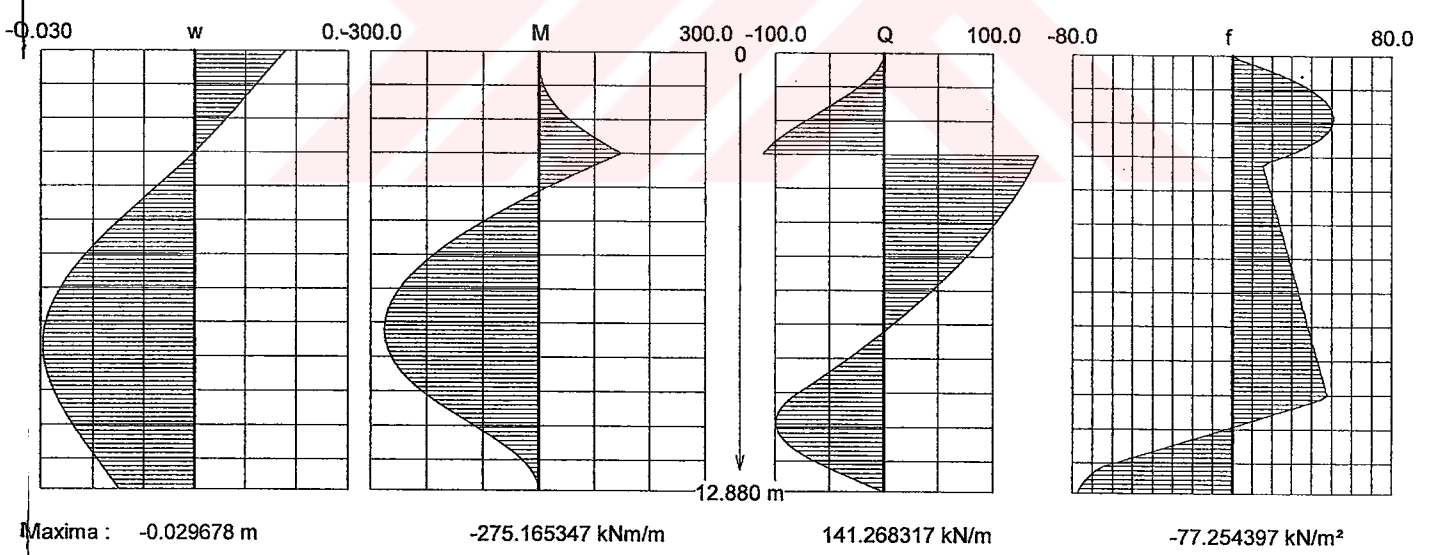
$$H = 10 \text{ m}$$

$$D = 2.88 \text{ m}$$

$$R = 149.18 \text{ kN}$$

$$X_o = 8.22 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$

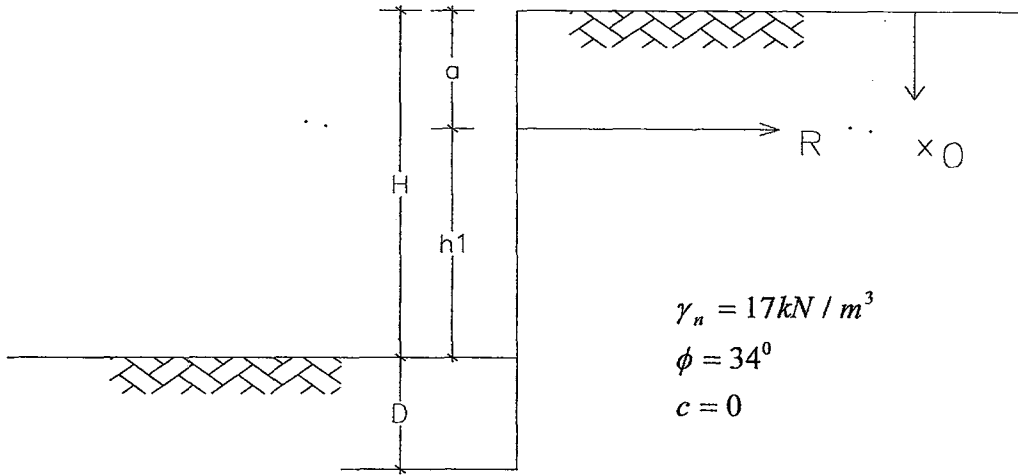


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



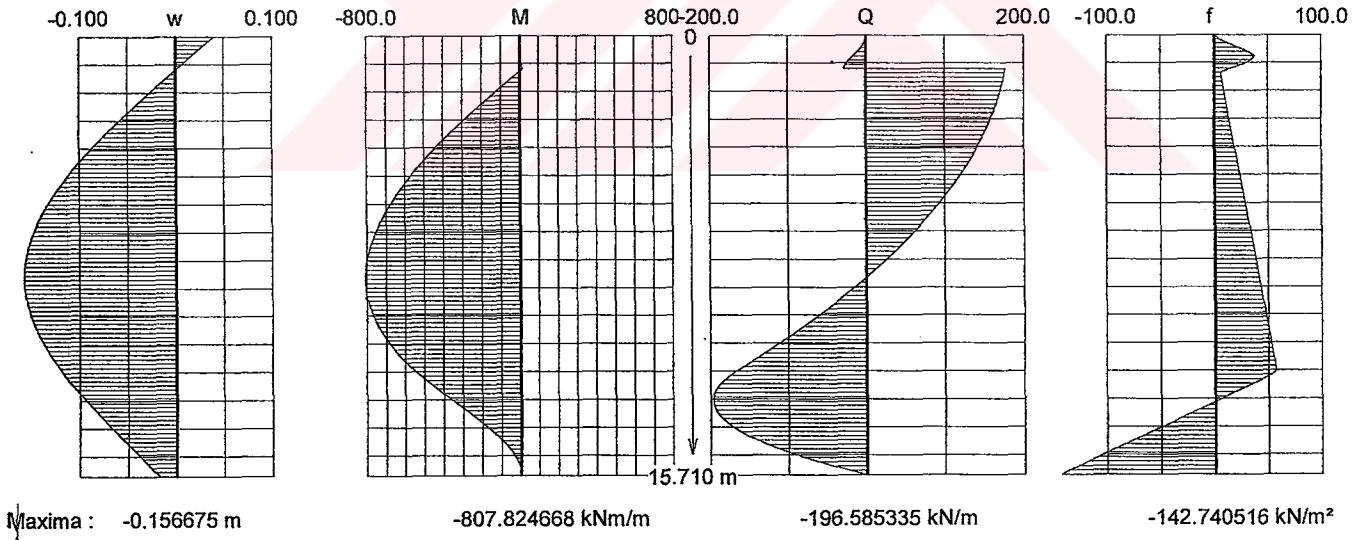
$$H = 12 \text{ m}$$

$$D = 3.71 \text{ m}$$

$$R = 179.00 \text{ kN}$$

$$X_o = 8.67 \text{ m}$$

$$a/H = 0.1$$

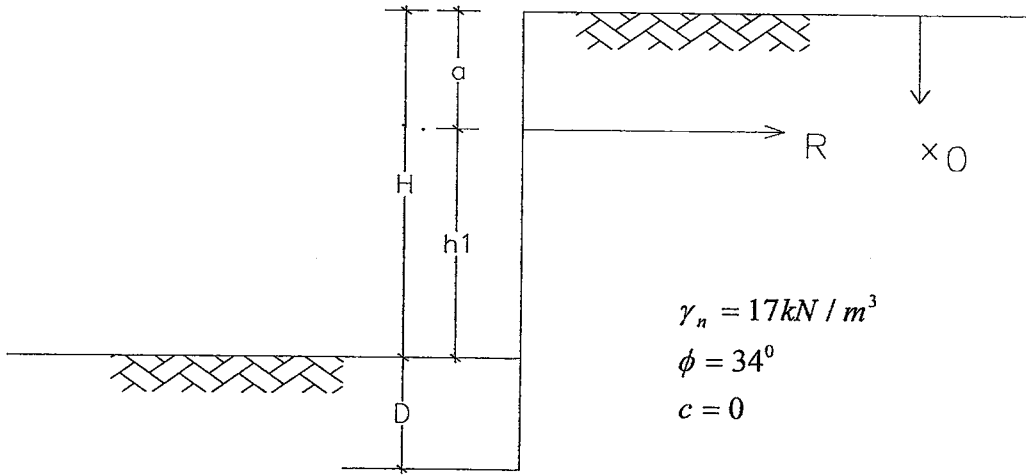


yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



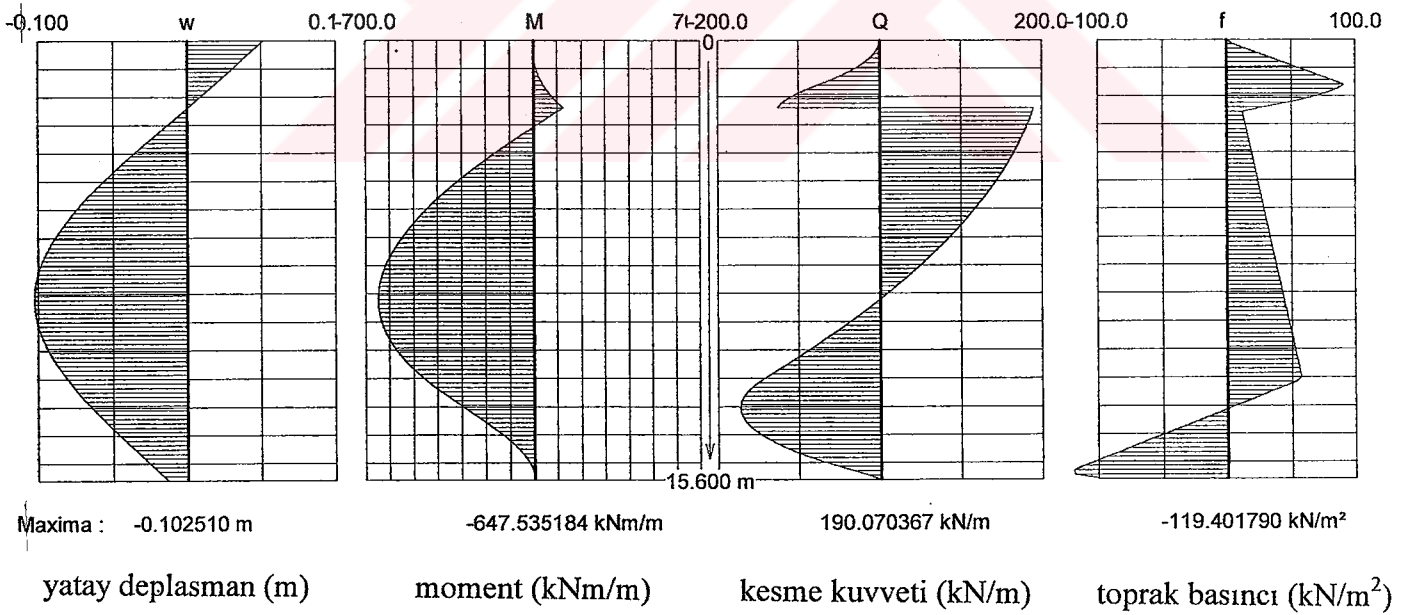
$$H = 12 \text{ m}$$

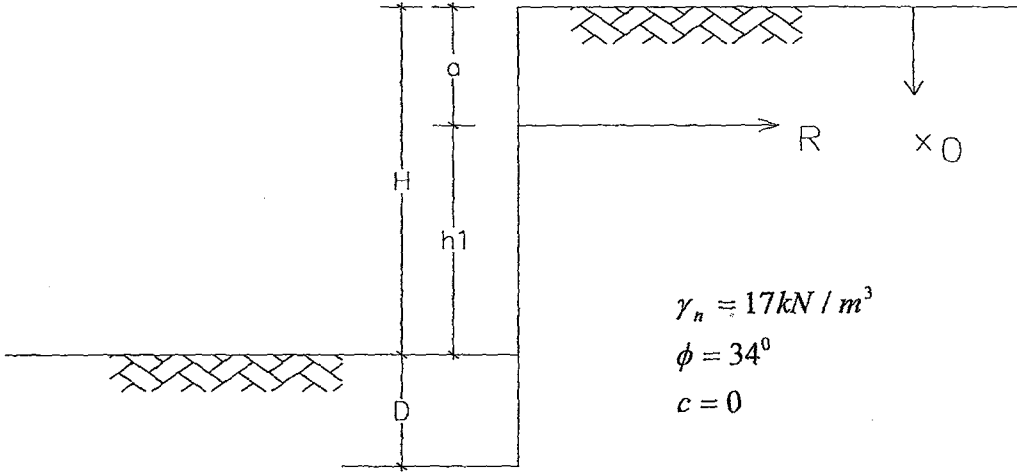
$$D = 3.60 \text{ m}$$

$$R = 195.20 \text{ kN}$$

$$X_o = 9.21 \text{ m}$$

$$a/H = 0.2$$





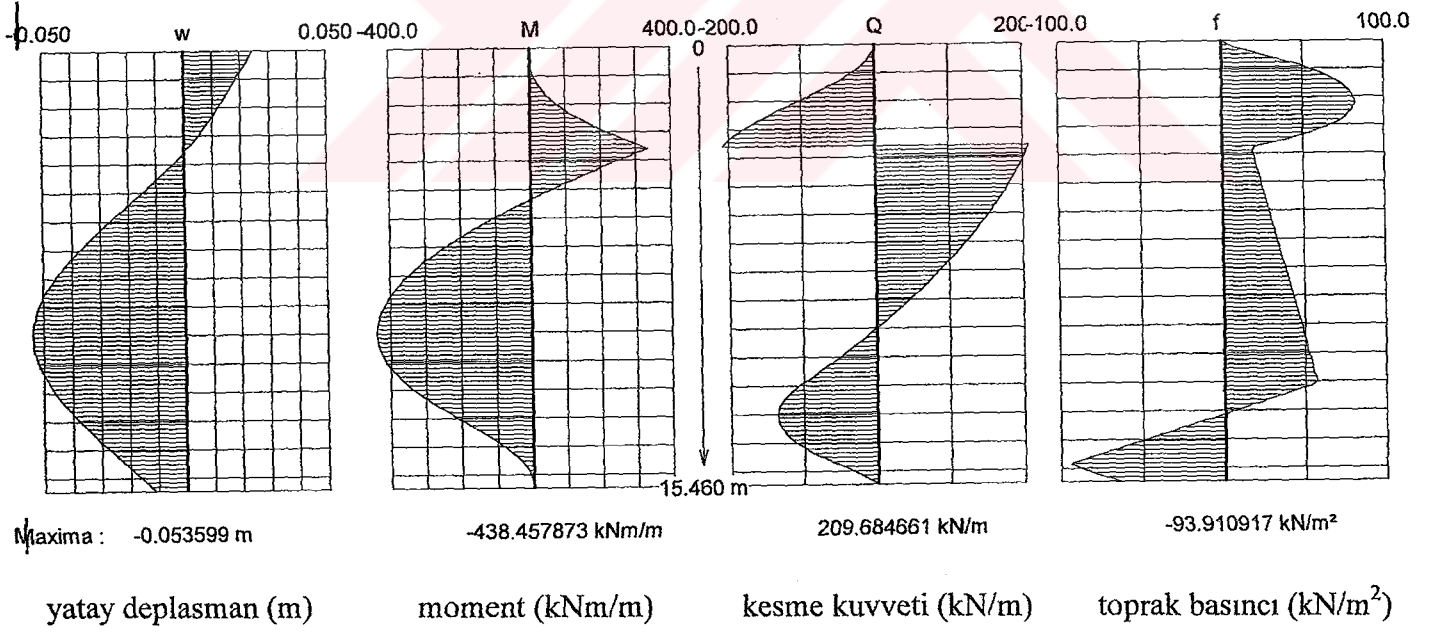
$$H = 12 \text{ m}$$

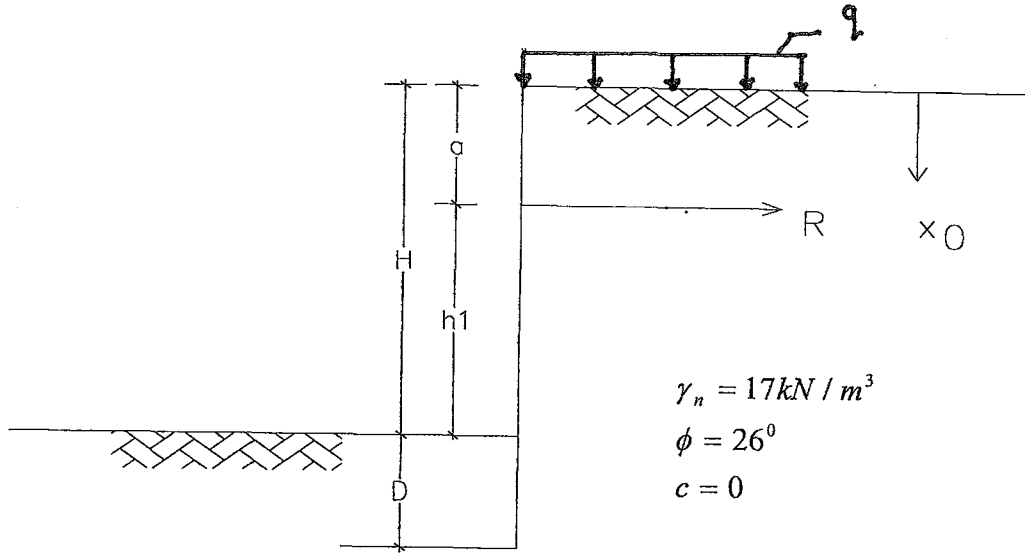
$$D = 3.46 \text{ m}$$

$$R = 214.82 \text{ kN}$$

$$X_o = 10.02 \text{ m}$$

$$a/H = 0.3$$





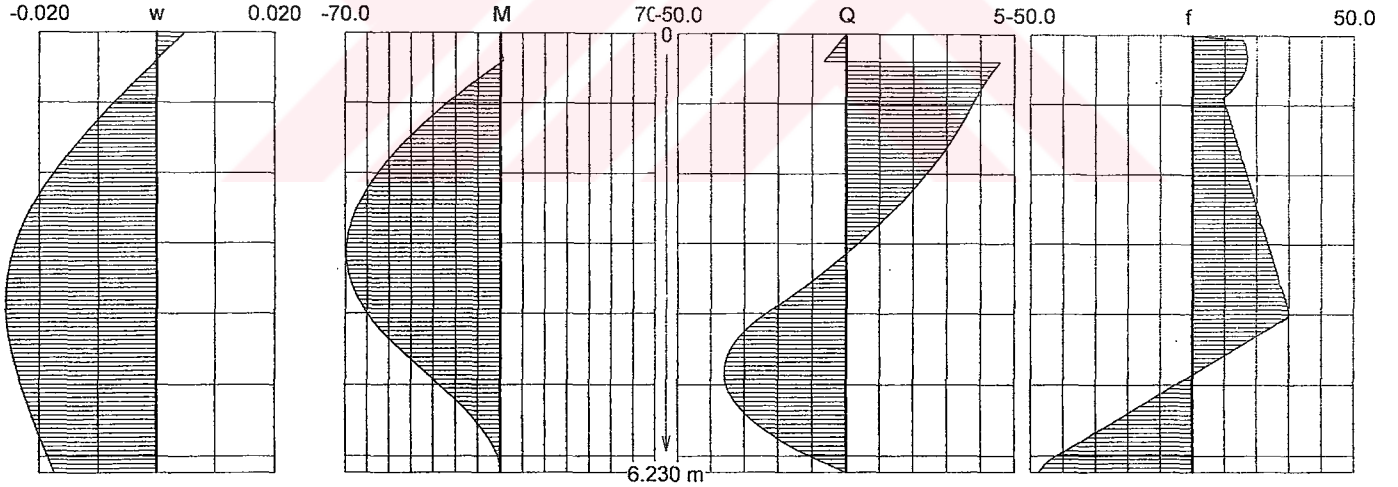
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 2.23 \text{ m}$$

$$R = 44.70 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.1$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$



Maxima : -0.025768 m

yatay deplasman (m)

-69.649394 kNm/m

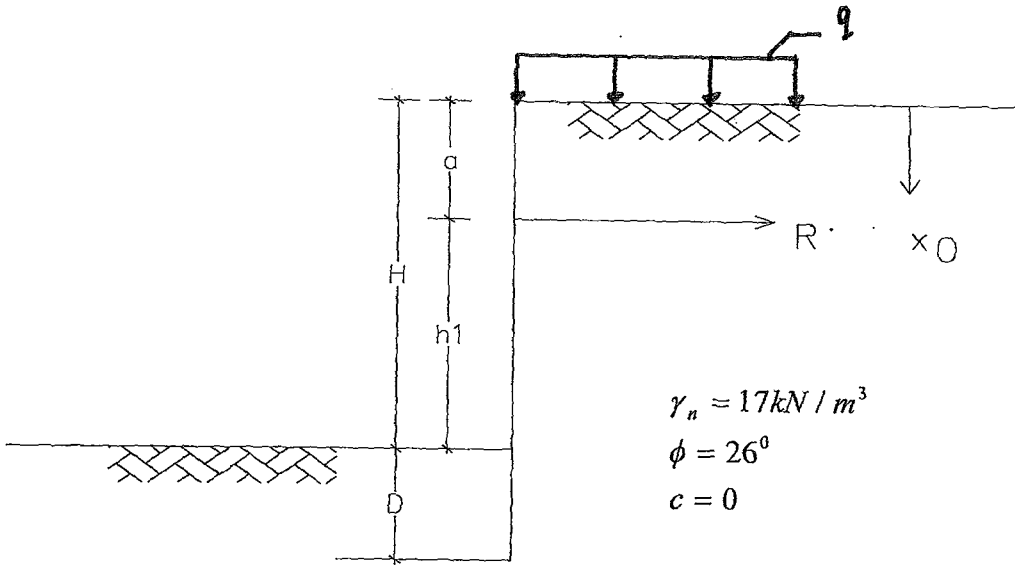
moment (kNm/m)

45.750116 kN/m

kesme kuvveti (kN/m)

-47.548774 kN/m²

toprak basıncı (kN/m²)



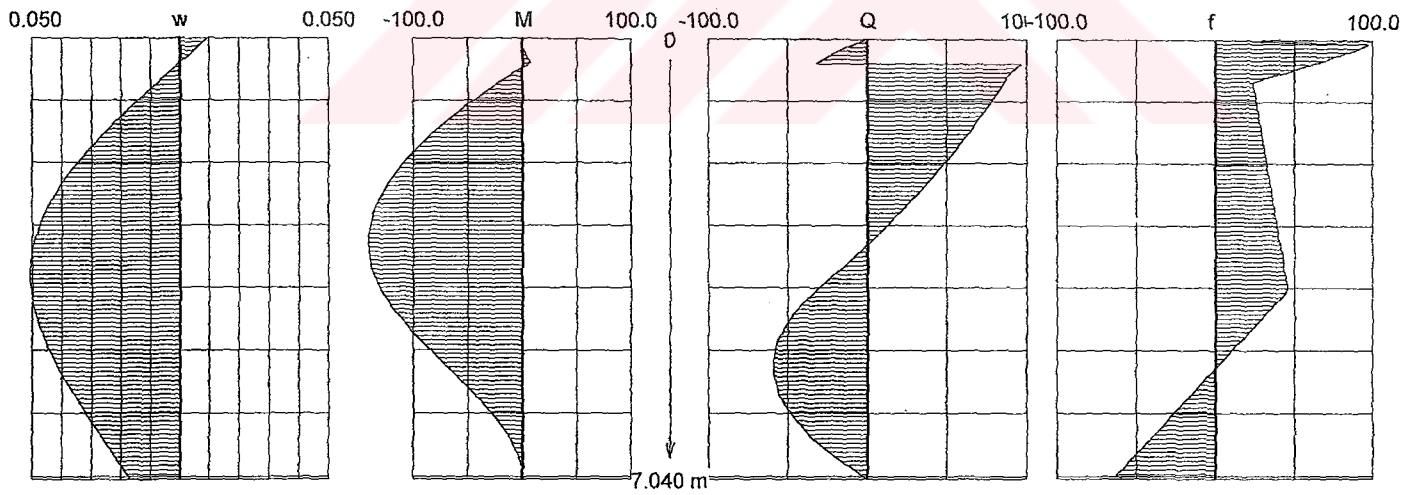
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 3.04 \text{ m}$$

$$R = 100.50 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.1$$

$$q = 50 \text{ kN/m}^2$$

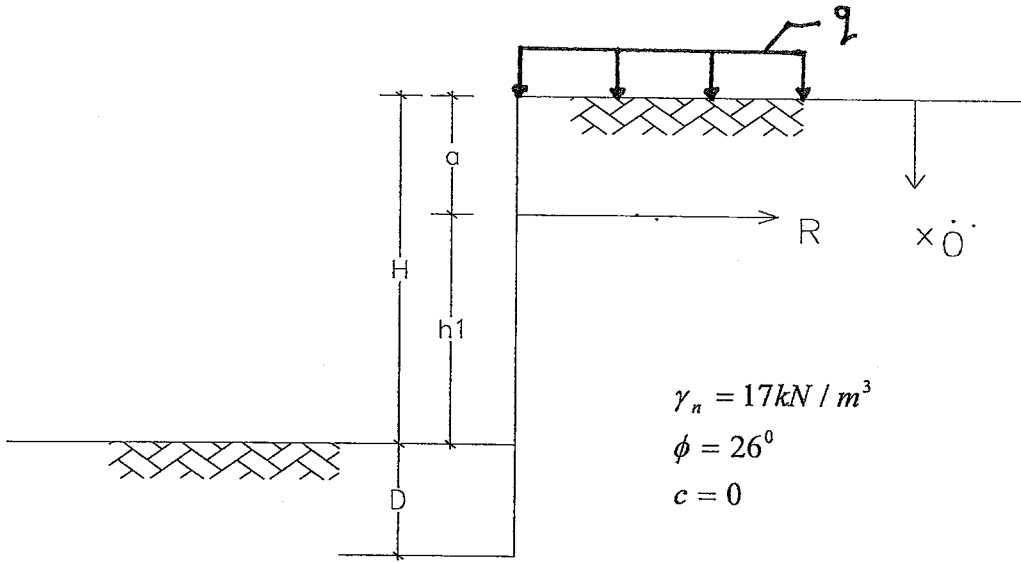


Maxima : -0.050688 m
yatay deplasman (m)

-141.687155 kNm/m
moment (kNm/m)

96.710823 kN/m
kesme kuvveti (kN/m)

97.848104 kN/m²
toprak basıncı (kN/m²)



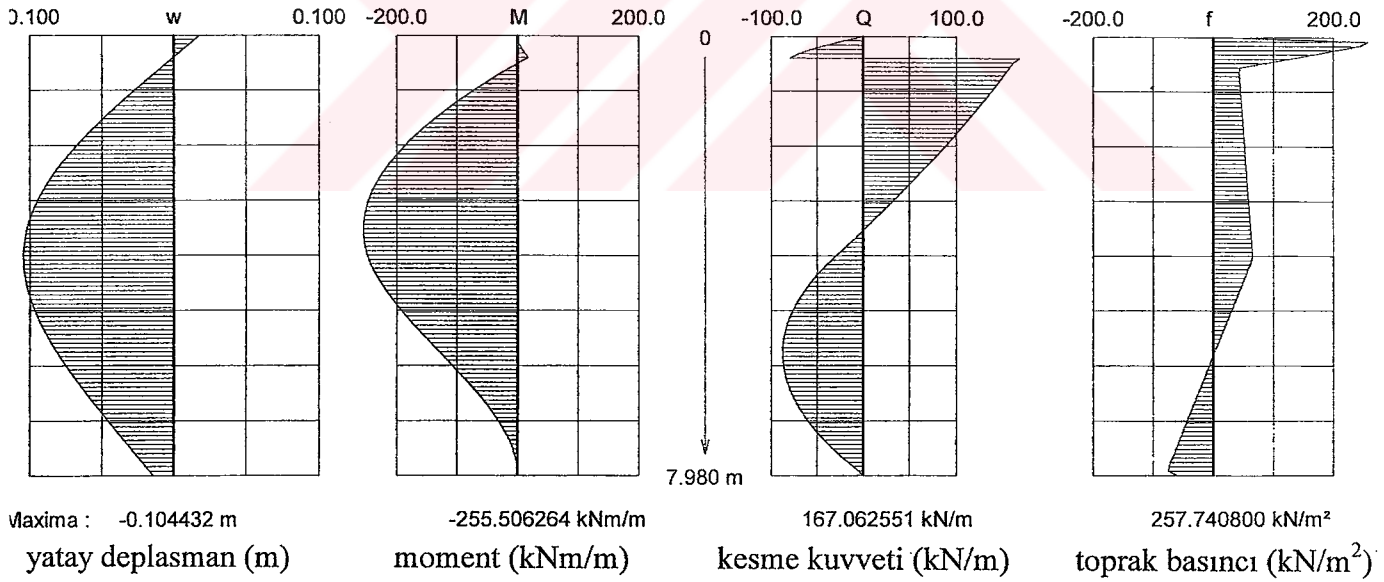
$$H = 4 \text{ m}$$

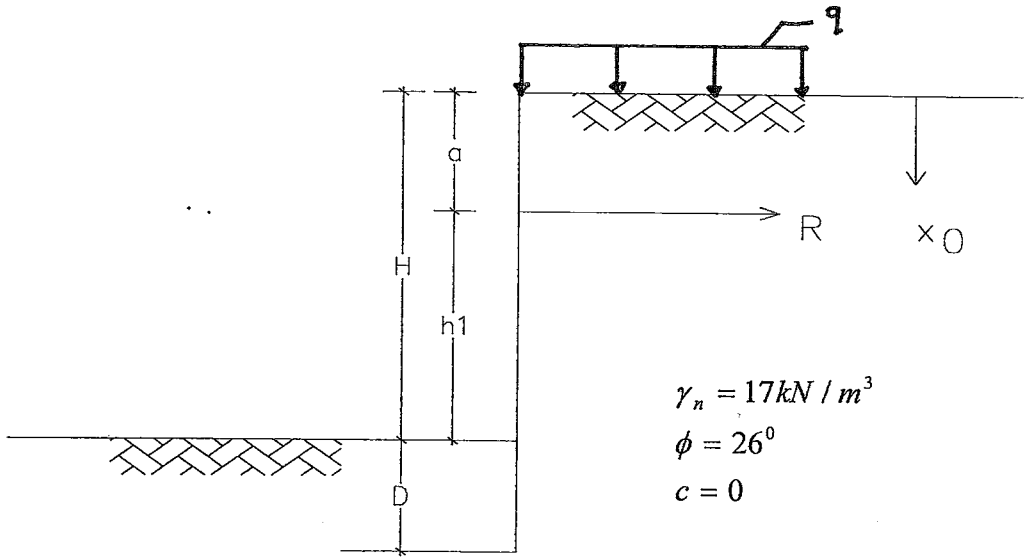
$$D = 3.96 \text{ m}$$

$$R = 179.25 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.1$$

$$q = 100 \text{ kN/m}^2$$





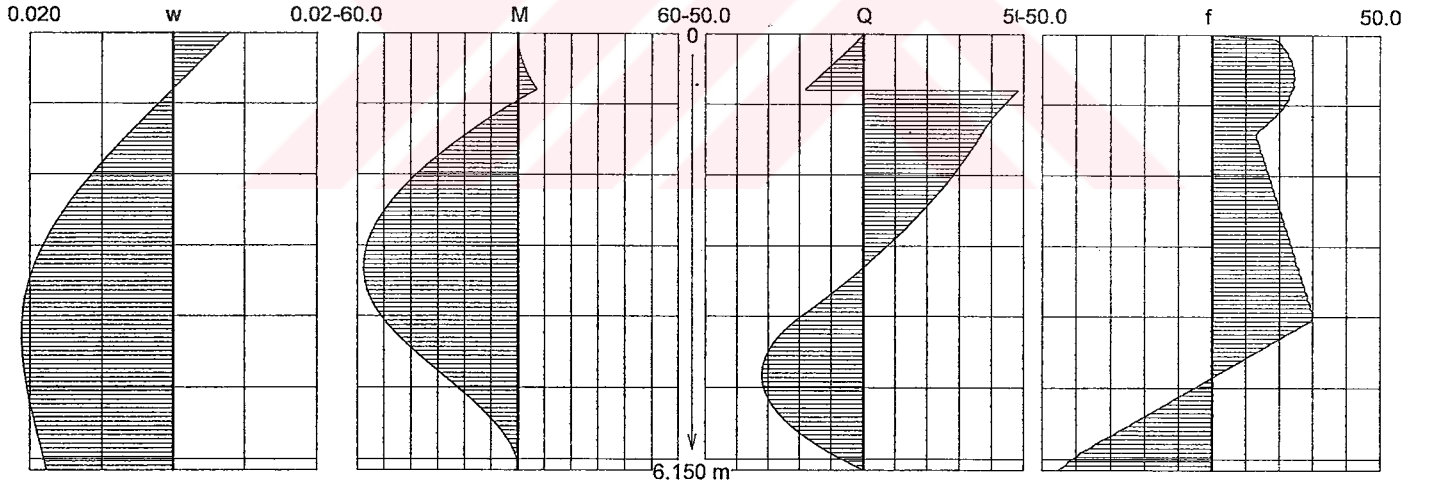
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 2.15 \text{ m}$$

$$R = 48.78 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.2$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$



Maxima : -0.021195 m

yatay deplasman (m)

-57.618189 kNm/m

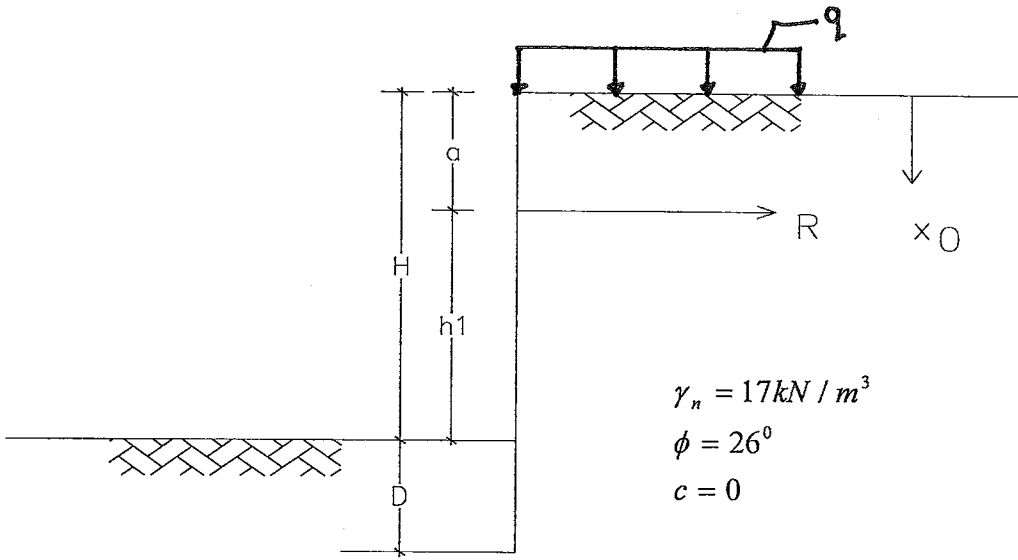
moment (kNm/m)

48.544549 kN/m

kesme kuvveti (kN/m)

-45.535508 kN/m²

toprak basıncı (kN/m²)



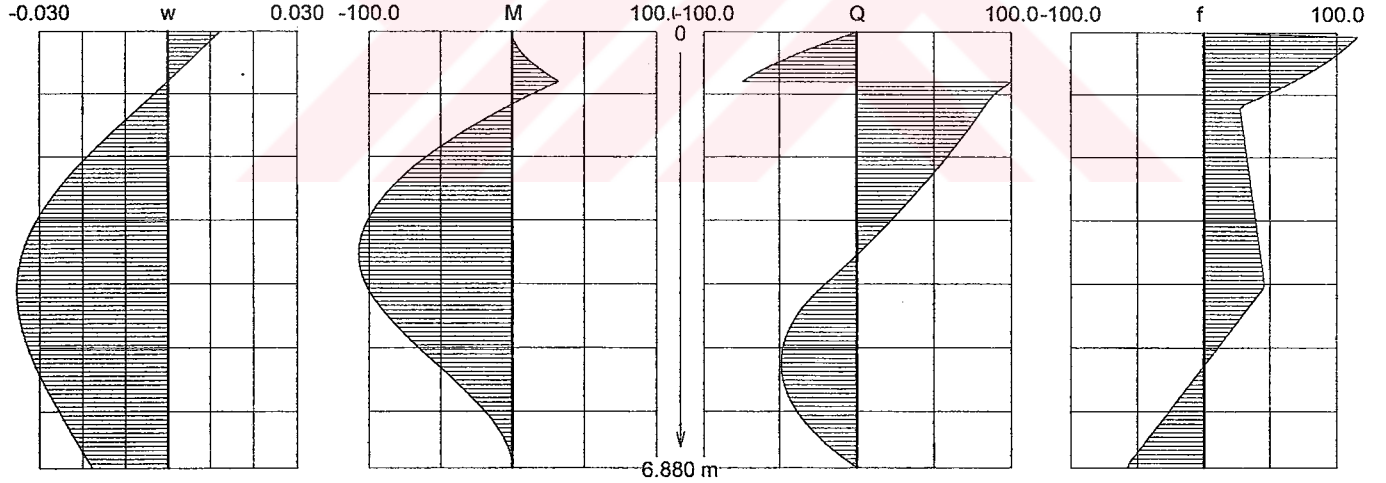
$$H = 4 \text{ m}$$

$$D = 2.88 \text{ m}$$

$$R = 110.59 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.2$$

$$q = 50 \text{ kN/m}^2$$



Maxima : -0.035267 m

yatay deplasman (m)

-107.039913 kNm/m

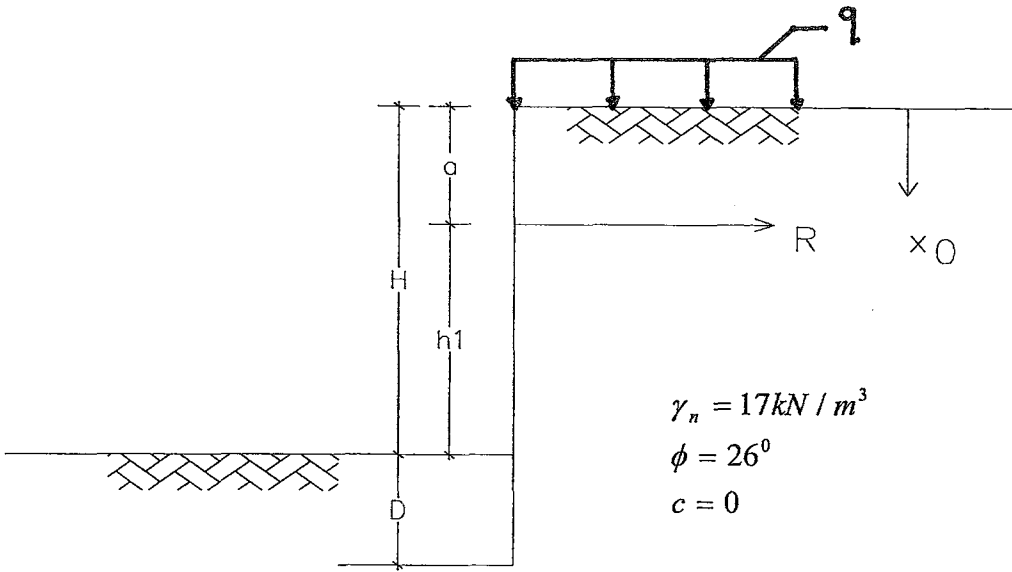
moment (kNm/m)

99.958306 kN/m

kesme kuvveti (kN/m)

115.430165 kN/m²

toprak basıncı (kN/m²)



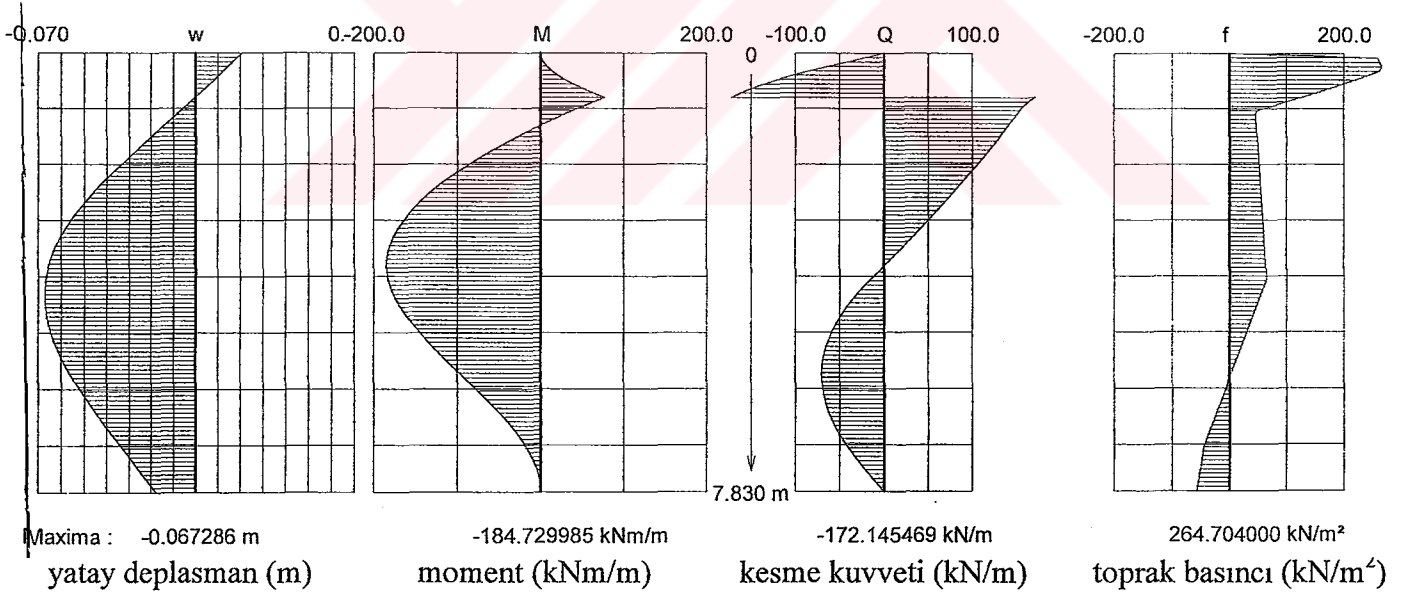
$$H = 4 \text{ m}$$

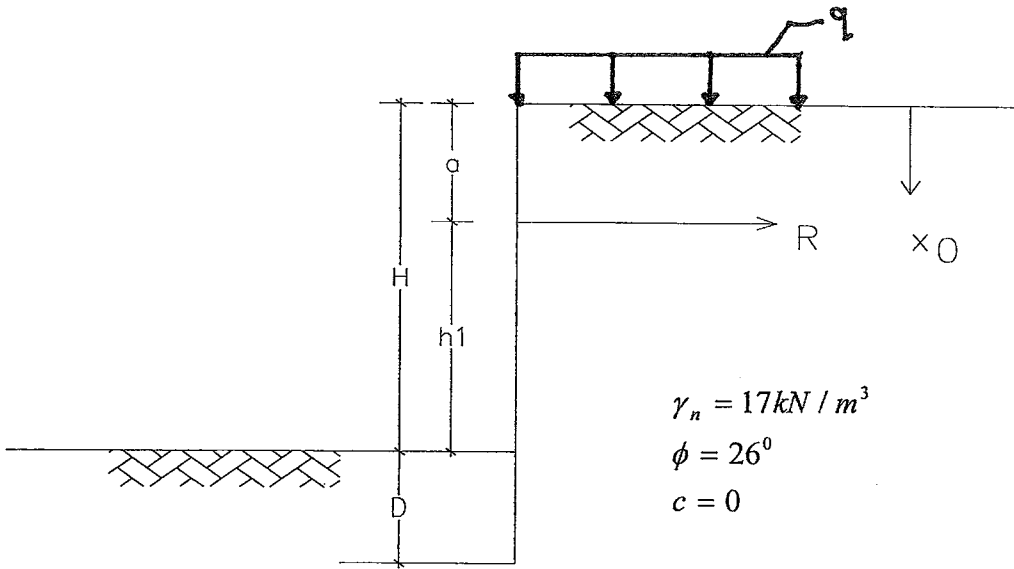
$$D = 3.83 \text{ m}$$

$$R = 214.92 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.2$$

$$q = 100 \text{ kN/m}^2$$





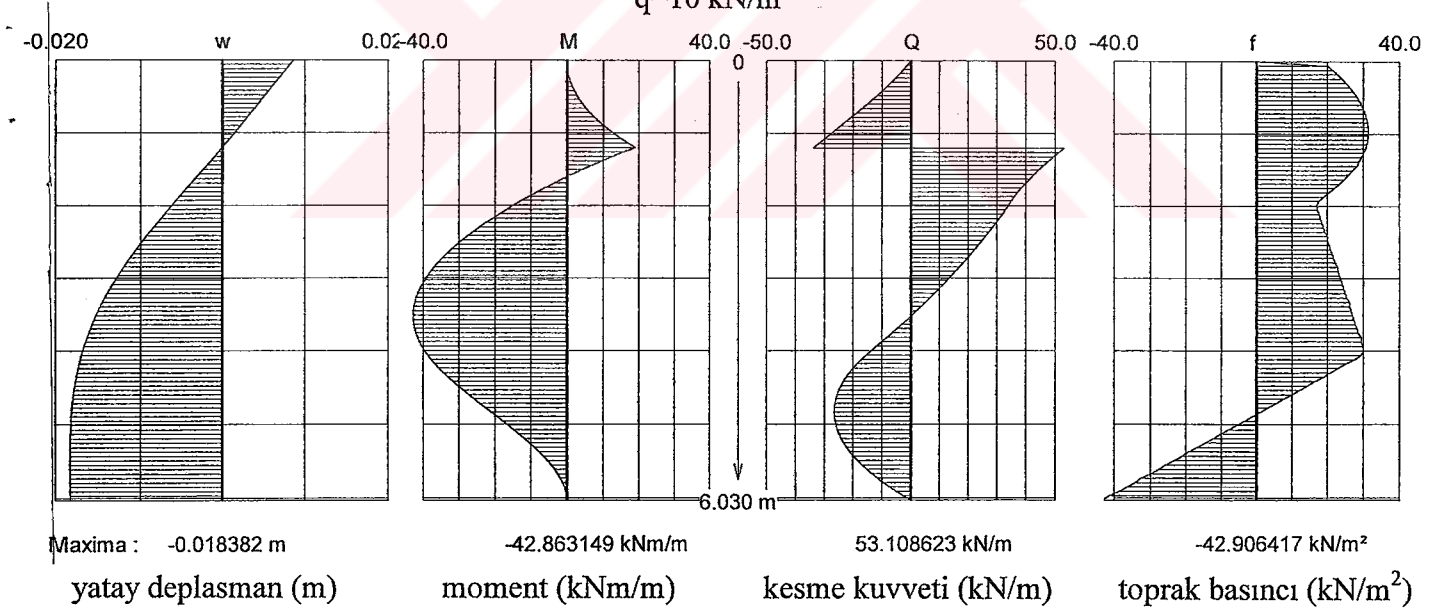
$$H = 4 \text{ m}$$

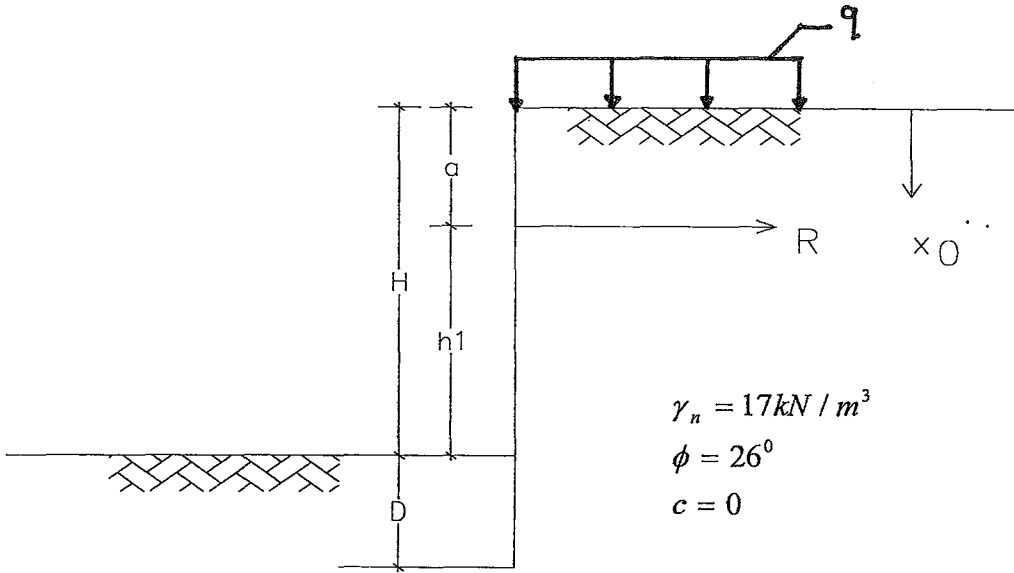
$$D = 2.03 \text{ m}$$

$$R = 54.38 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.3$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$





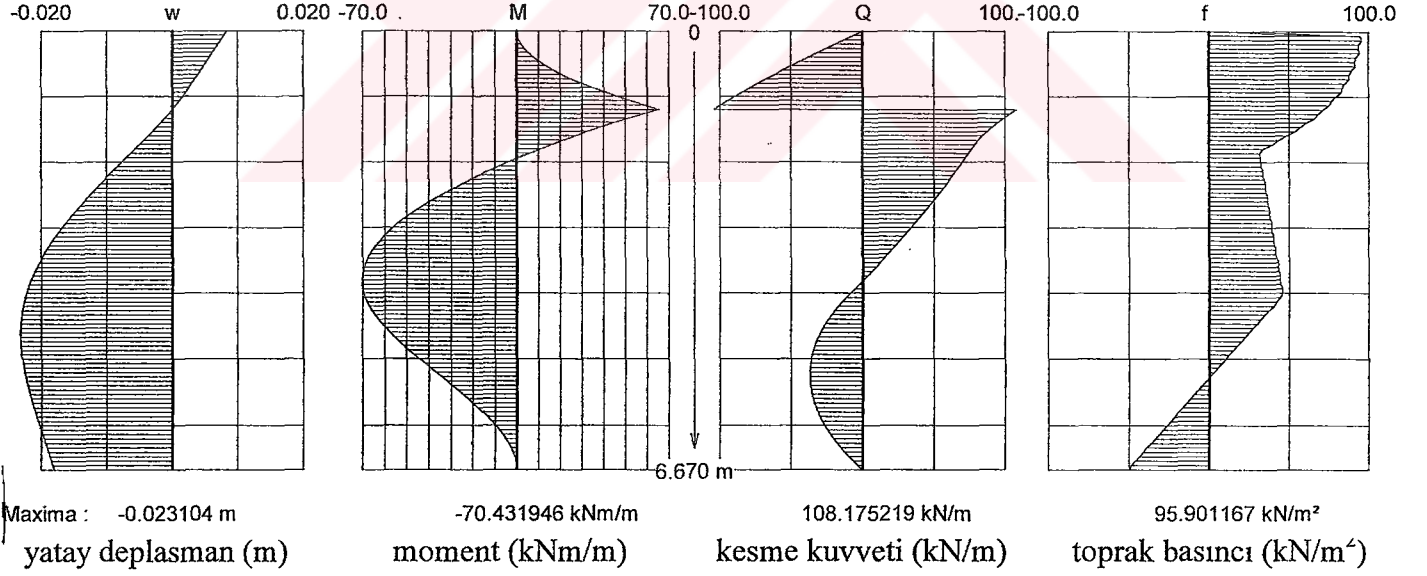
$$H = 4 \text{ m}$$

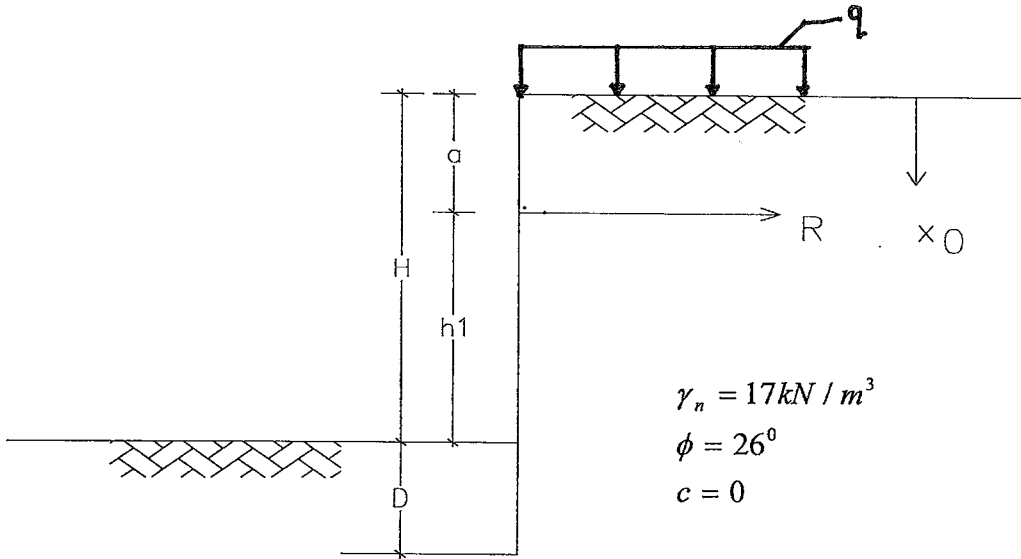
$$D = 2.67 \text{ m}$$

$$R = 122.42 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.3$$

$$q = 50 \text{ kN/m}^2$$





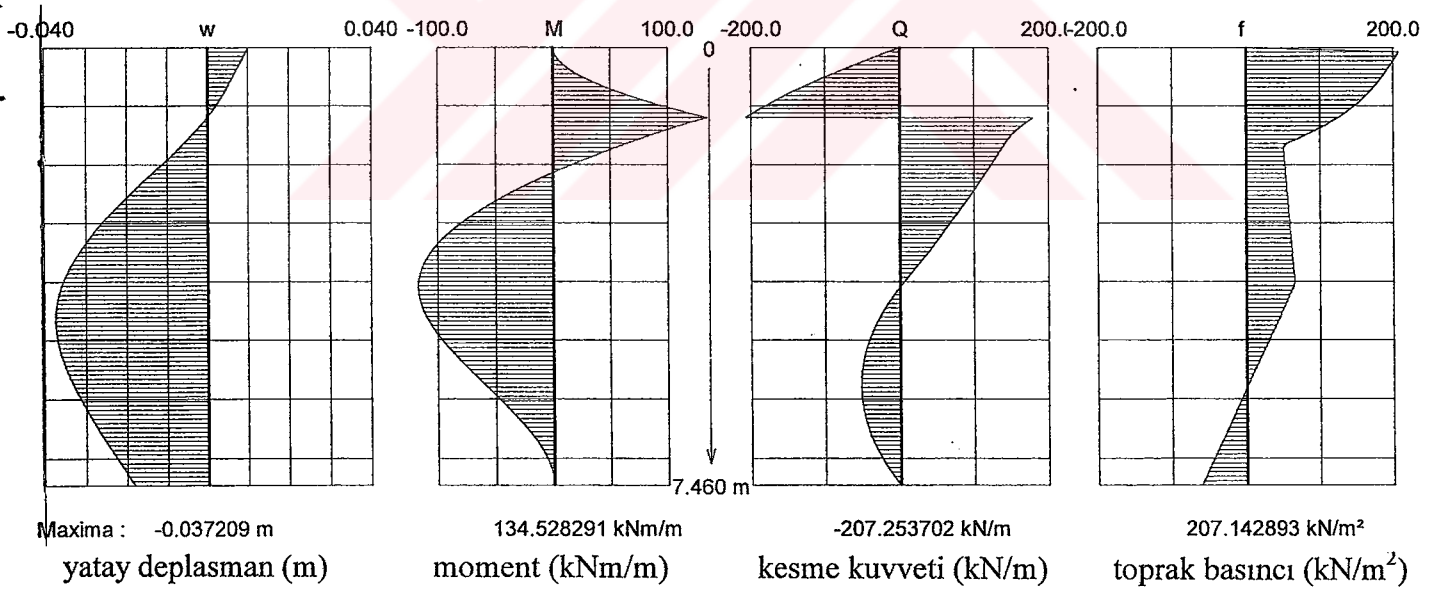
$$H = 4 \text{ m}$$

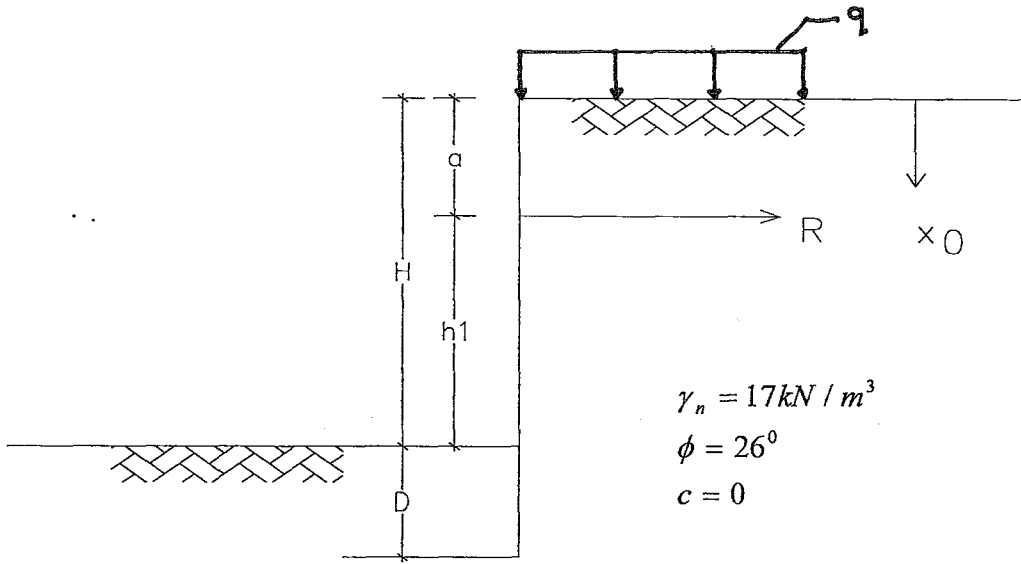
$$D = 3.46 \text{ m}$$

$$R = 214.92 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.3$$

$$q = 100 \text{ kN/m}^2$$





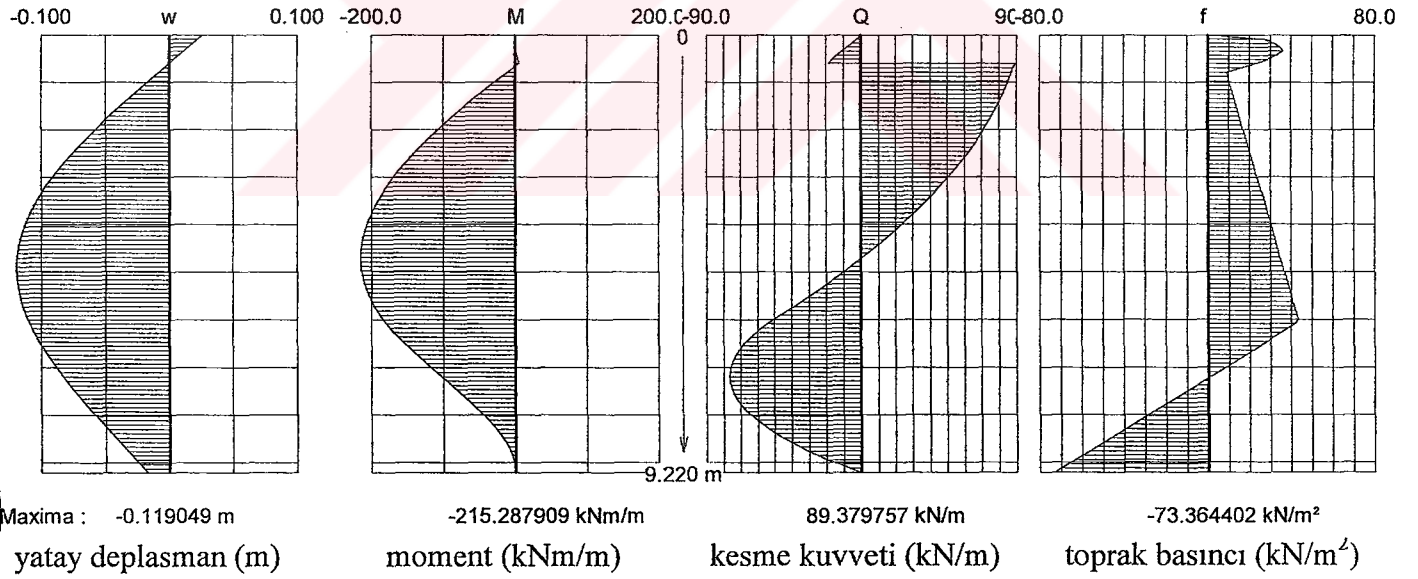
$$H = 6 \text{ m}$$

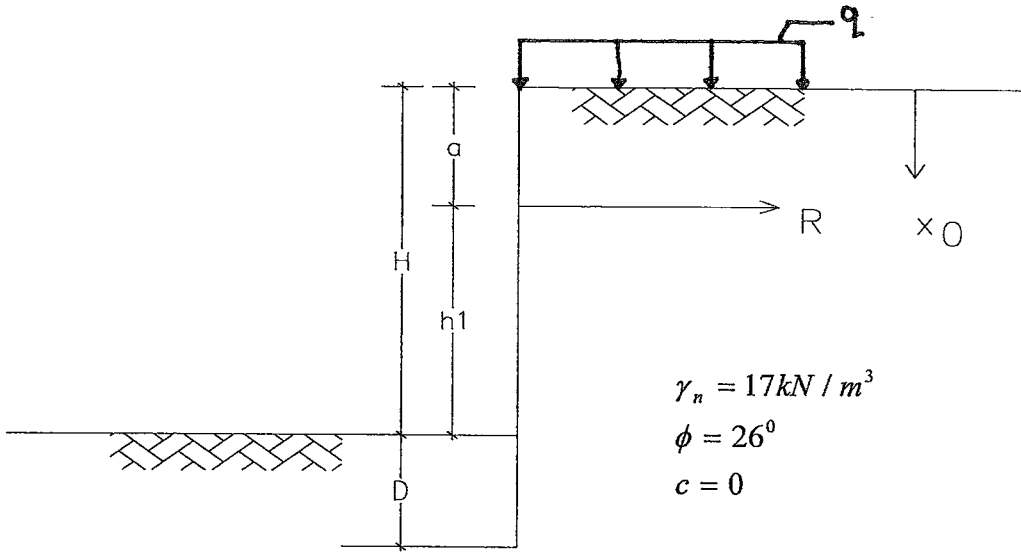
$$D = 3.22 \text{ m}$$

$$R = 92.14 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.1$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$





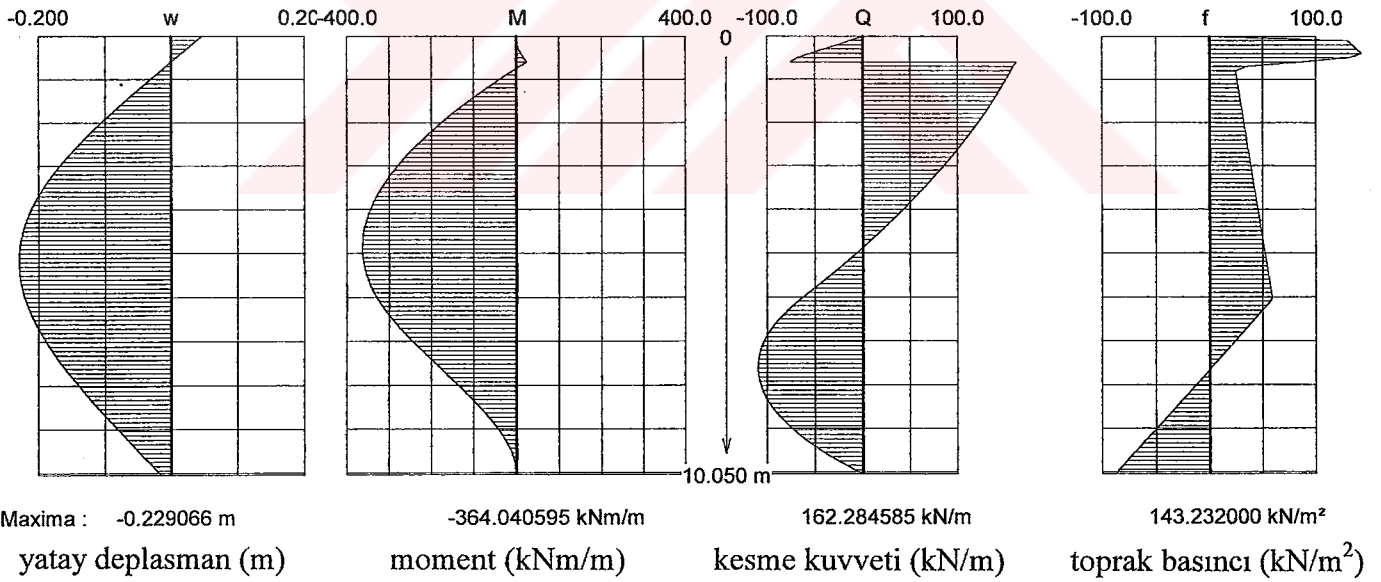
$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 4.05 \text{ m}$$

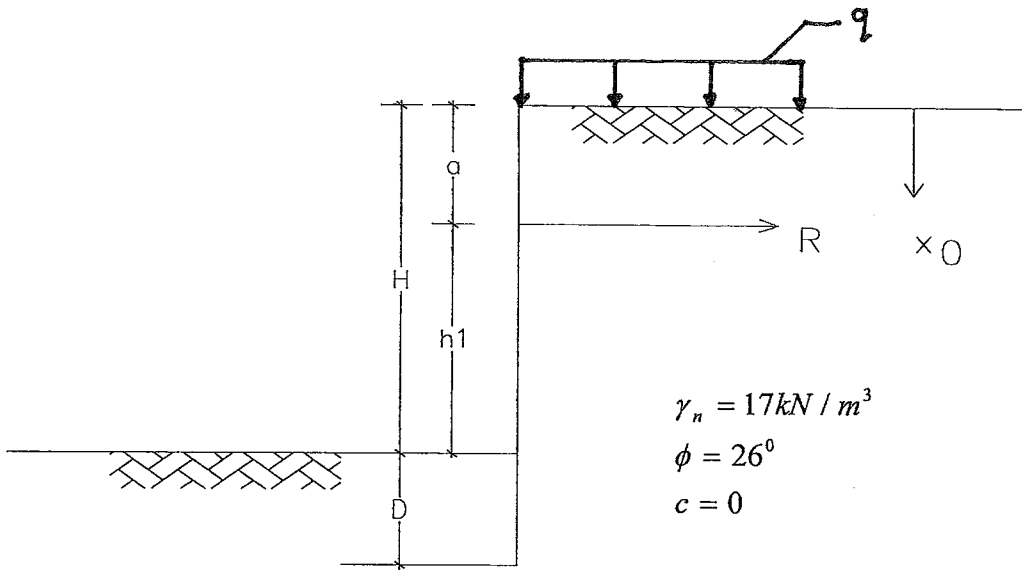
$$R = 173.88 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.1$$

$$q = 50 \text{ kN/m}^2$$



198



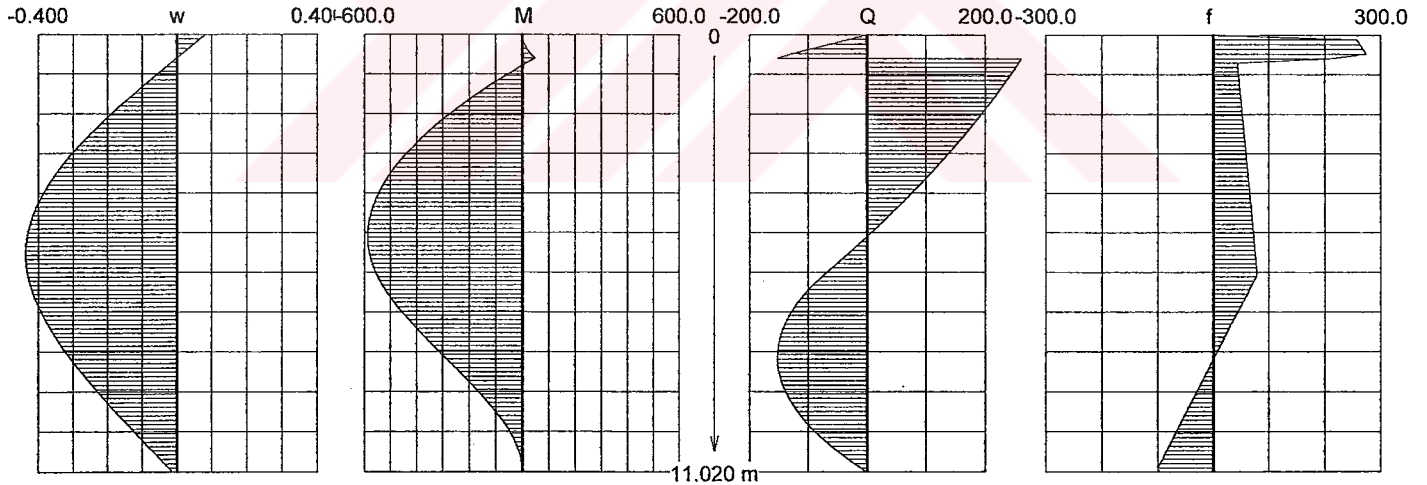
$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 5.02 \text{ m}$$

$$R = 284.00 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.1$$

$$q = 100 \text{ kN/m}^2$$

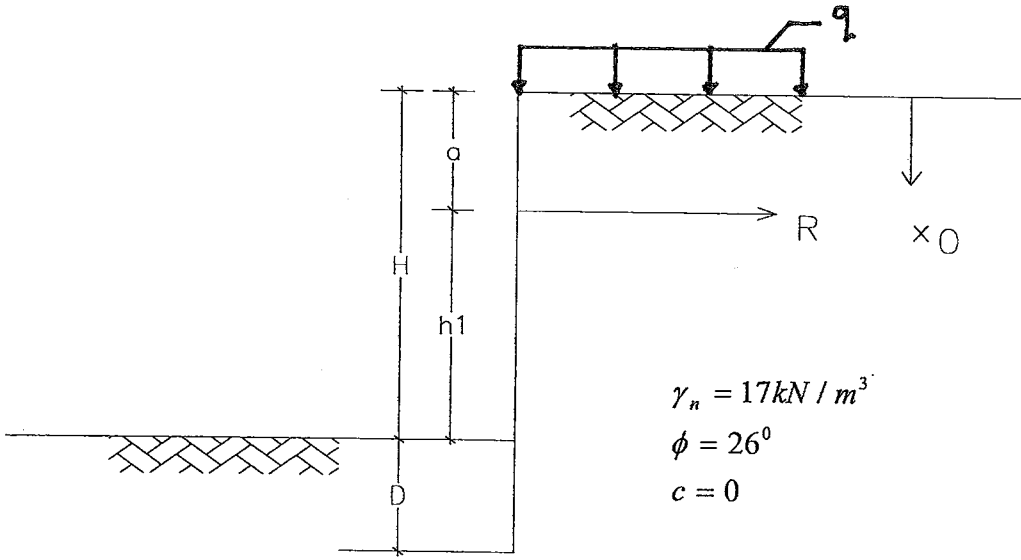


Maxima : -0.435444 m
yatay deplasman (m)

-588.518100 kNm/m
moment (kNm/m)

260.348357 kN/m
kesme kuvveti (kN/m)

274.278400 kN/m²
toprak basıncı (kN/m²)



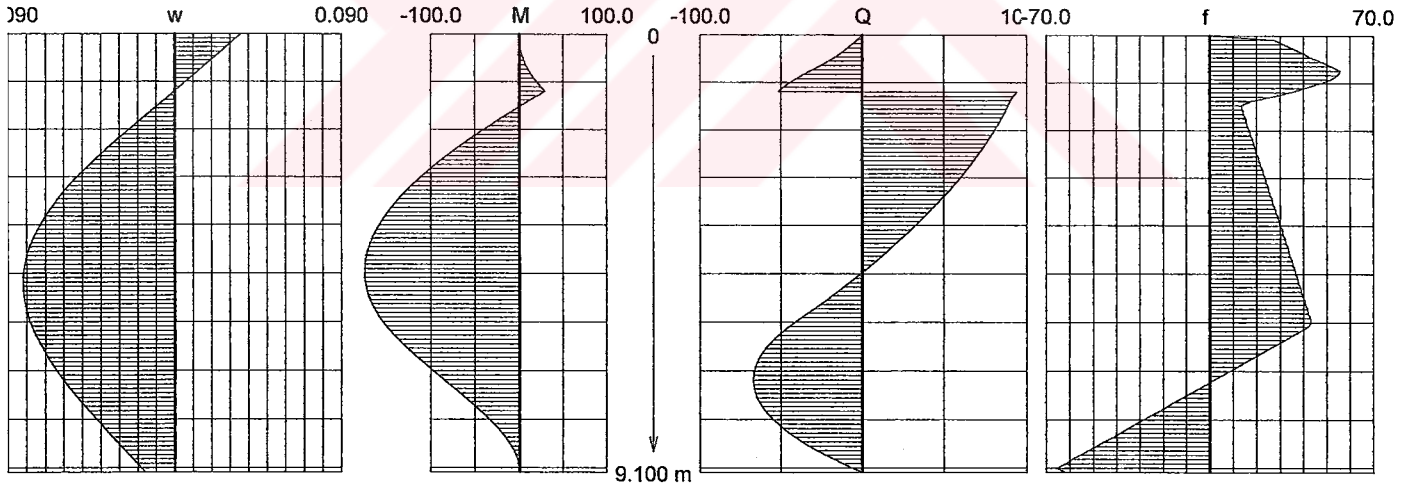
$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 3.10 \text{ m}$$

$$R = 100.89 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.2$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$

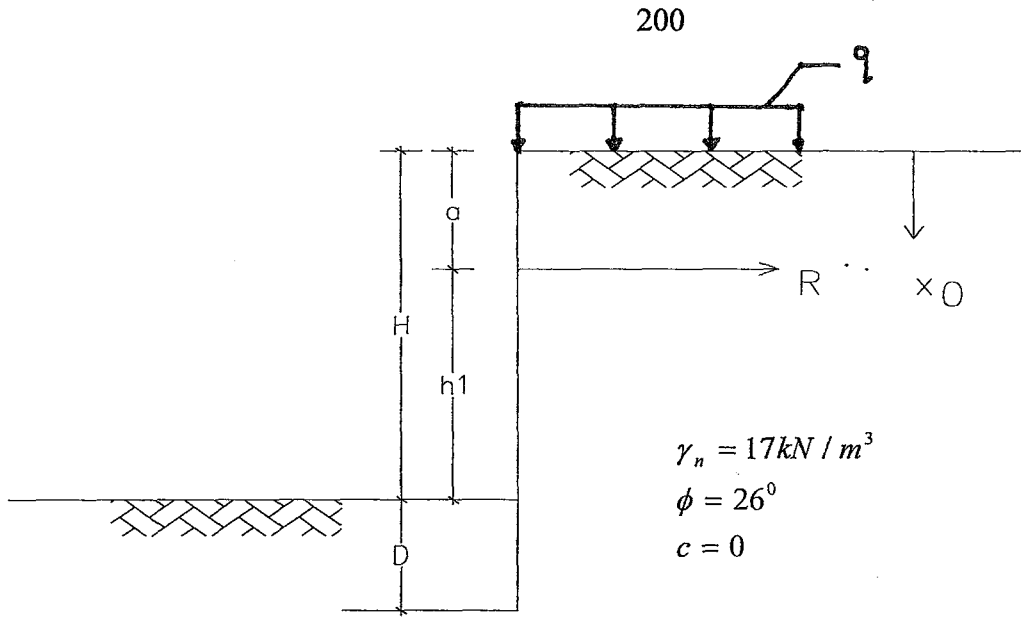


Maxima : -0.081922 m
yatay deplasman (m)

-174.595920 kNm/m
moment (kNm/m)

93.905910 kN/m
kesme kuvveti (kN/m)

-65.761033 kN/m²
toprak basıncı (kN/m²)



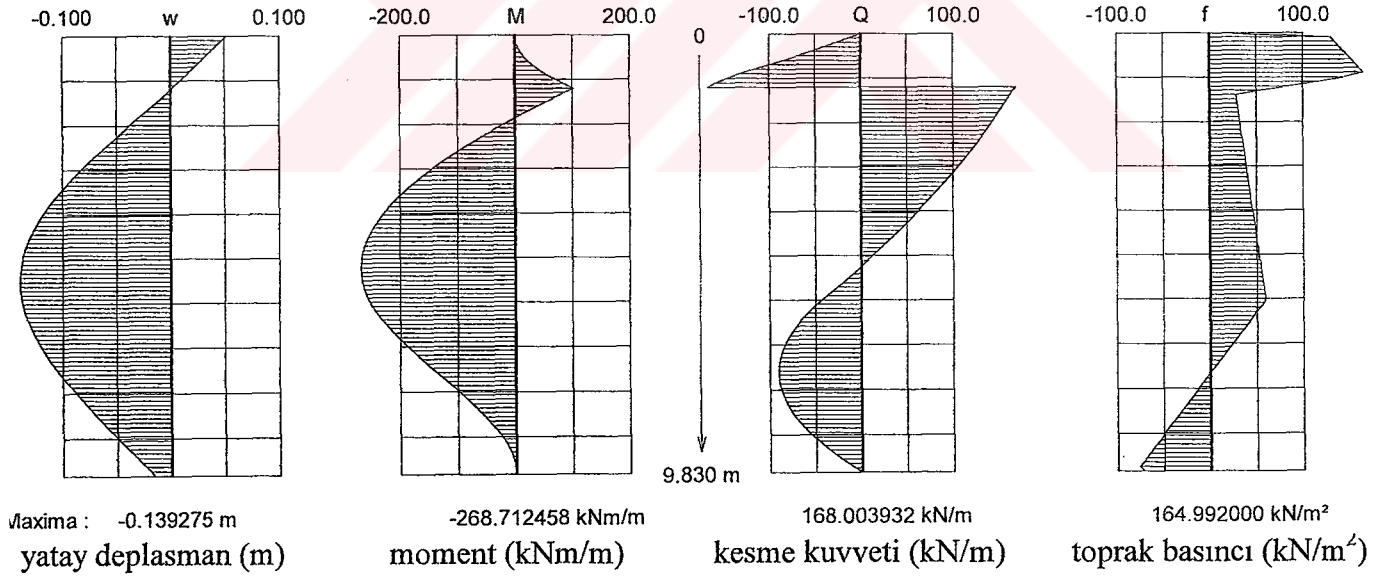
H = 6 m

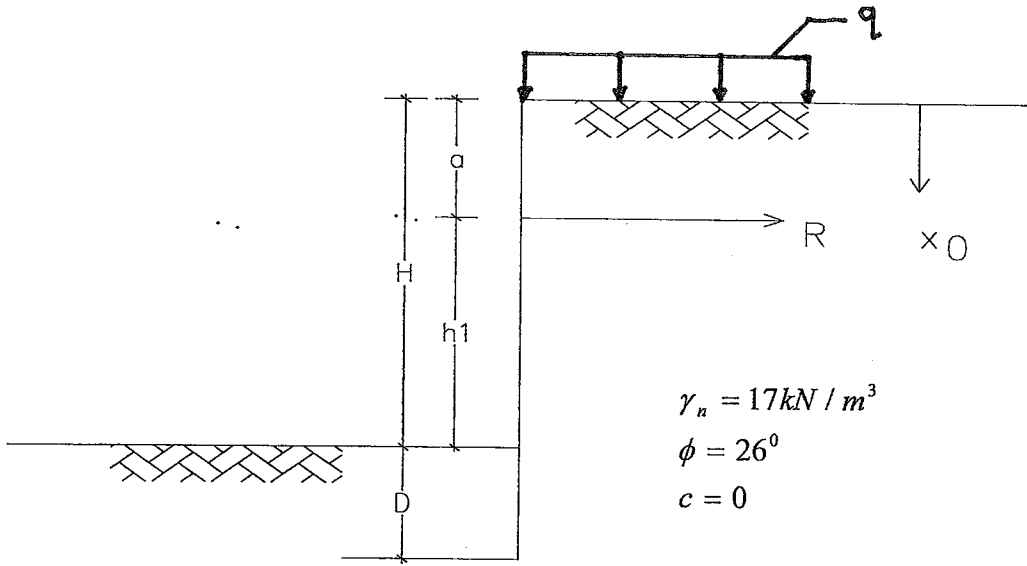
D = 3.83 m

R = 192.81 kN

a/H = 0.2

q = 50 kN/m²





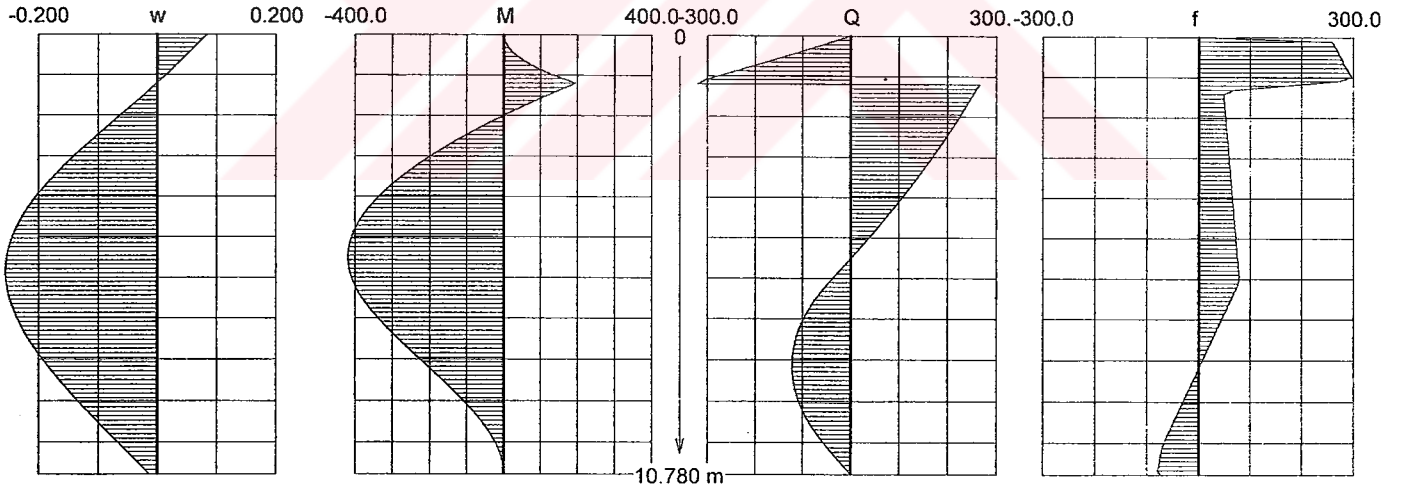
$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 4.78 \text{ m}$$

$$R = 308.47 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.2$$

$$q = 100 \text{ kN/m}^2$$

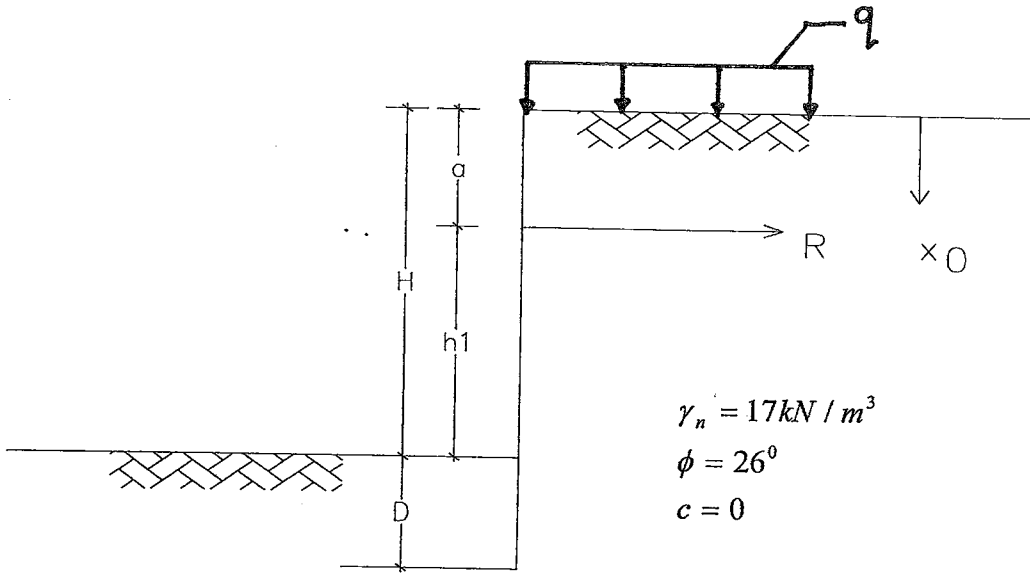


Maxima: -0.254775 m
yatay deplasman (m)

-418.600078 kNm/m
moment (kNm/m)

-320.615703 kN/m
kesme kuvveti (kN/m)

296.602073 kN/m²
toprak basıncı (kN/m²)



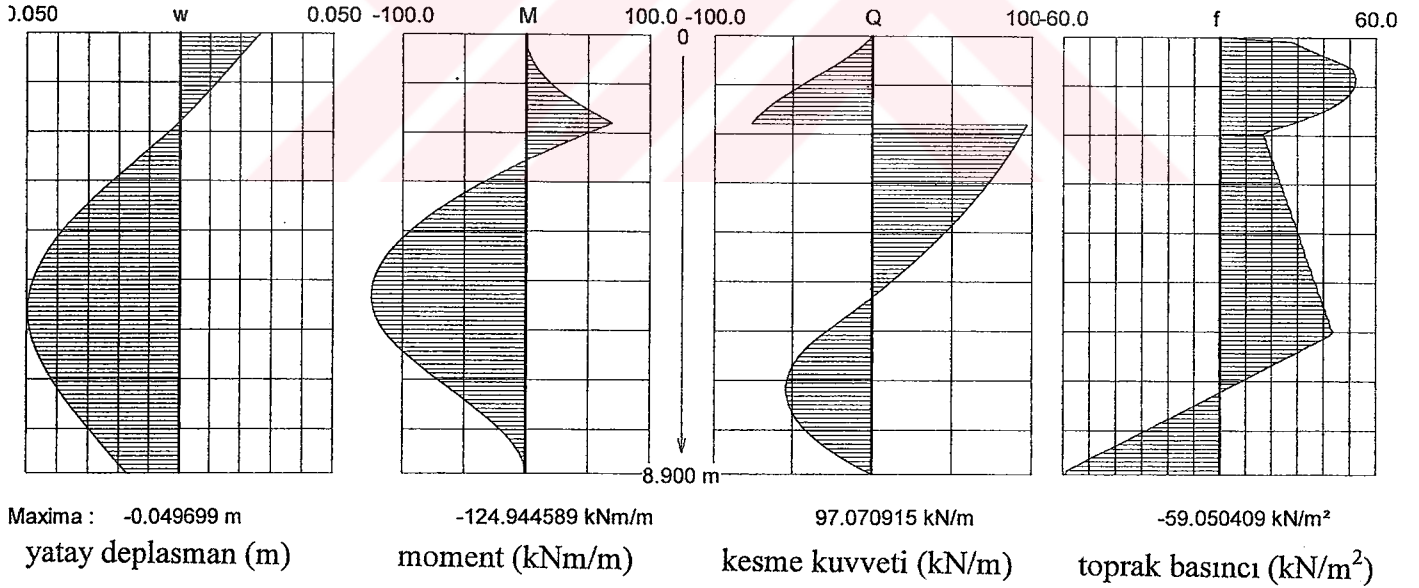
$$H = 6 \text{ m}$$

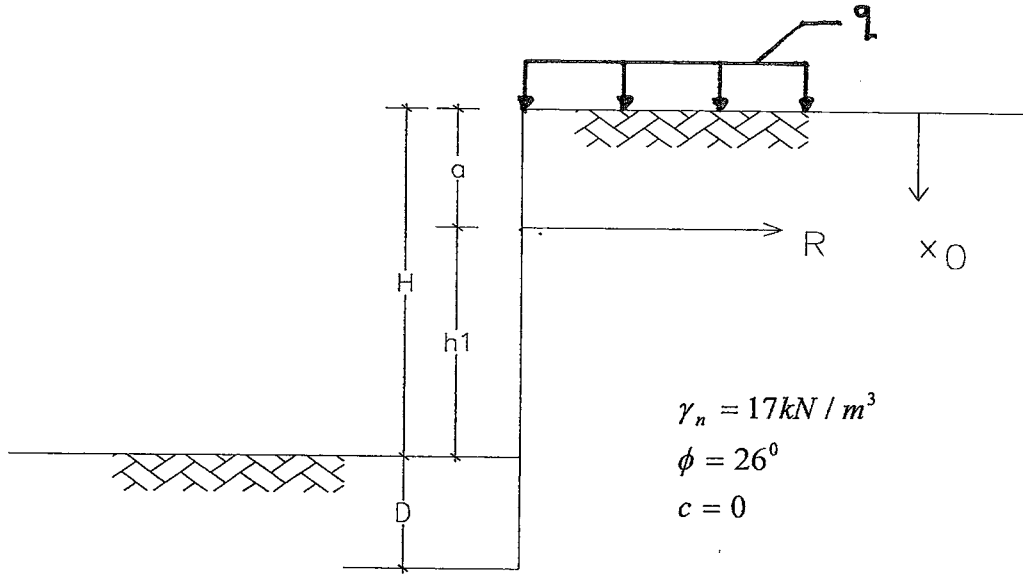
$$D = 2.90 \text{ m}$$

$$R = 114.29 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.3$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$





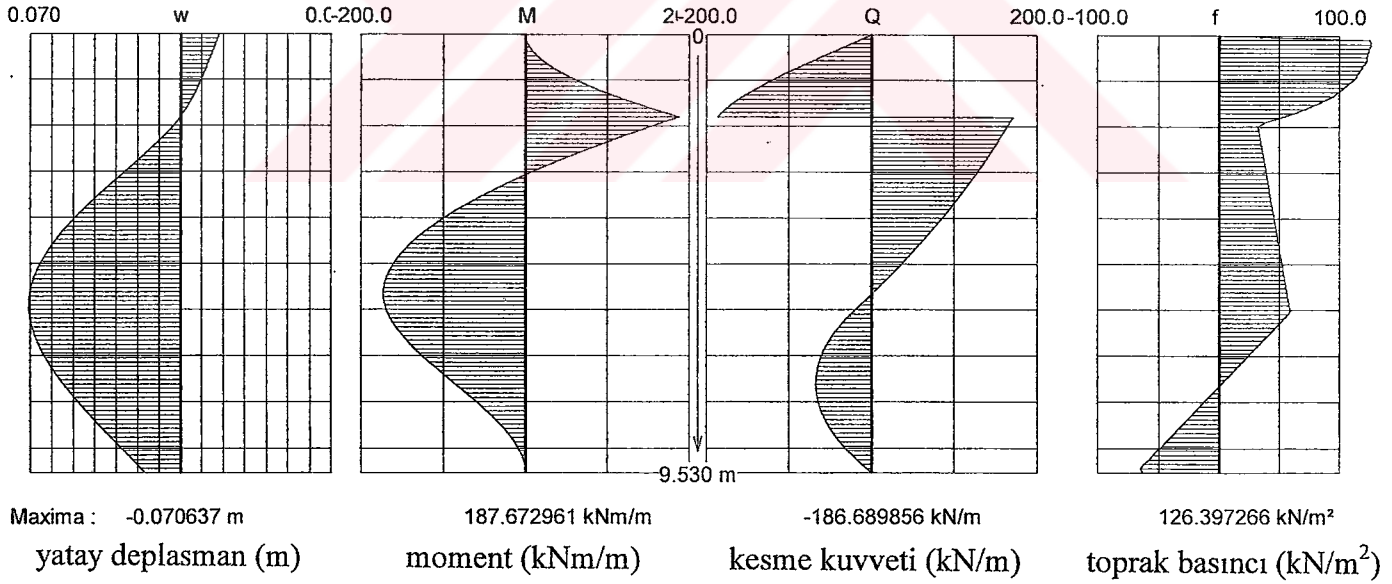
$$H = 6 \text{ m}$$

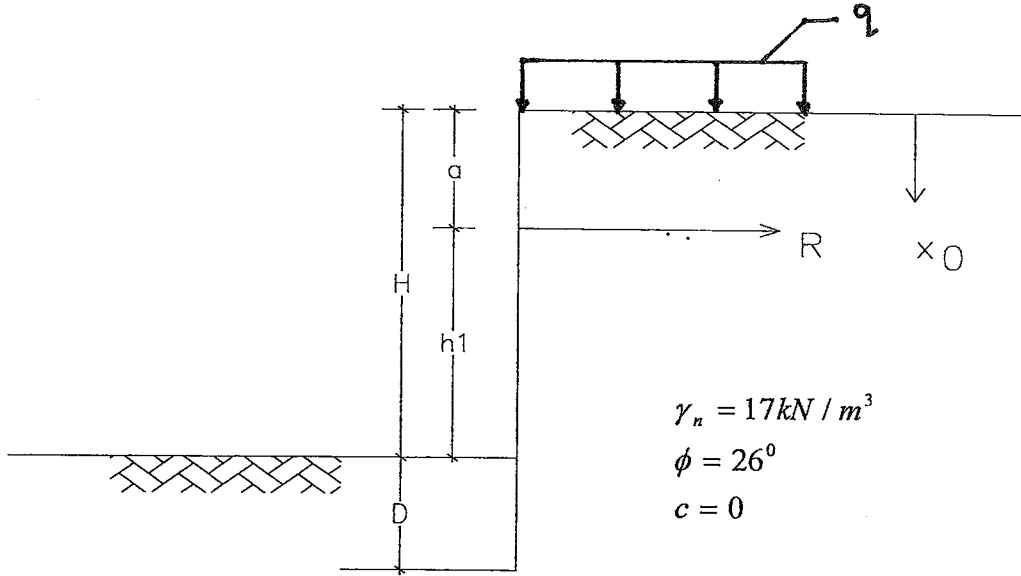
$$D = 3.53 \text{ m}$$

$$R = 215.76 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.3$$

$$q = 50 \text{ kN/m}^2$$





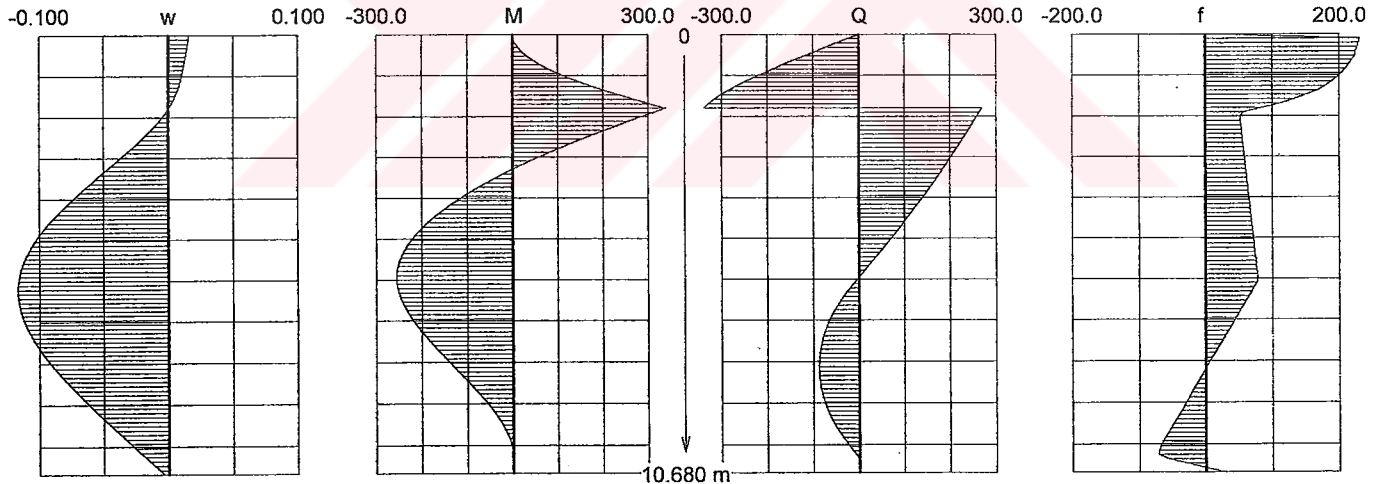
$$H = 6 \text{ m}$$

$$D = 4.68 \text{ m}$$

$$R = 318.04 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.3$$

$$q = 100 \text{ kN/m}^2$$

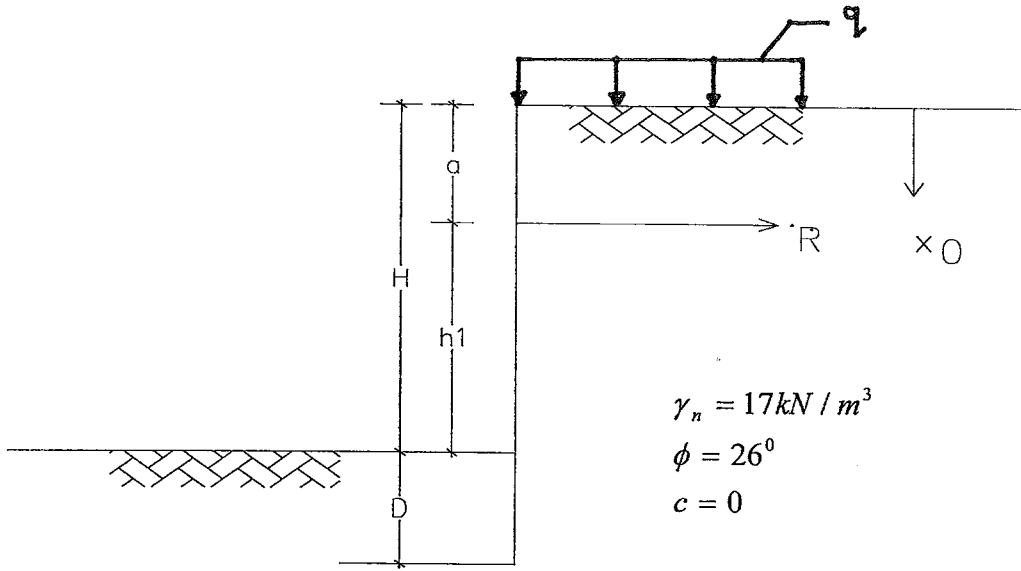


Maxima : -0.116677 m
yatay deplasman (m)

340.683262 kNm/m
moment (kNm/m)

-337.586030 kN/m
kesme kuvveti (kN/m)

230.033660 kN/m²
toprak basıncı (kN/m²)



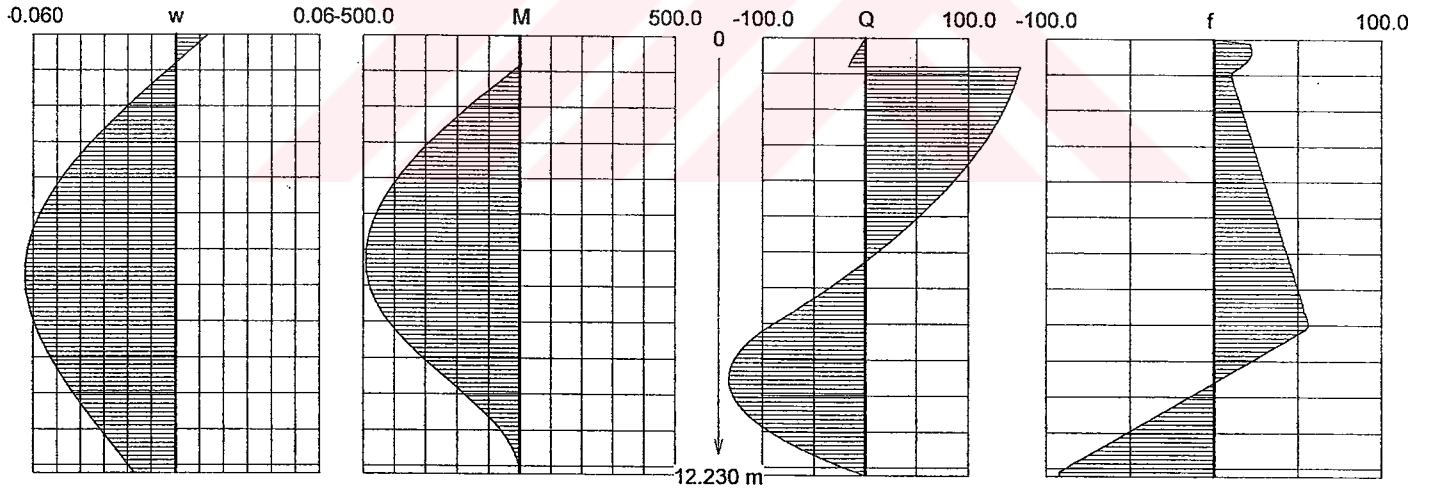
$$H = 8 \text{ m}$$

$$D = 4.23 \text{ m}$$

$$R = 154.18 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.1$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$



Maxima : -0.063330 m

yatay deplasman (m)

-492.478702 kNm/m

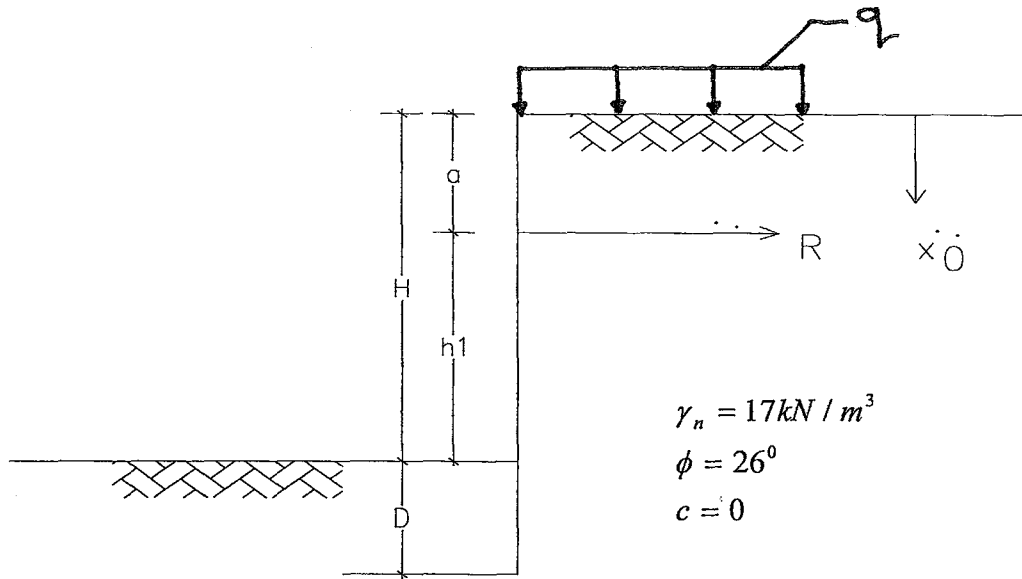
moment (kNm/m)

149.690814 kN/m

kesme kuvveti (kN/m)

-92.307959 kN/m²

toprak basıncı (kN/m²)



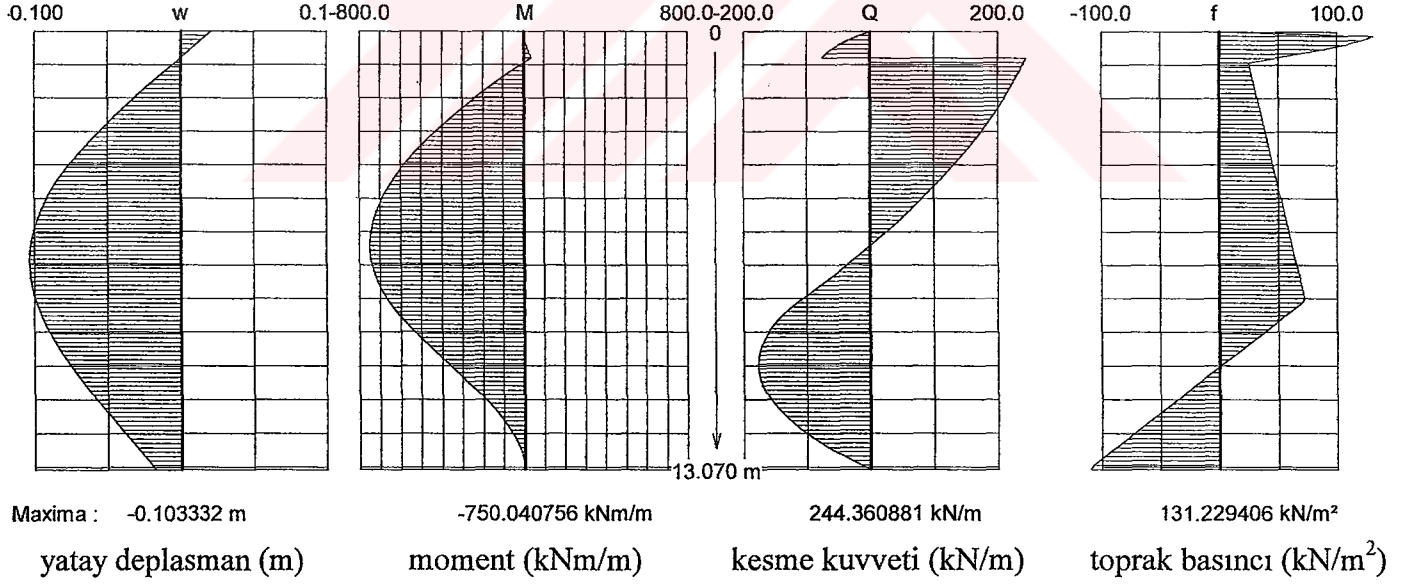
$$H = 8 \text{ m}$$

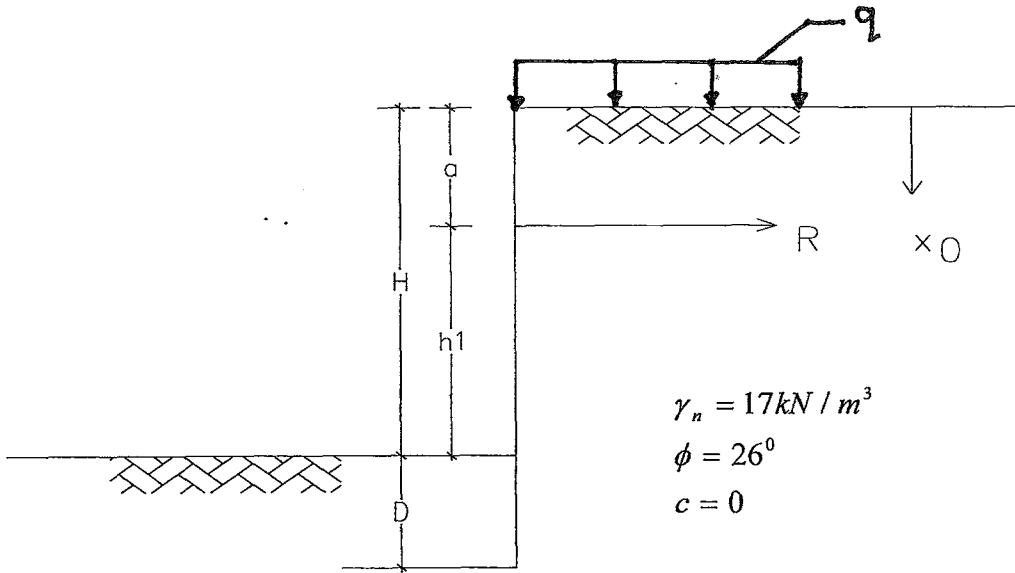
$$D = 5.07 \text{ m}$$

$$R = 261.81 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.1$$

$$q = 50 \text{ kN/m}^2$$





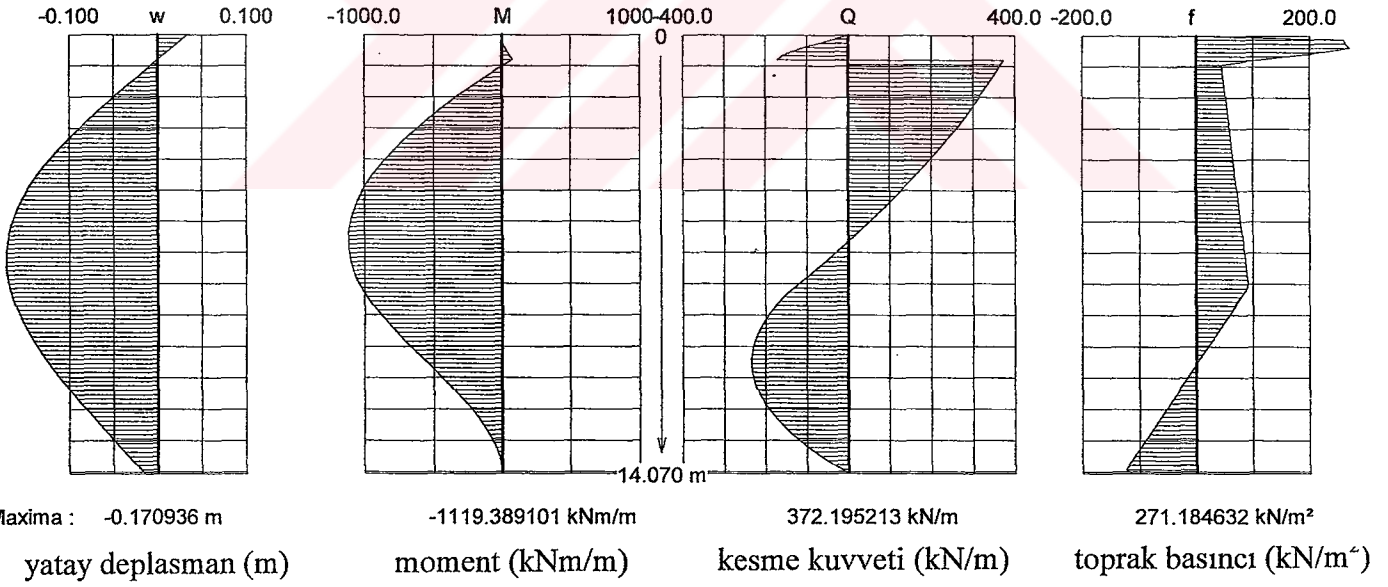
$$H = 8 \text{ m}$$

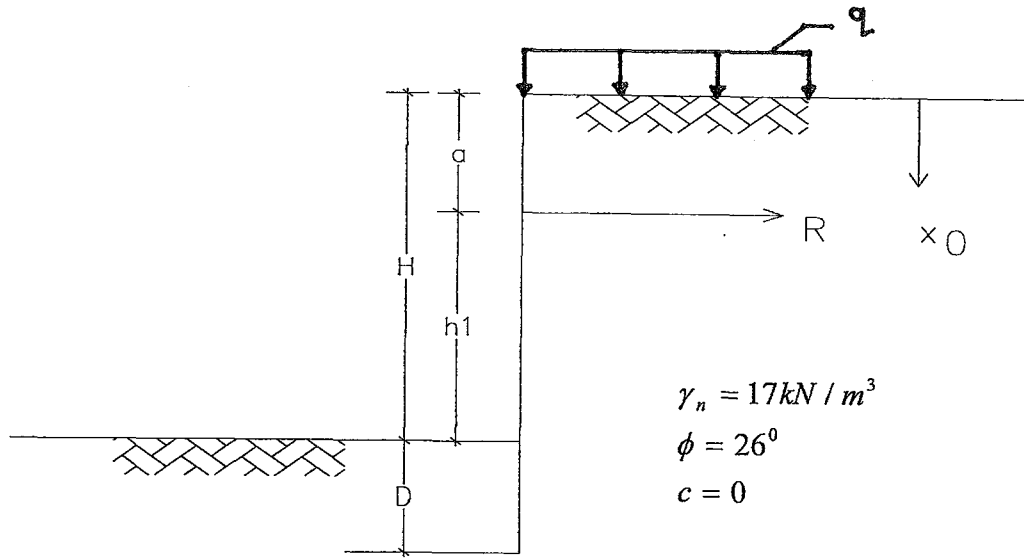
$$D = 6.07 \text{ m}$$

$$R = 403.24 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.1$$

$$q = 100 \text{ kN/m}^2$$





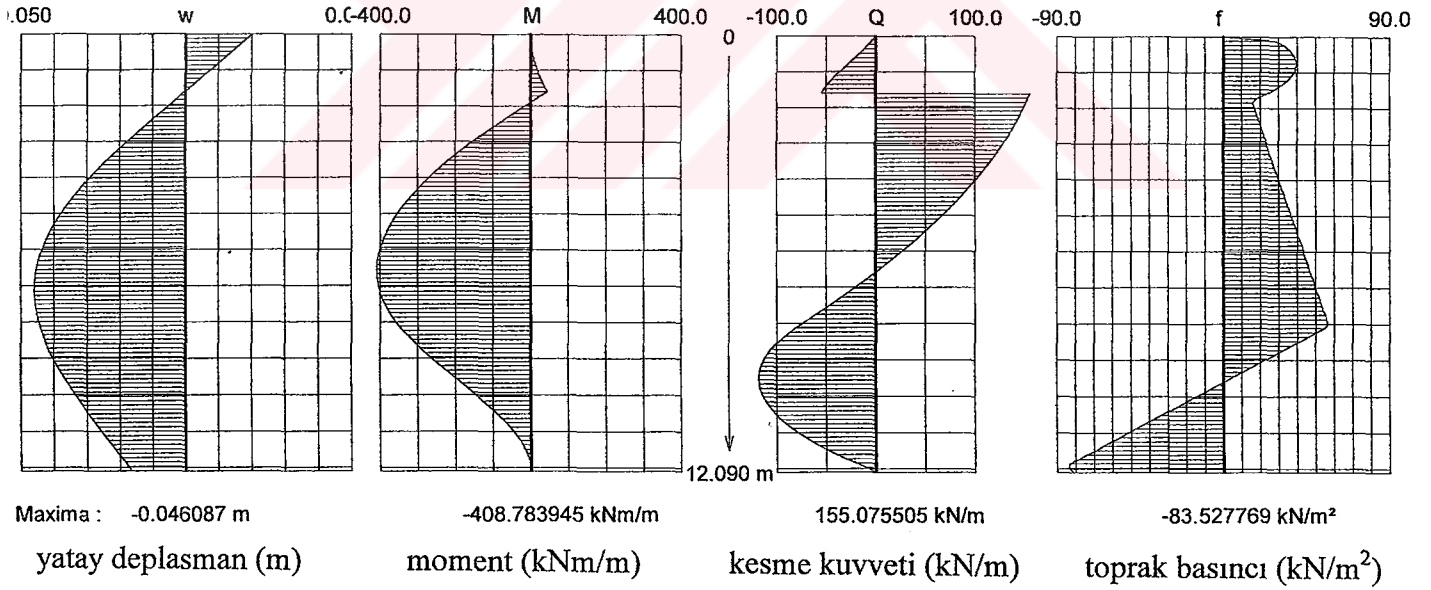
$$H = 8 \text{ m}$$

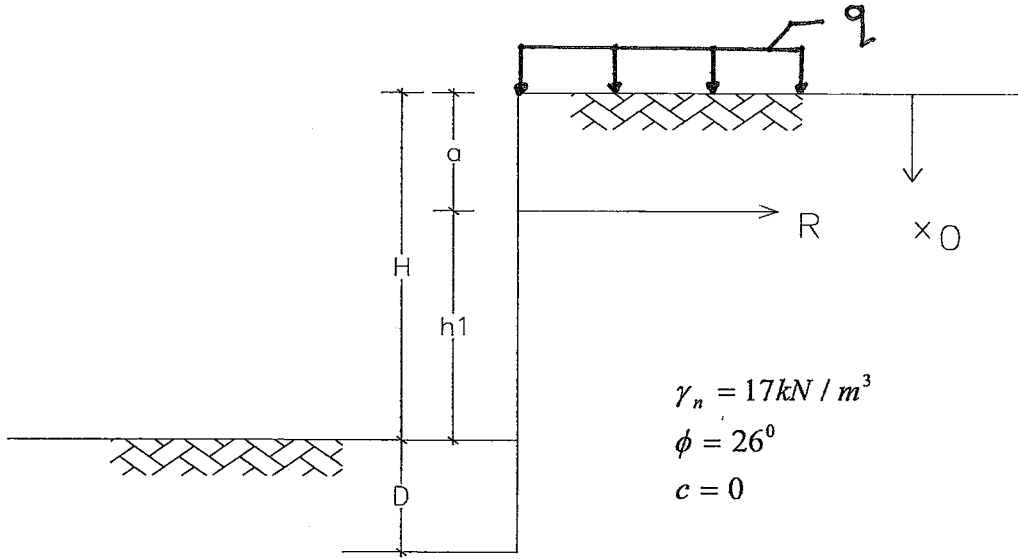
$$D = 4.09 \text{ m}$$

$$R = 167.69 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.2$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$





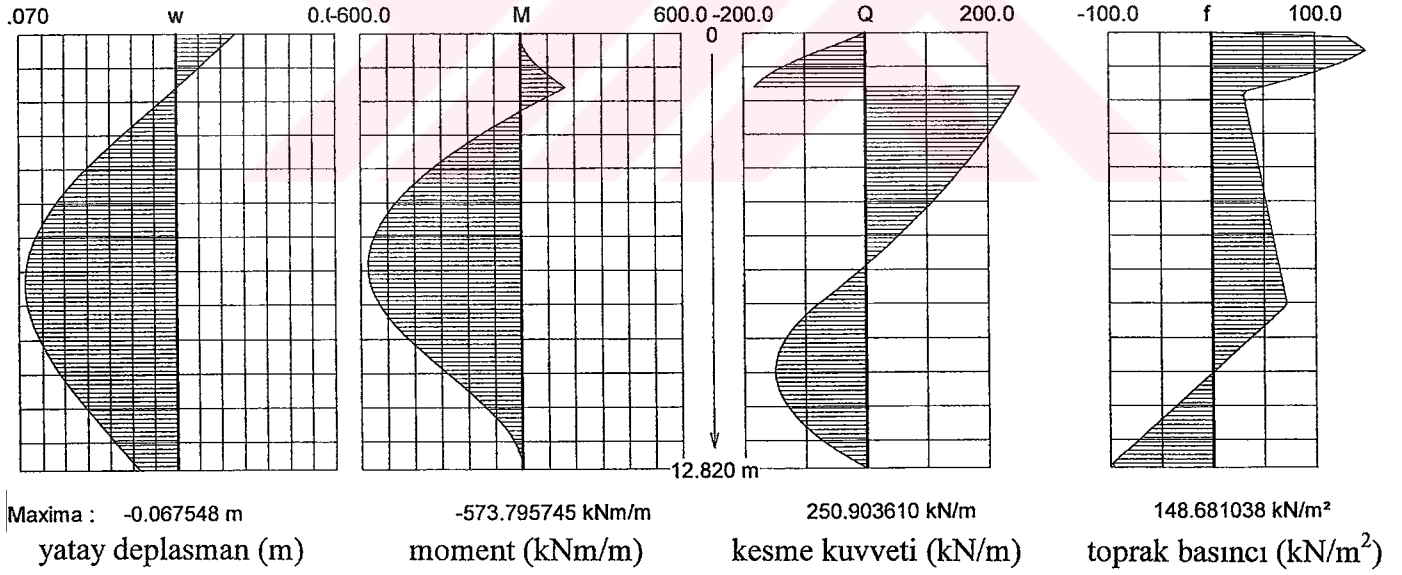
$$H = 8 \text{ m}$$

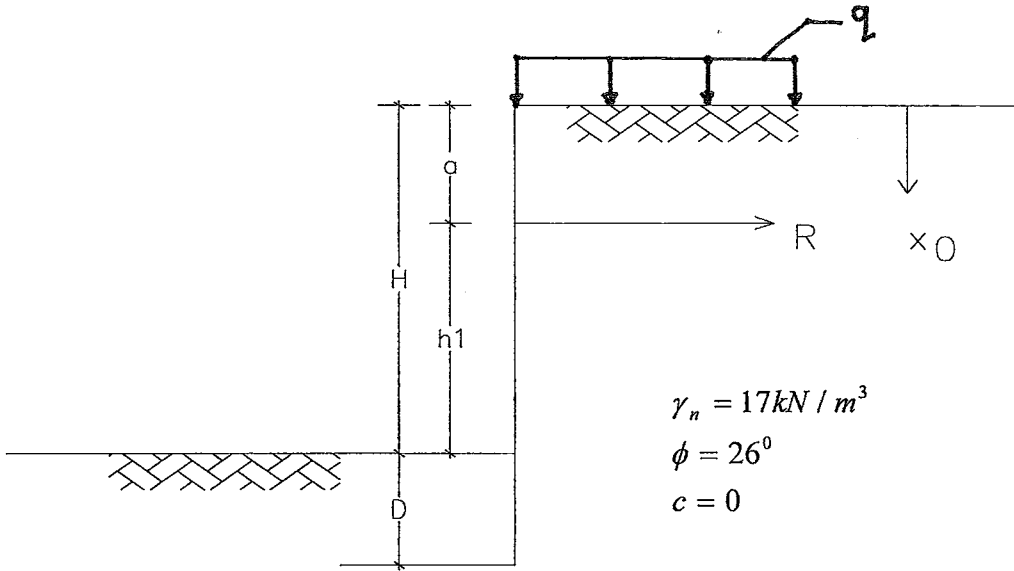
$$D = 4.82 \text{ m}$$

$$R = 289.28 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.2$$

$$q = 50 \text{ kN/m}^2$$





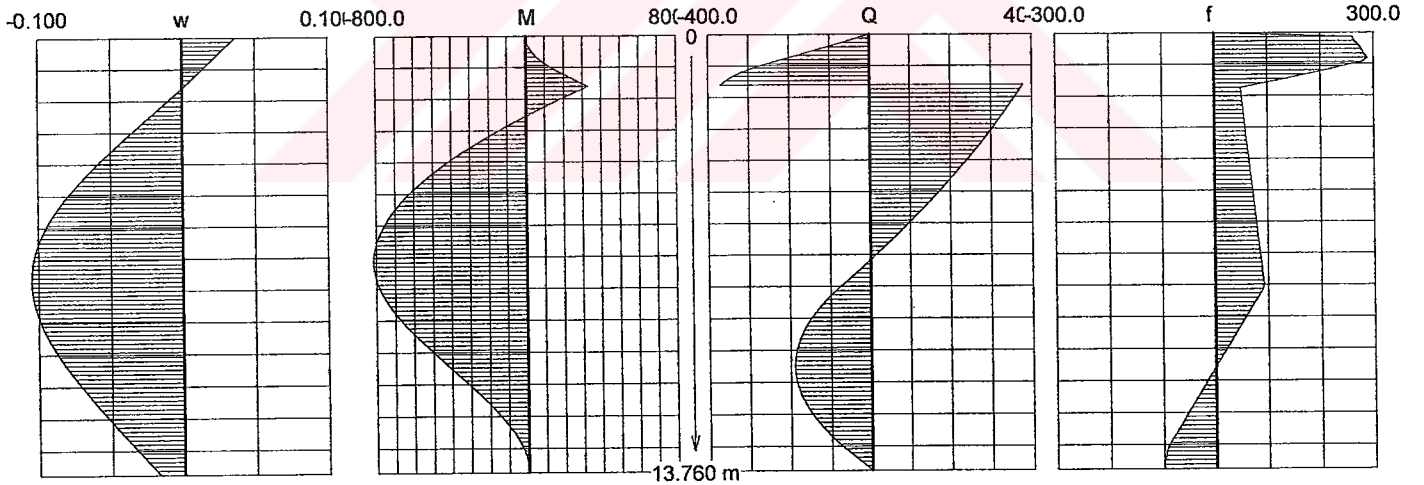
$$H = 8 \text{ m}$$

$$D = 5.76 \text{ m}$$

$$R = 442.35 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.2$$

$$q = 100 \text{ kN/m}^2$$



Maxima : -0.104657 m

yatay deplasman (m)

-815.126997 kNm/m

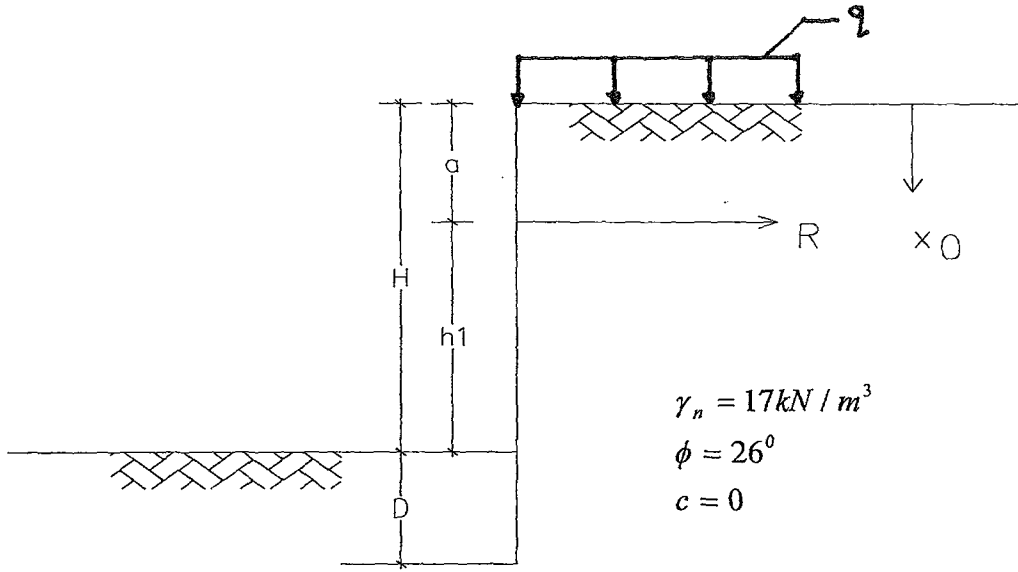
moment (kNm/m)

378.460632 kN/m

kesme kuvveti (kN/m)

288.636256 kN/m²

toprak basıncı (kN/m²)



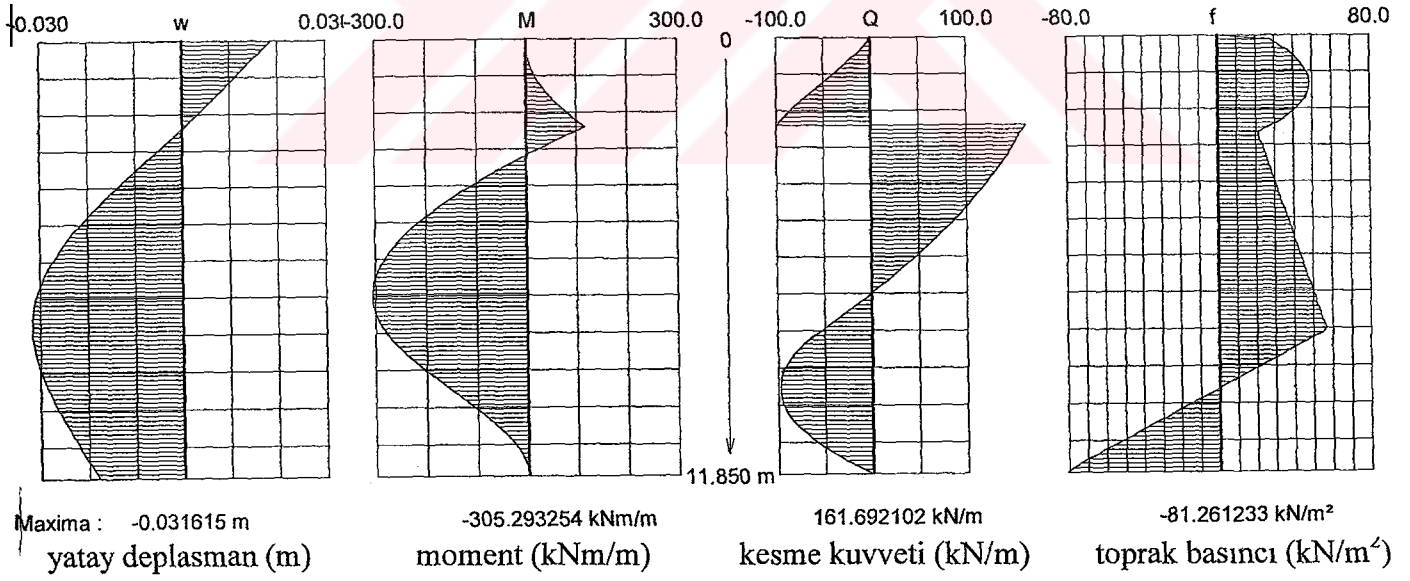
$$H = 8 \text{ m}$$

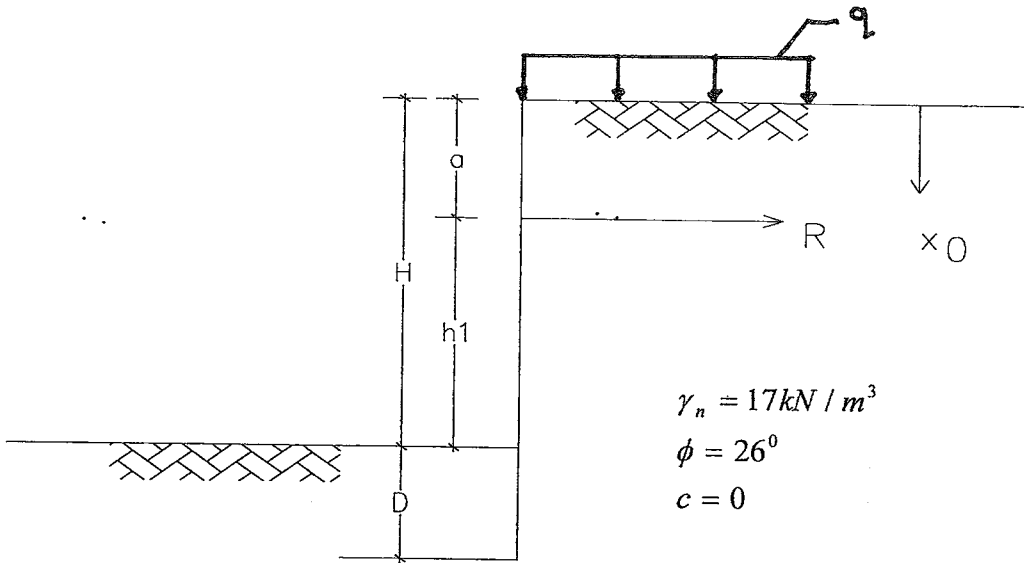
$$D = 3.85 \text{ m}$$

$$R = 189.18 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.3$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$





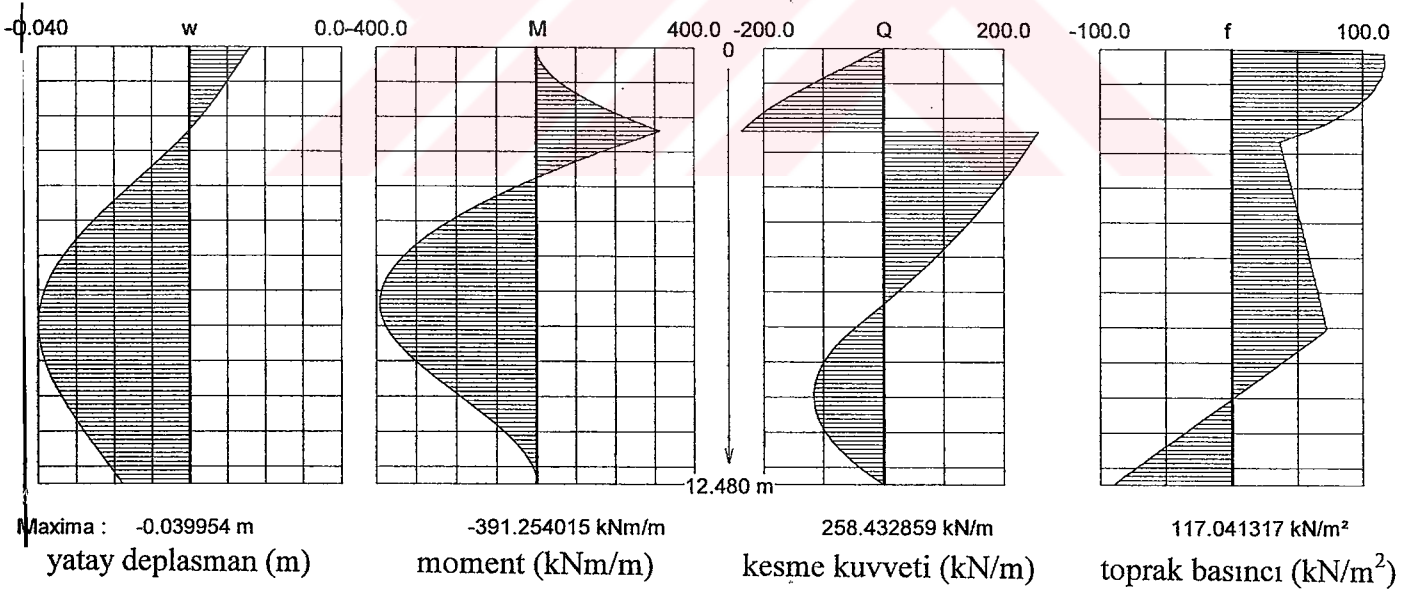
$$H = 8 \text{ m}$$

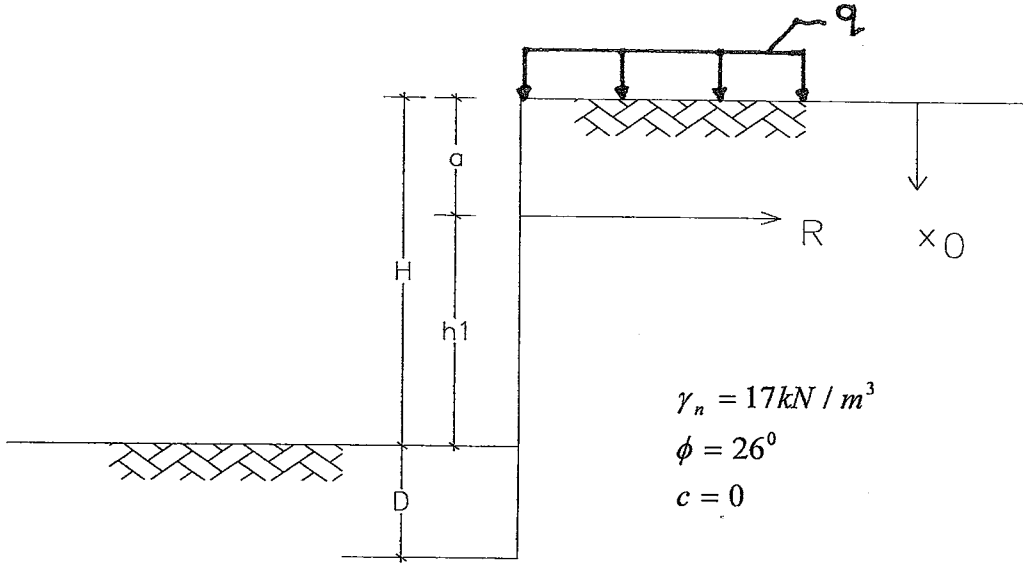
$$D = 4.48 \text{ m}$$

$$R = 322.94 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.3$$

$$q = 50 \text{ kN/m}^2$$





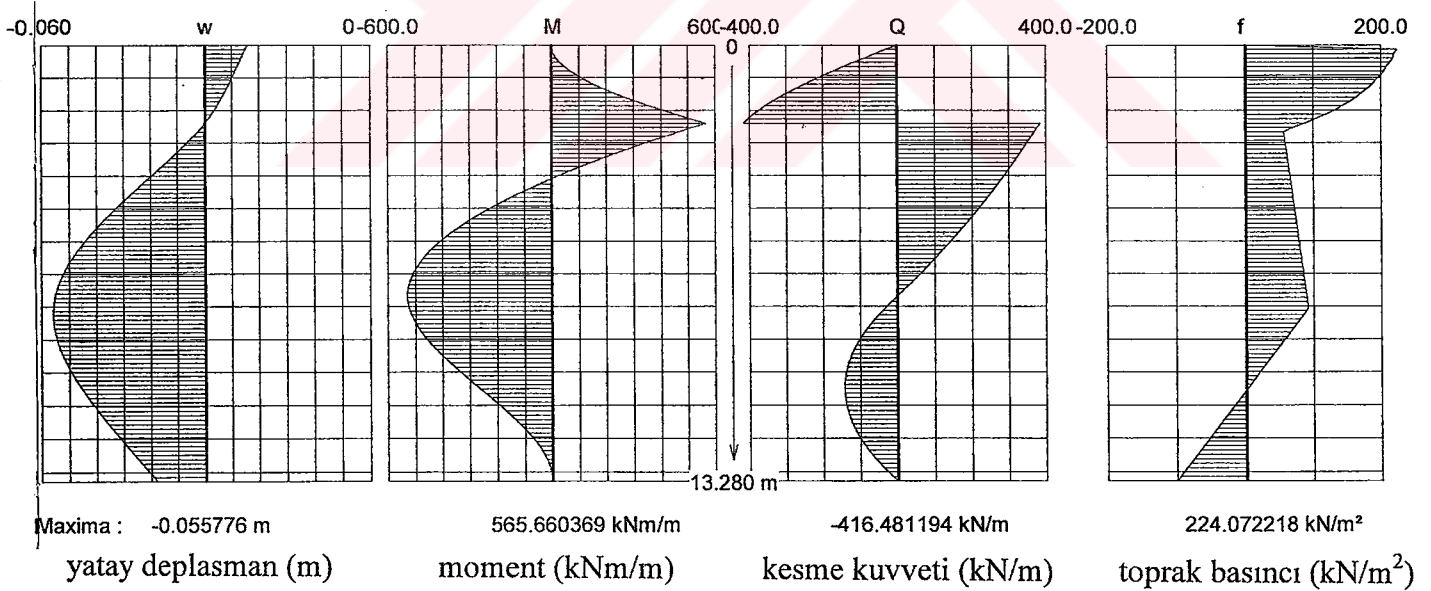
$$H = 8 \text{ m}$$

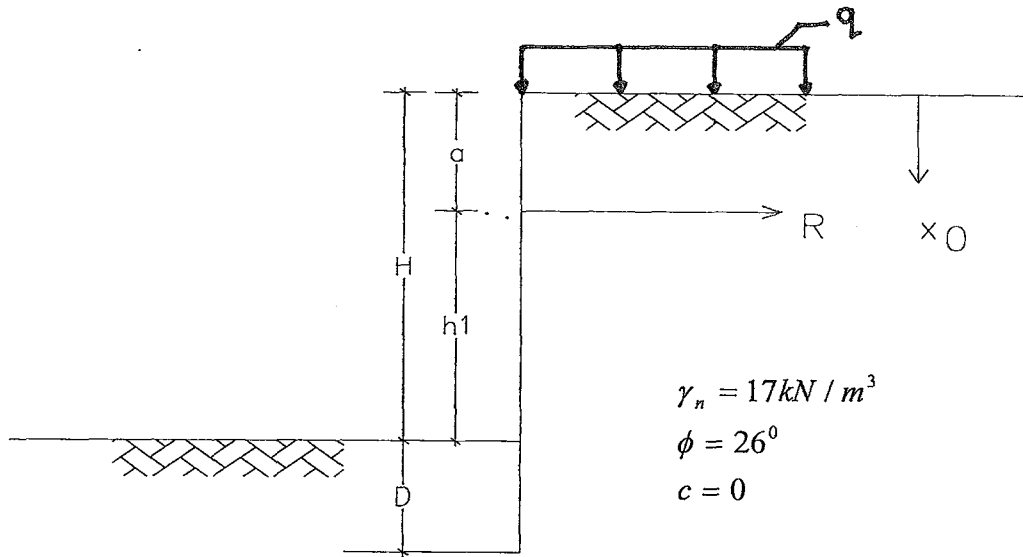
$$D = 5.28 \text{ m}$$

$$R = 495.91 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.3$$

$$q = 100 \text{ kN/m}^2$$





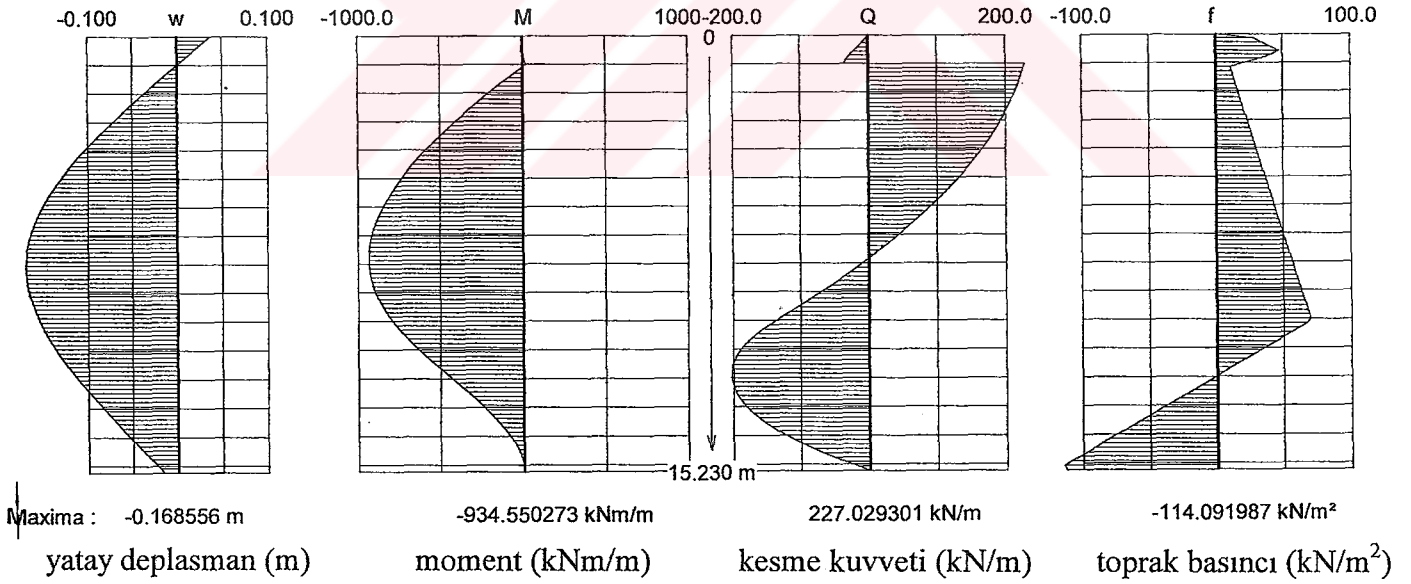
$$H = 10 \text{ m}$$

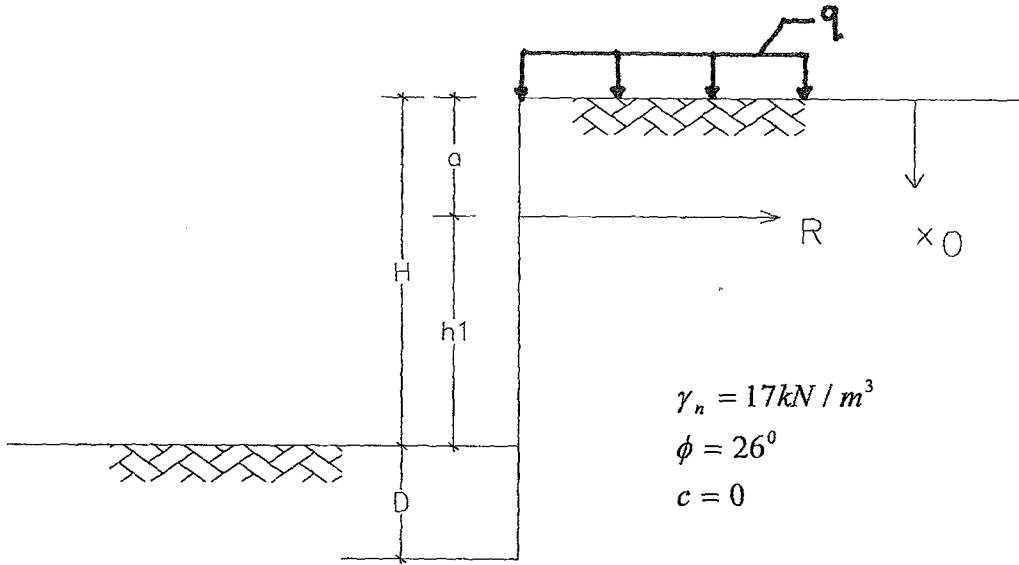
$$D = 5.23 \text{ m}$$

$$R = 233.12 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.1$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$





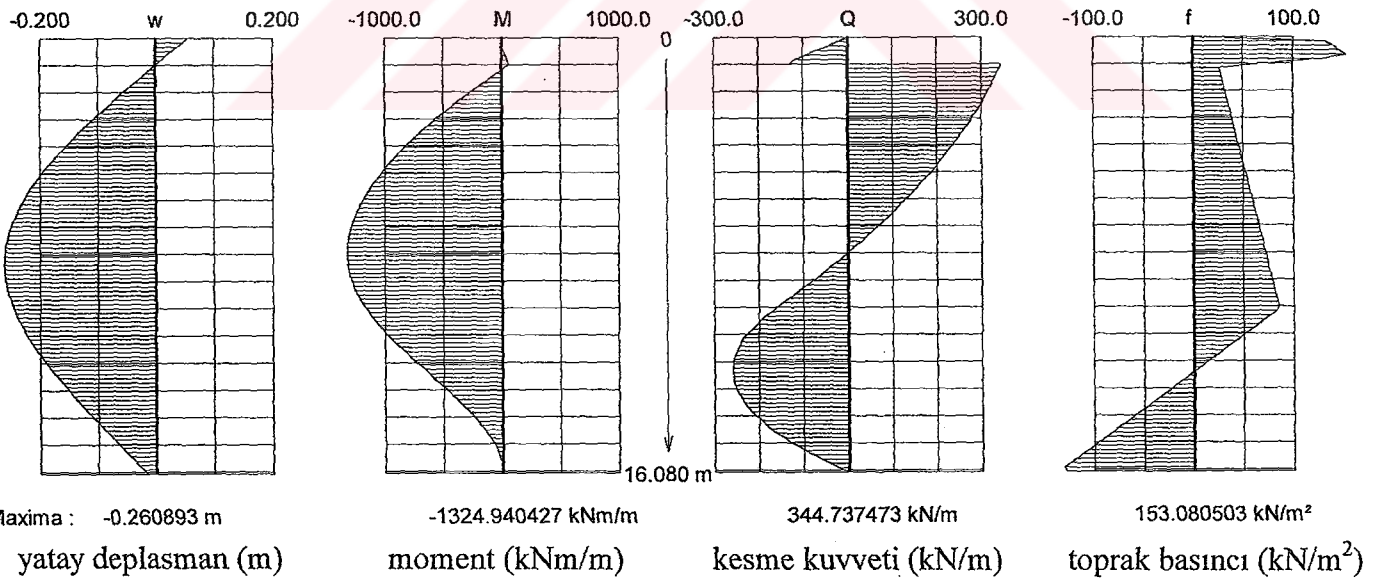
$$H = 10 \text{ m}$$

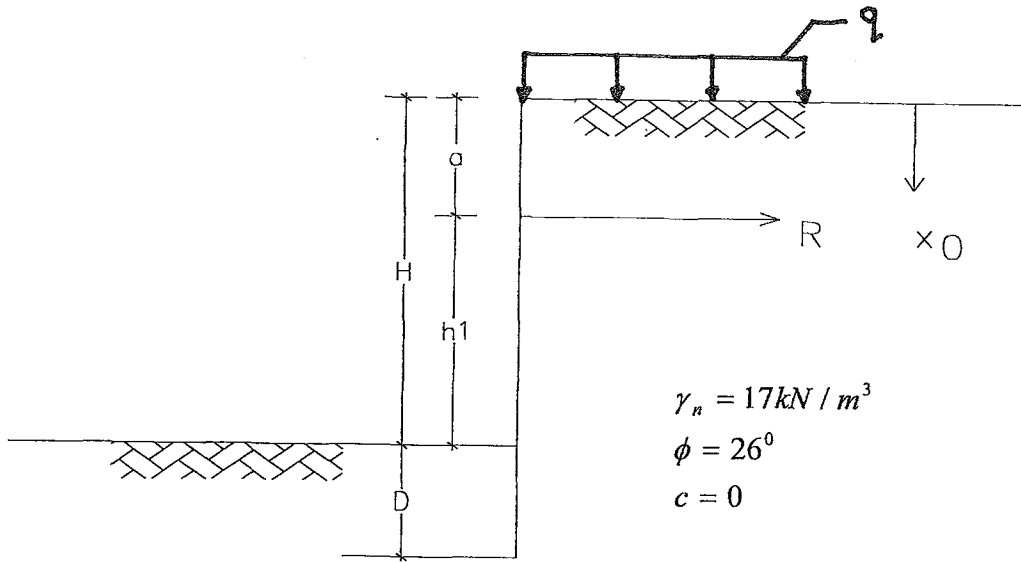
$$D = 6.08 \text{ m}$$

$$R = 366.19 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.1$$

$$q = 50 \text{ kN/m}^2$$





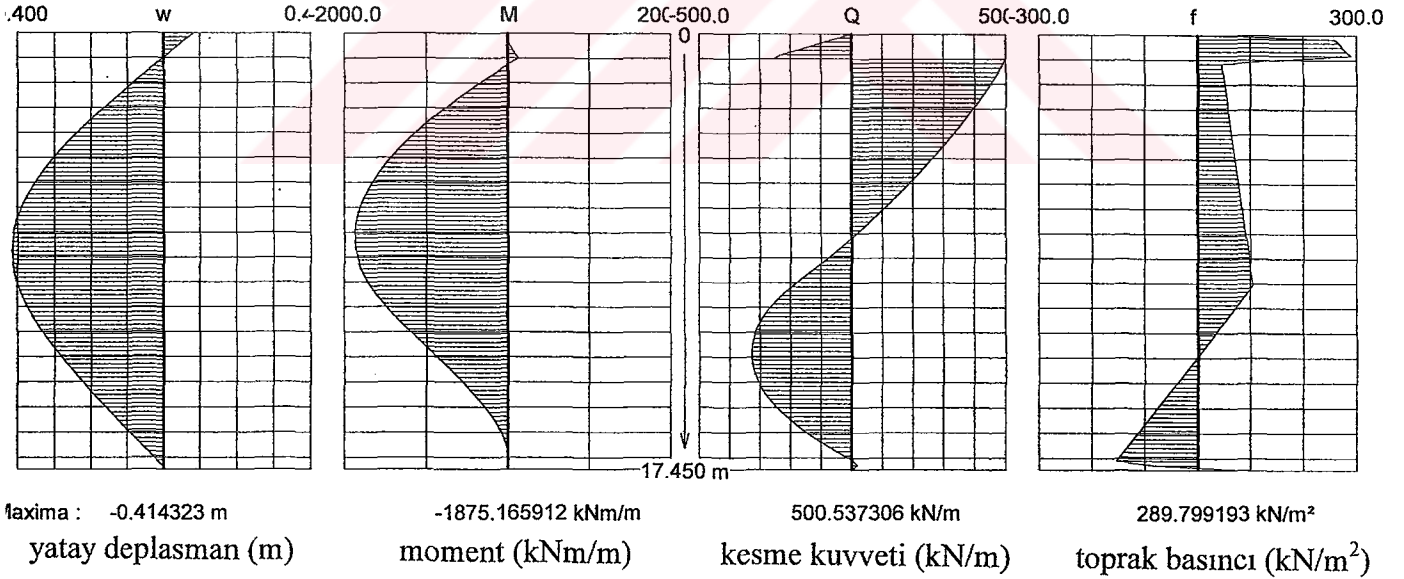
$$H = 10 \text{ m}$$

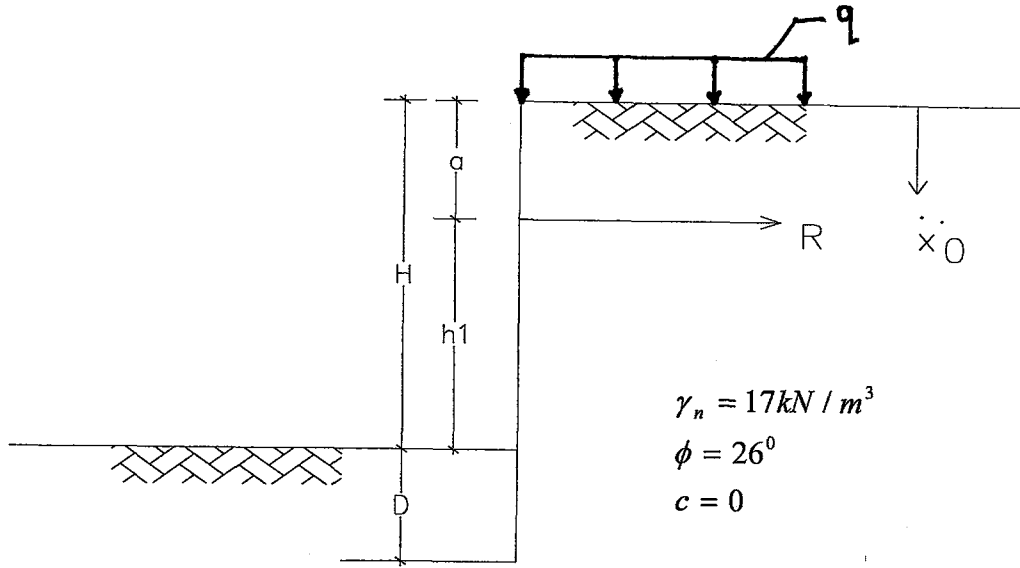
$$D = 7.45 \text{ m}$$

$$R = 482.24 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.1$$

$$q = 100 \text{ kN/m}^2$$





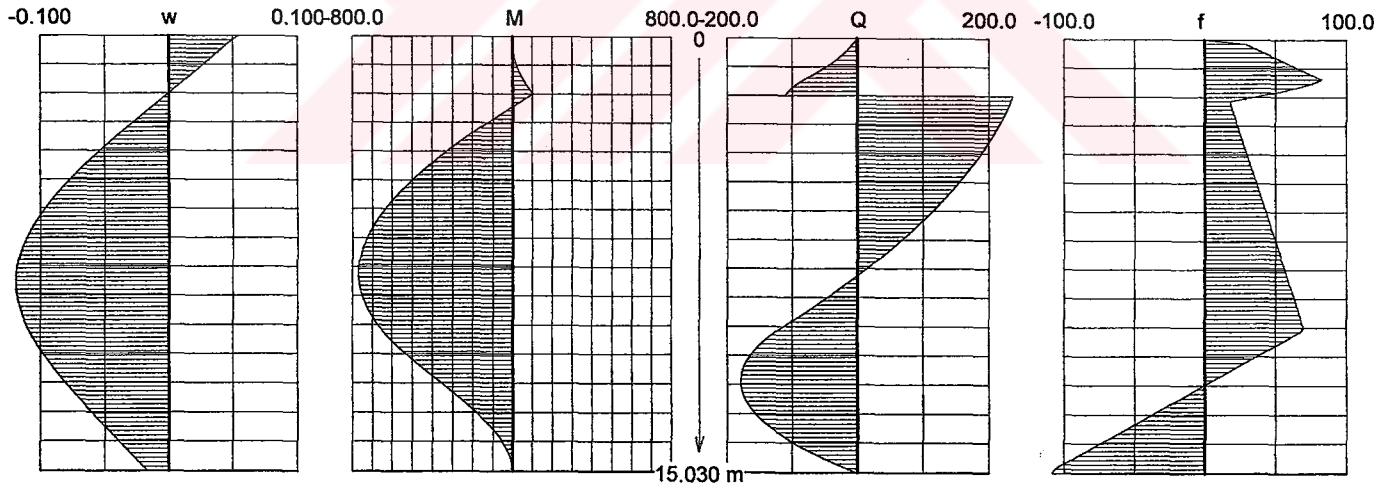
$$H = 10 \text{ m}$$

$$D = 5.03 \text{ m}$$

$$R = 256.93 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.2$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$

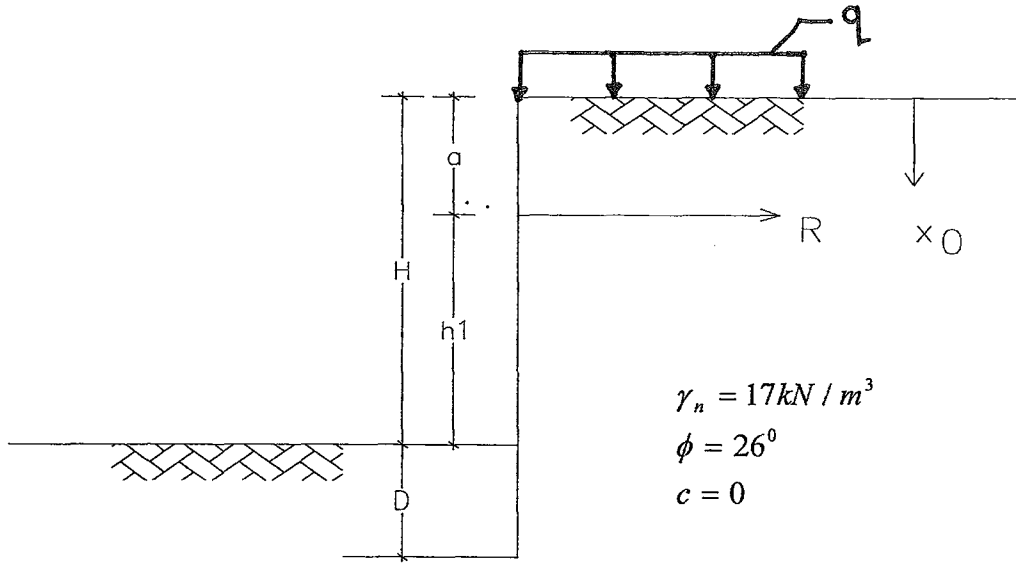


Maxima : -0.117540 m
yatay deplasman (m)

-769.541604 kNm/m
moment (kNm/m)

236.487722 kN/m
kesme kuvveti (kN/m)

-108.801309 kN/m²
toprak basıncı (kN/m²)



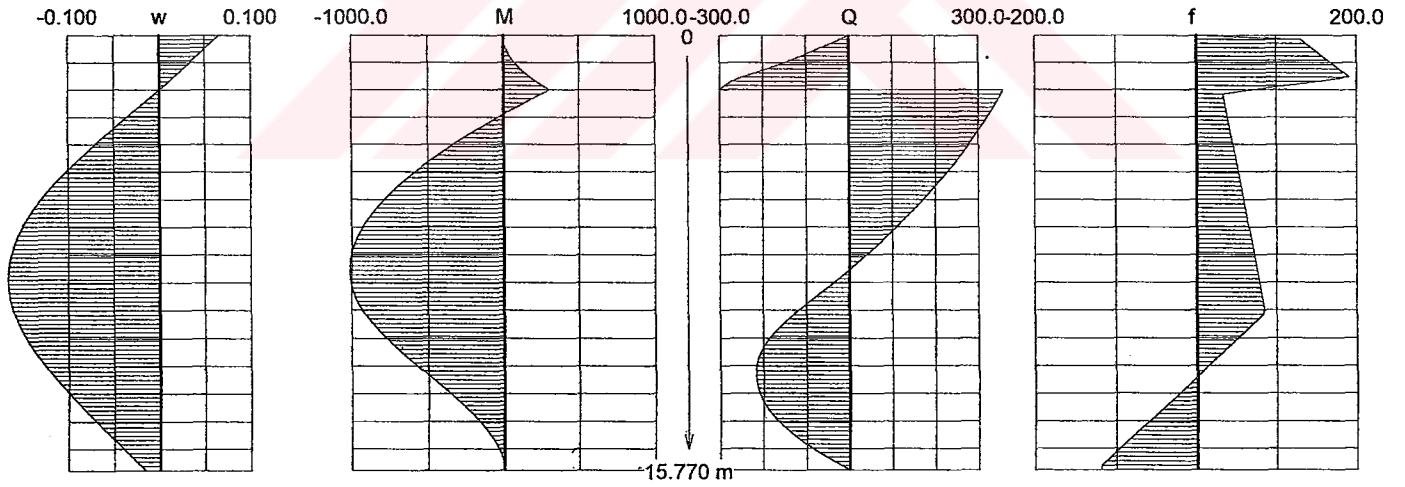
$$H = 10 \text{ m}$$

$$D = 5.77 \text{ m}$$

$$R = 407.48 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.2$$

$$q = 50 \text{ kN/m}^2$$



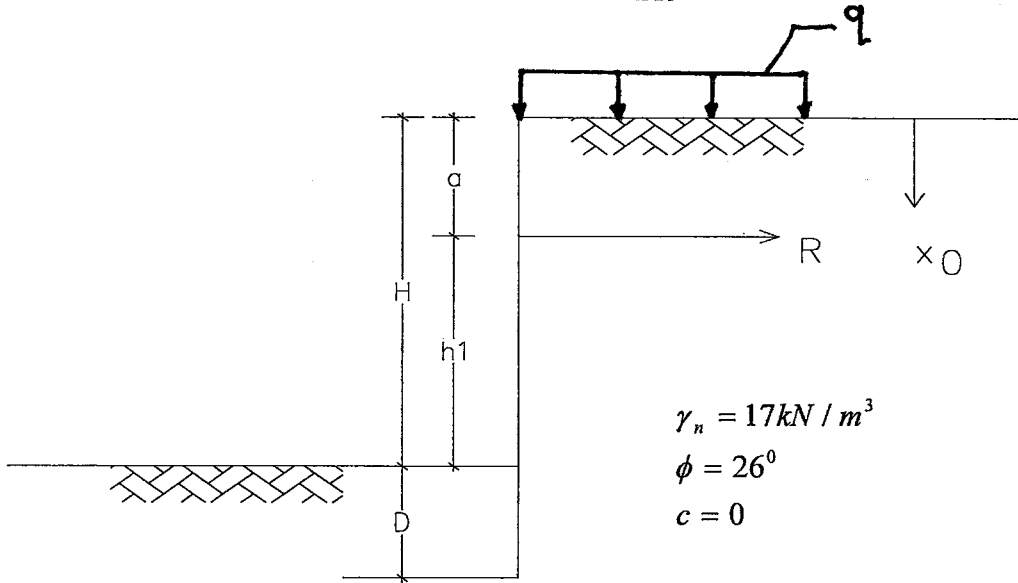
laxima : -0.164798 m
 yatay deplasman (m)

-1012.788939 kNm/m
 moment (kNm/m)

356.123926 kN/m
 kesme kuvveti (kN/m)

190.981157 kN/m²
 toprak basıncı (kN/m²)

219



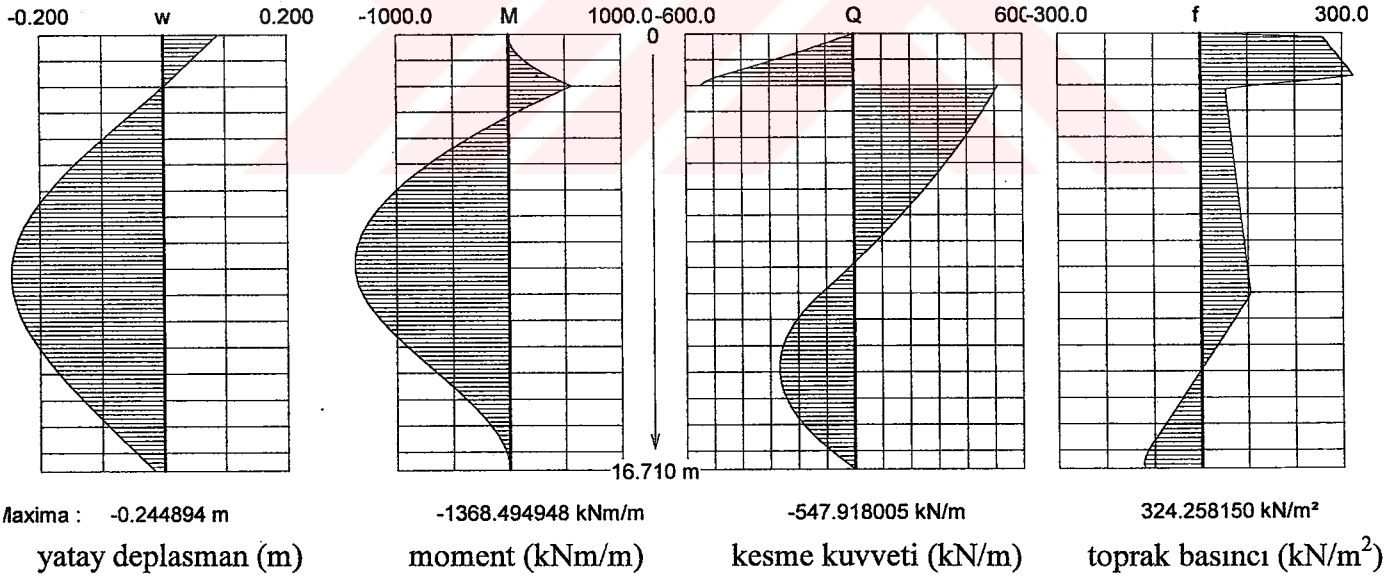
$$H = 10 \text{ m}$$

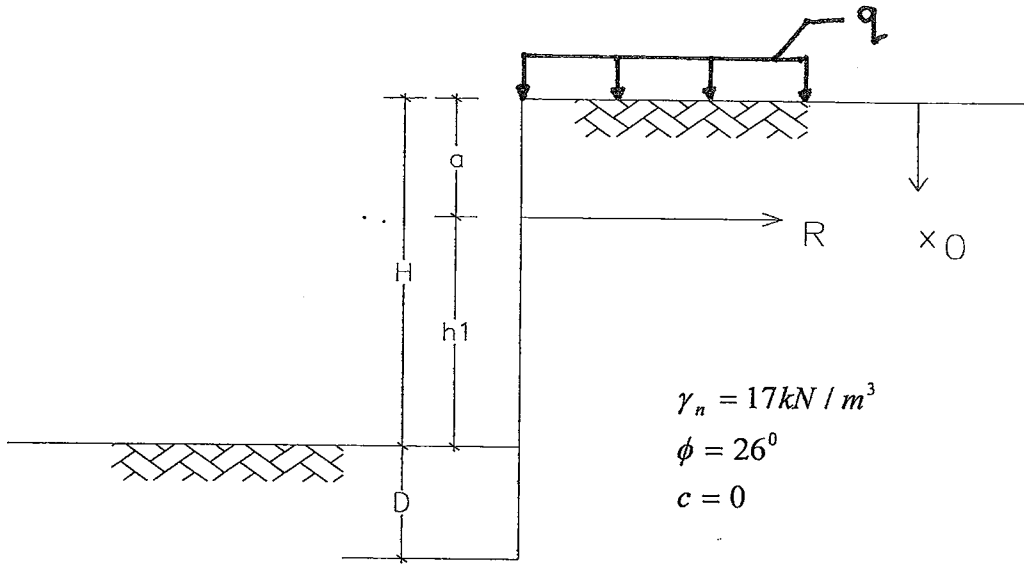
$$D = 6.71 \text{ m}$$

$$R = 597.59 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.2$$

$$q = 100 \text{ kN/m}^2$$





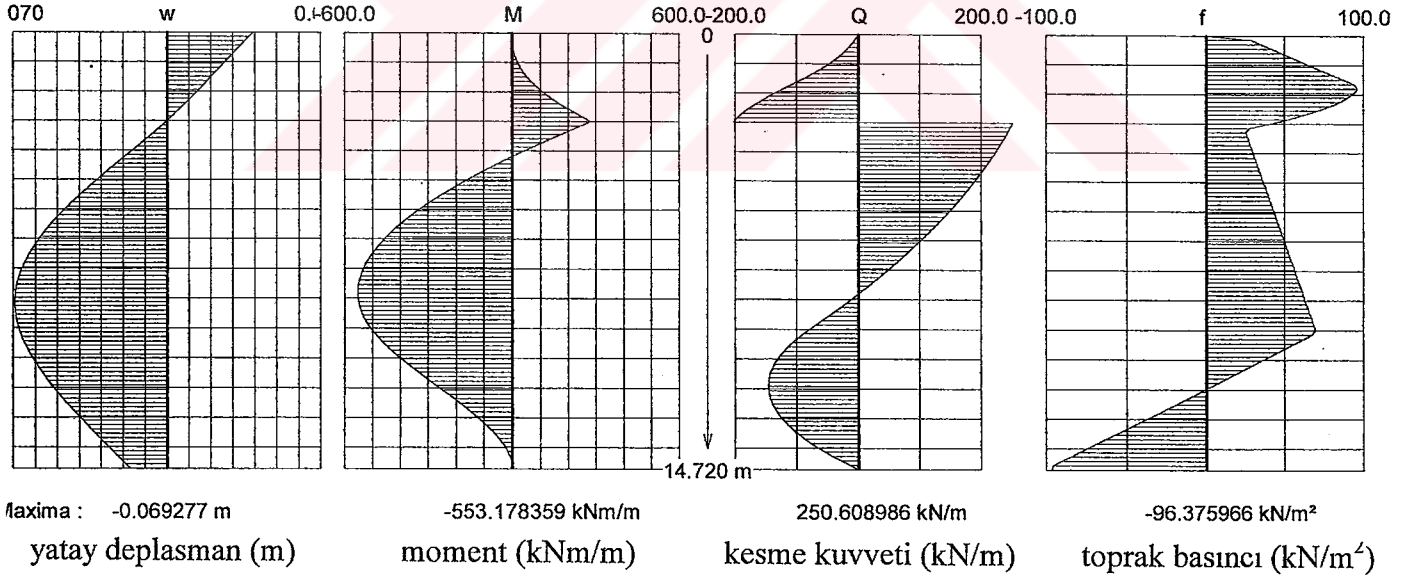
$$H = 10 \text{ m}$$

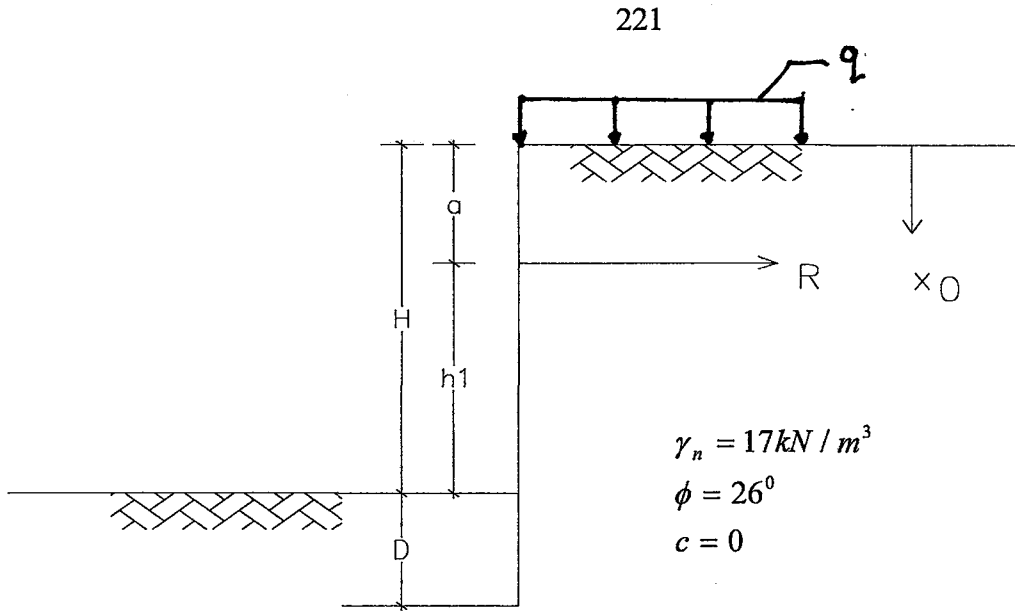
$$D = 4.72 \text{ m}$$

$$R = 290.92 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.3$$

$$q = 10 \text{ kN/m}^2$$





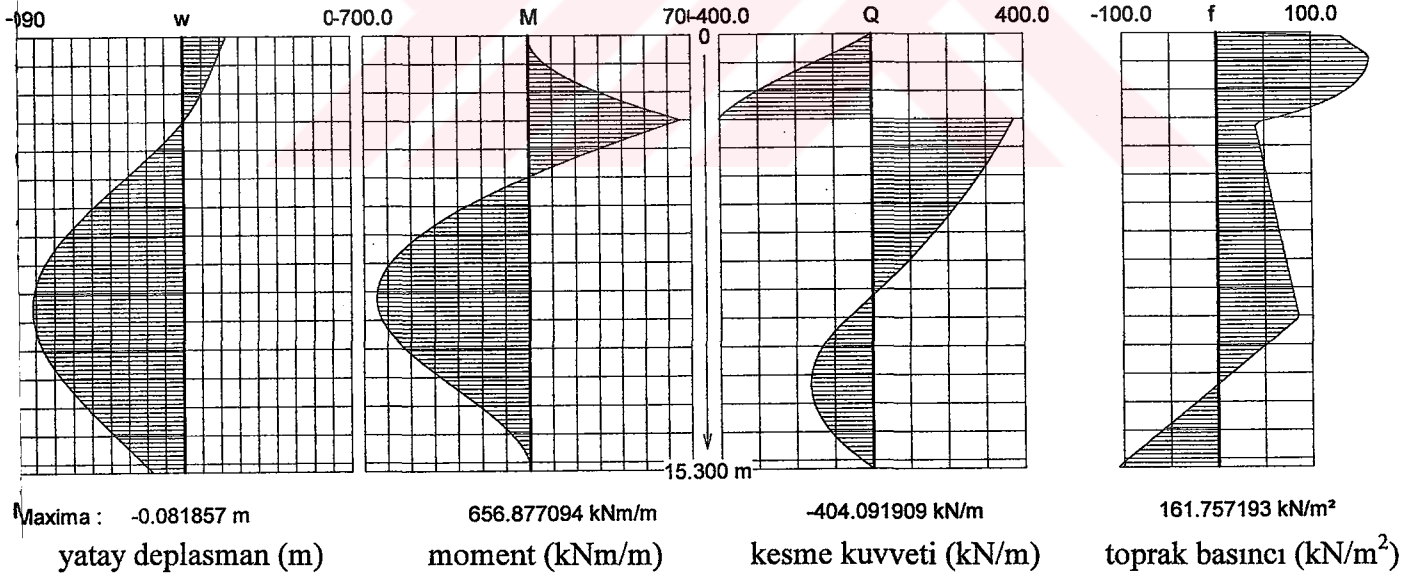
$$H = 10 \text{ m}$$

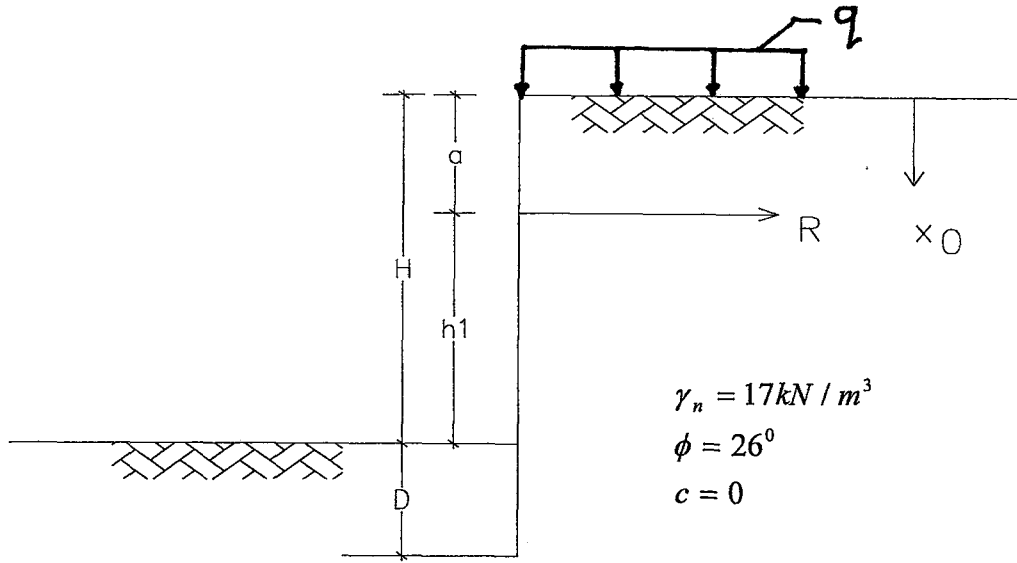
$$D = 5.30 \text{ m}$$

$$R = 463.12 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.3$$

$$q = 50 \text{ kN/m}^2$$





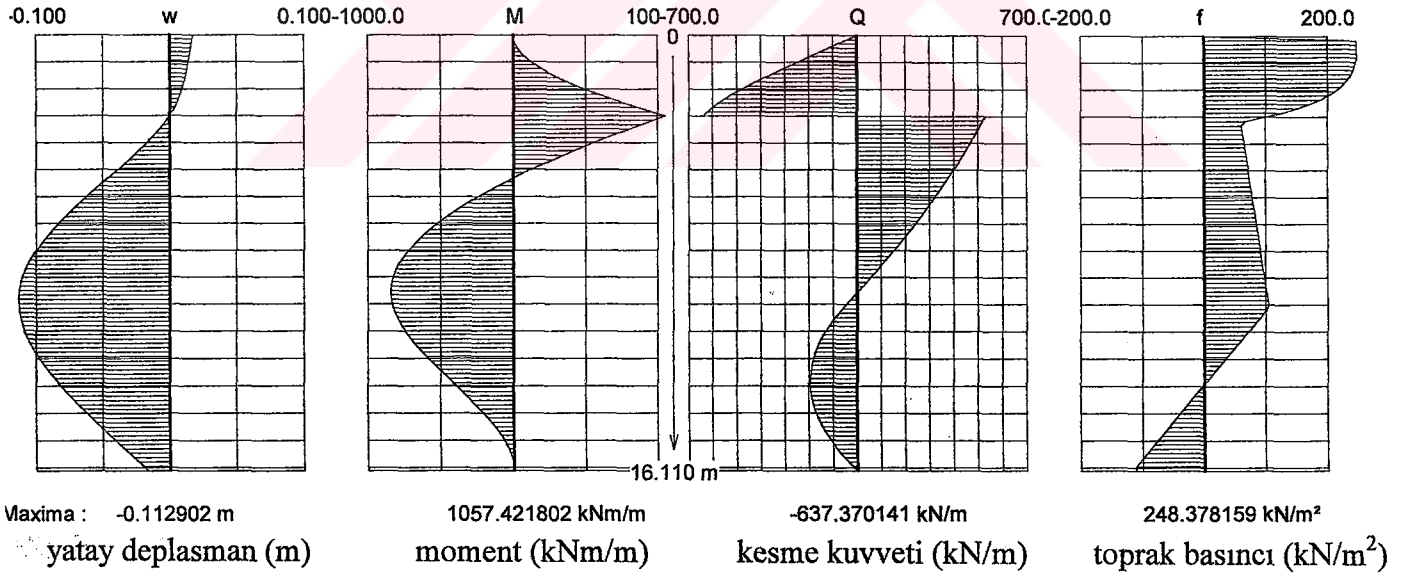
$$H = 10 \text{ m}$$

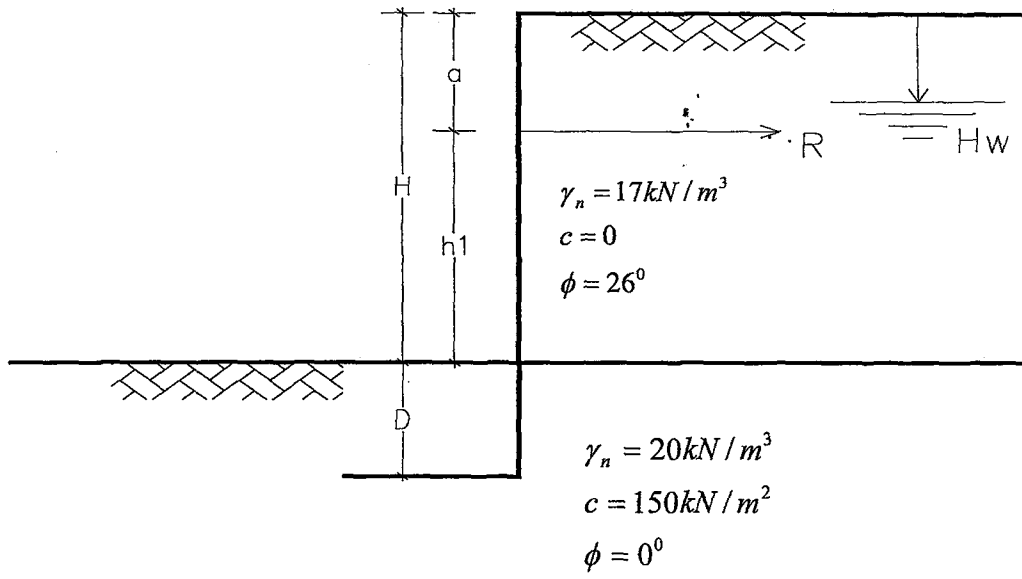
$$D = 6.11 \text{ m}$$

$$R = 676.29 \text{ kN}$$

$$a/H = 0.3$$

$$q = 100 \text{ kN/m}^2$$





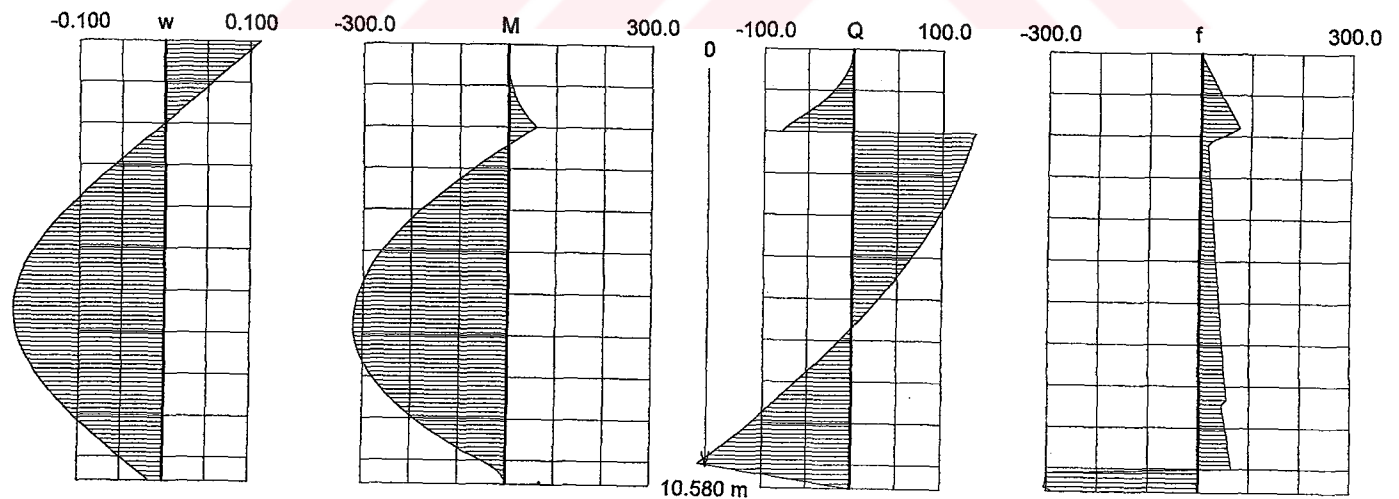
$$D = 0,58 \text{ m}$$

$$R = 143,27 \text{ kN}$$

$$H = 10 \text{ m}$$

$$H_w = 10,0 \text{ m}$$

$$a/H = 0,2$$



laxima : -0.175930 m

yatay deplasman (m)

-320.428934 kNm/m

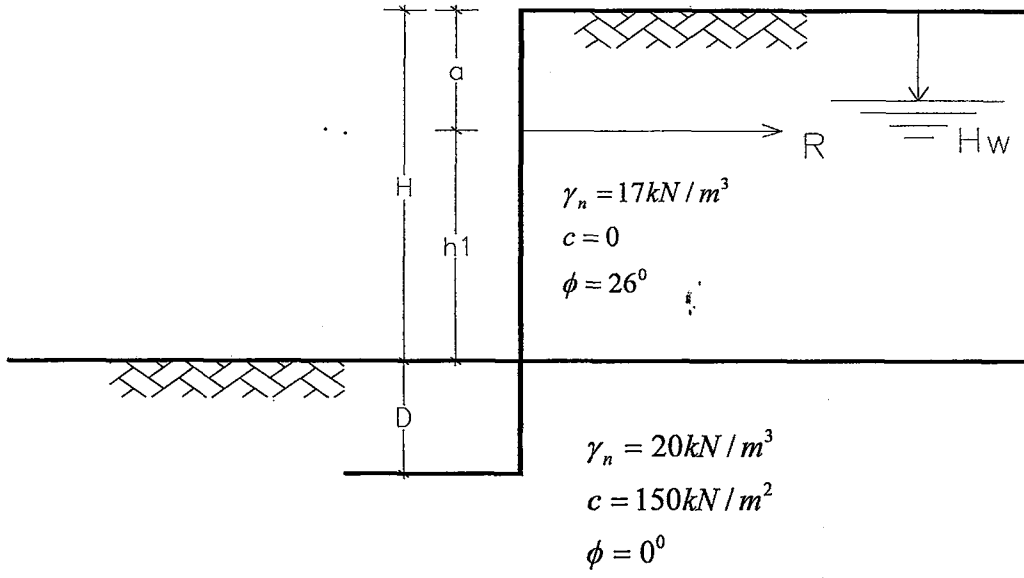
moment (kNm/m)

-173.593011 kN/m

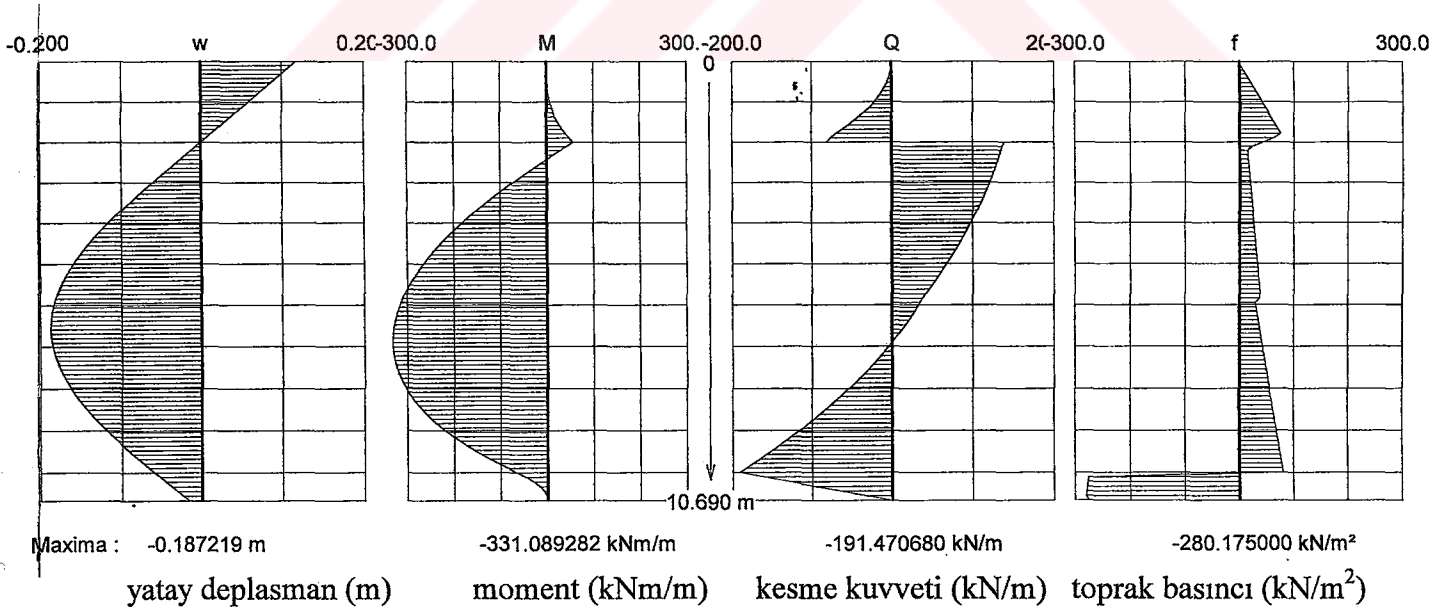
kesme kuvveti (kN/m)

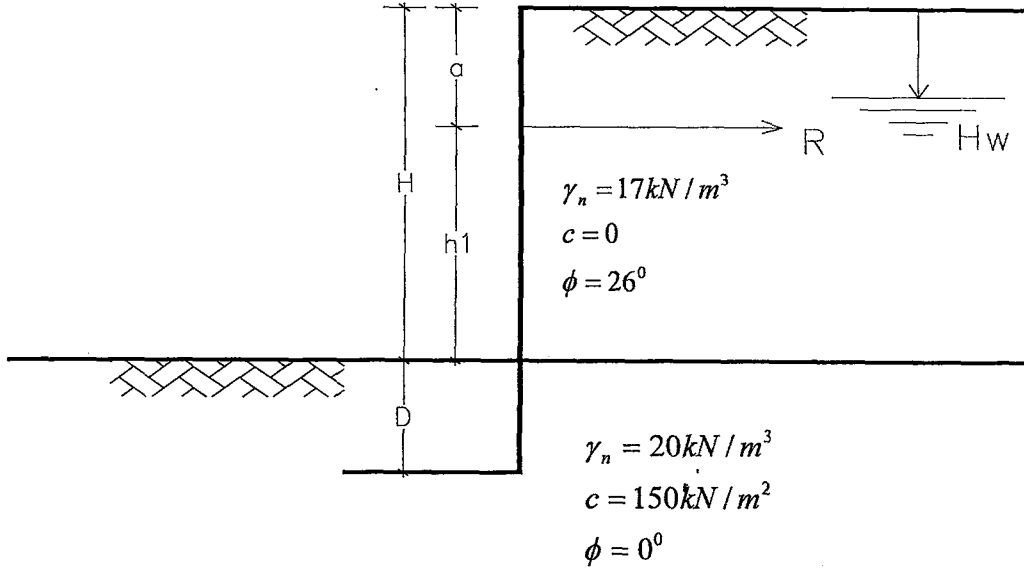
-304.060000 kN/m²

toprak basıncı (kN/m²)



$$\begin{aligned} D &= 0,69 \text{ m} \\ R &= 131,60 \text{ kN} \\ H &= 10 \text{ m} \\ H_w &= 7,5 \text{ m} \\ a/H &= 0,2 \end{aligned}$$





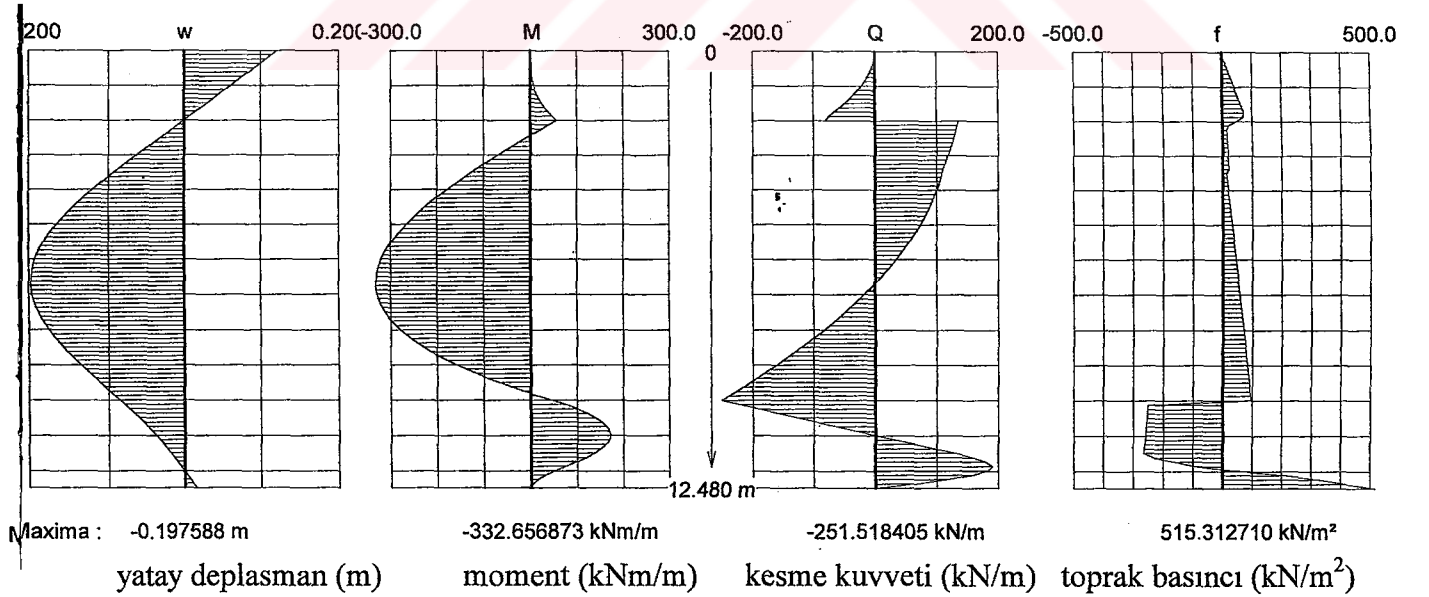
$$D = 2,48 \text{ m}$$

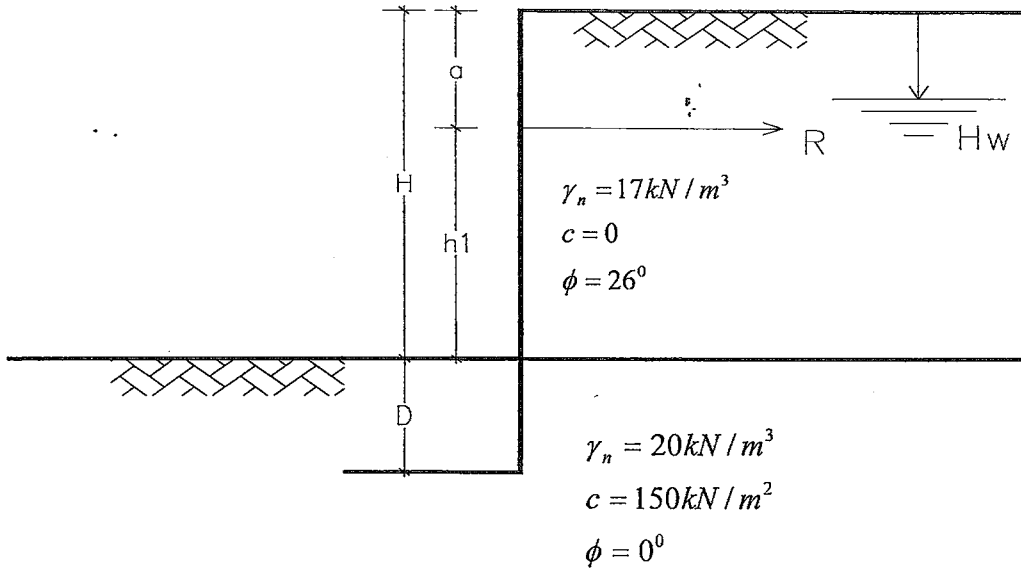
$$R = 127,87 \text{ kN}$$

$$H = 10 \text{ m}$$

$$H_w = 5,0 \text{ m}$$

$$a/H = 0,2$$





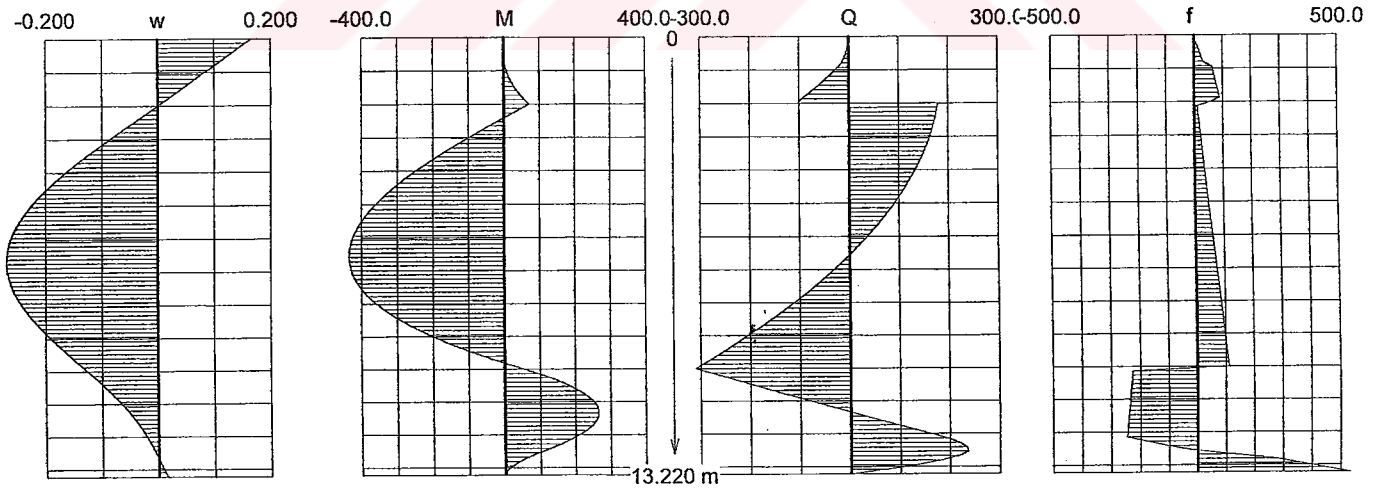
$$D = 3,22 \text{ m}$$

$$R = 166,08 \text{ kN}$$

$$H = 10 \text{ m}$$

$$Hw = 2,5 \text{ m}$$

$$a/H = 0,2$$



Maxima : -0.268213 m

-435.445421 kNm/m

-310.247313 kN/m

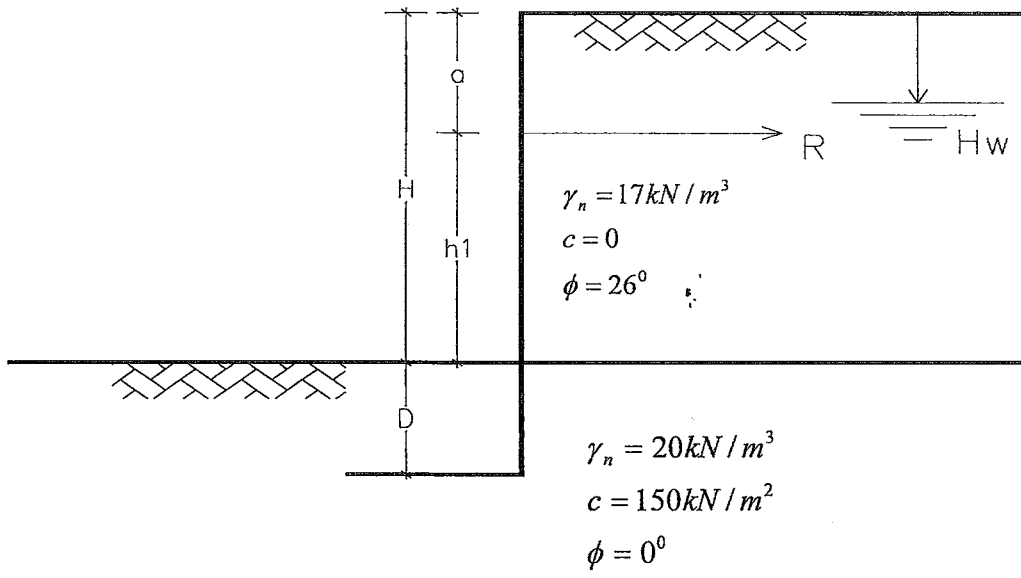
531.912172 kN/m²

yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



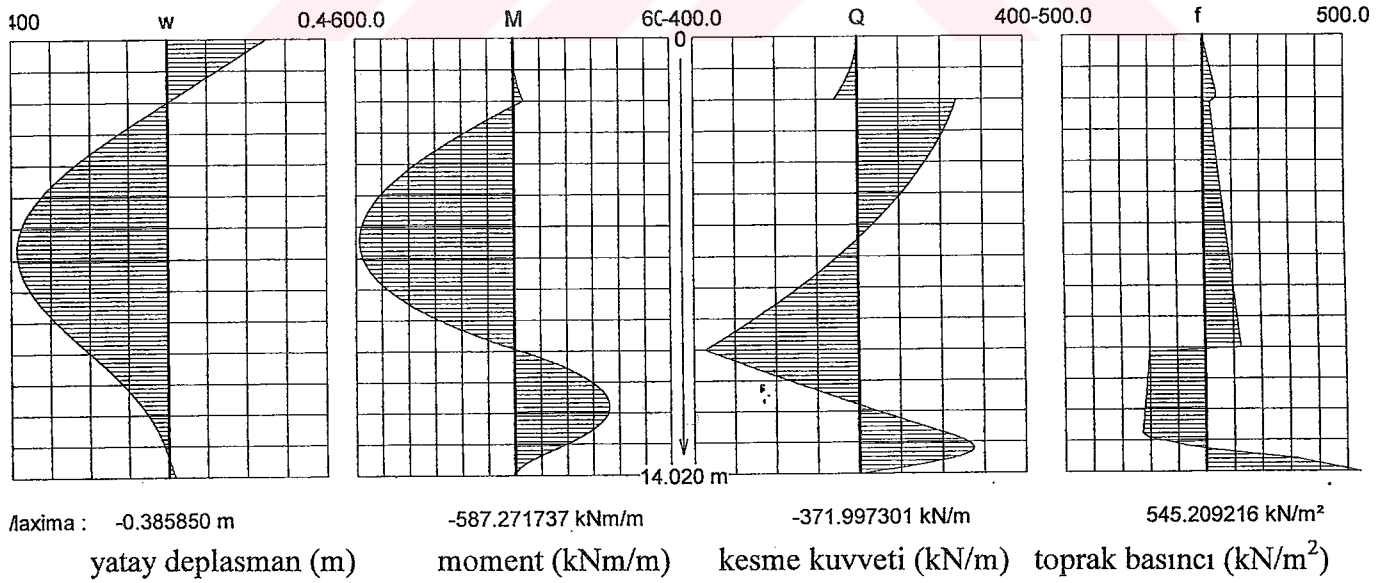
$$D = 4,02 \text{ m}$$

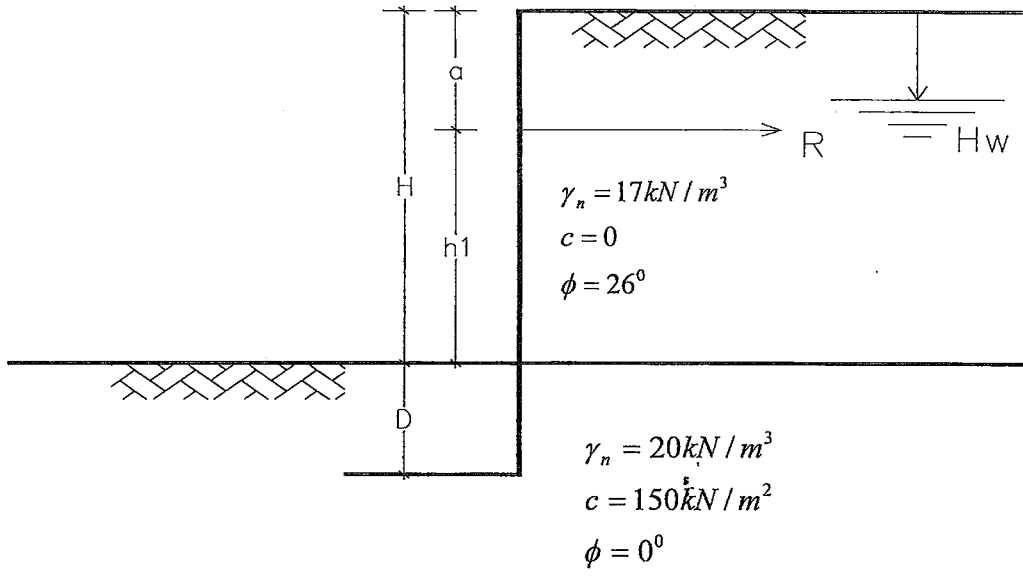
$$R = 280,18 \text{ kN}$$

$$H = 10 \text{ m}$$

$$H_w = 0 \text{ m}$$

$$a/H = 0,2$$





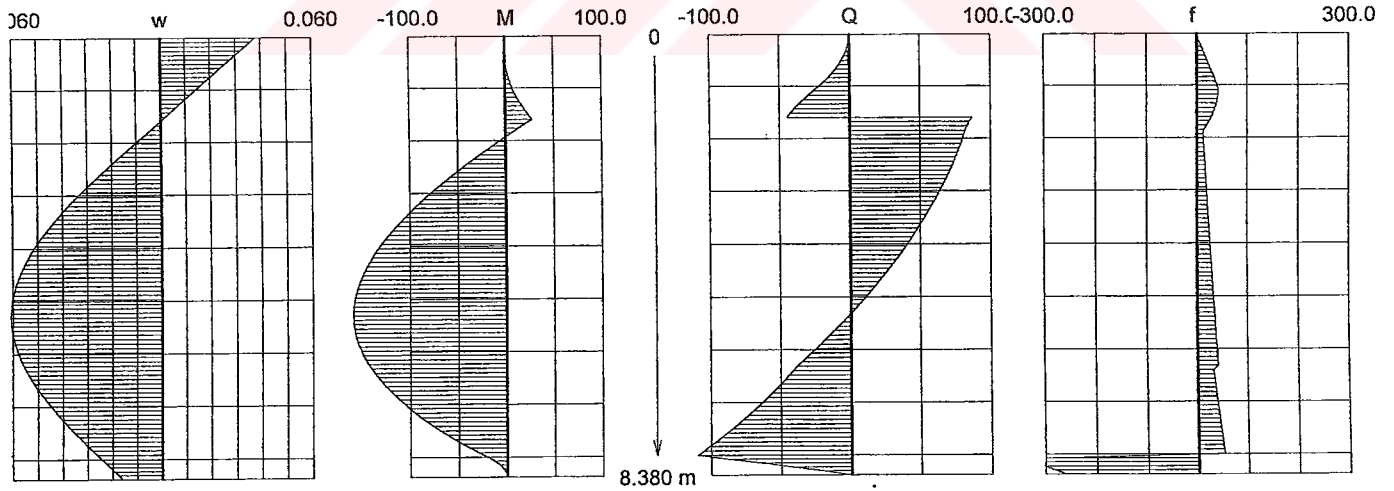
$$D = 0,38 \text{ m}$$

$$R = 90,87 \text{ kN}$$

$$H = 8 \text{ m}$$

$$Hw = 8 \text{ m}$$

$$a/H = 0,2$$



maxima : -0.060692 m

yatay deplasman (m)

-158.993569 kNm/m

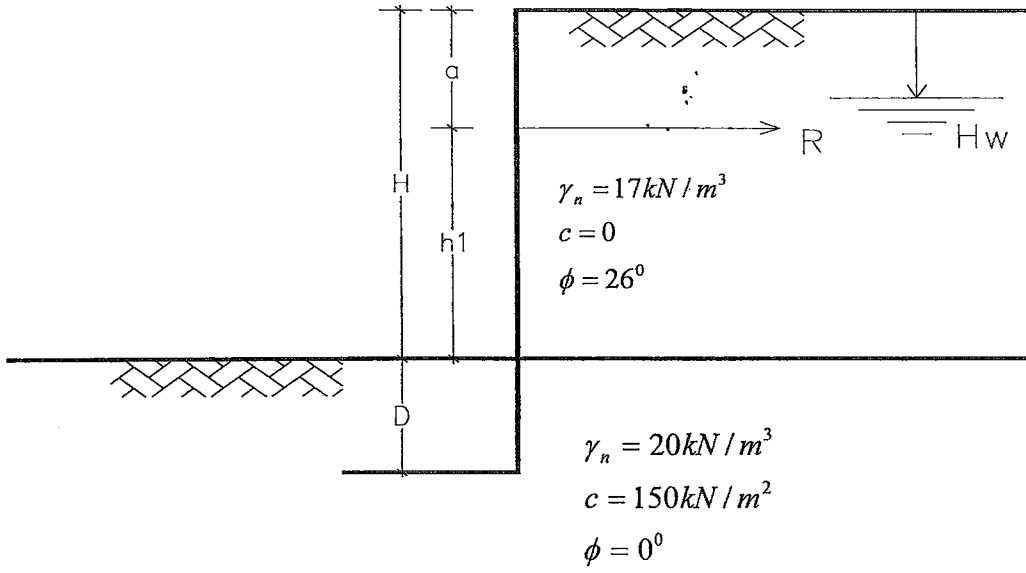
moment (kNm/m)

-109.859118 kN/m

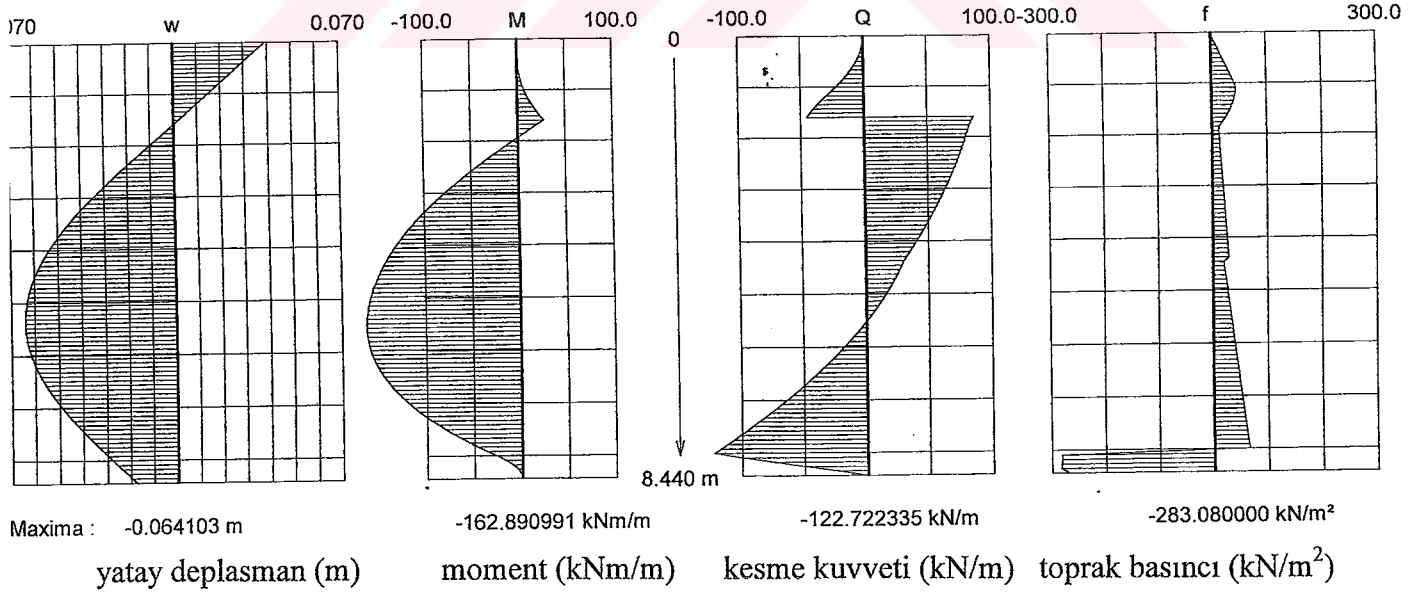
kesme kuvveti (kN/m)

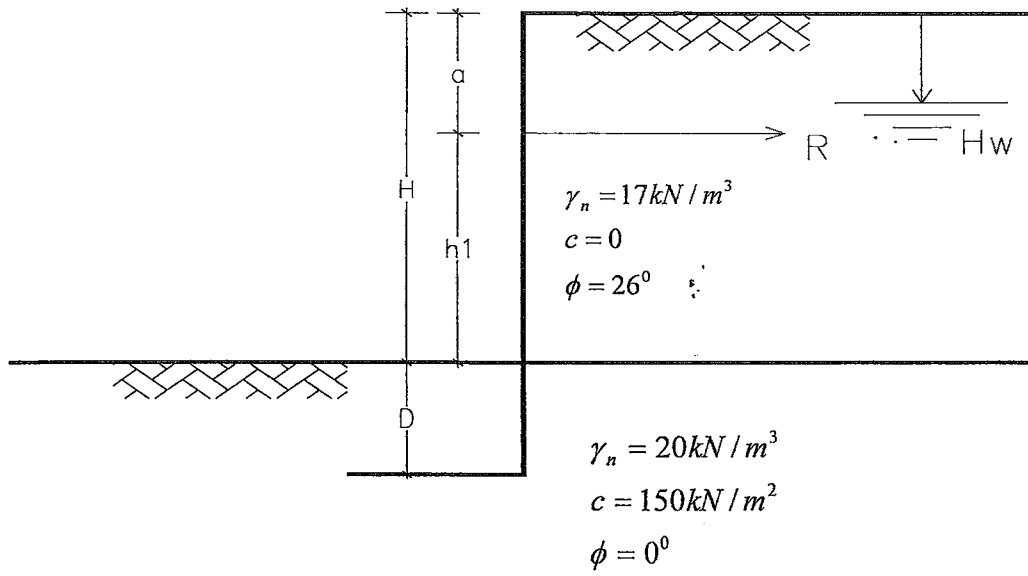
-301.900000 kN/m²

toprak basıncı (kN/m²)



$$\begin{aligned} D &= 0,44 \text{ m} \\ R &= 83,78 \text{ kN} \\ H &= 8 \text{ m} \\ Hw &= 6 \text{ m} \\ a/H &= 0,2 \end{aligned}$$





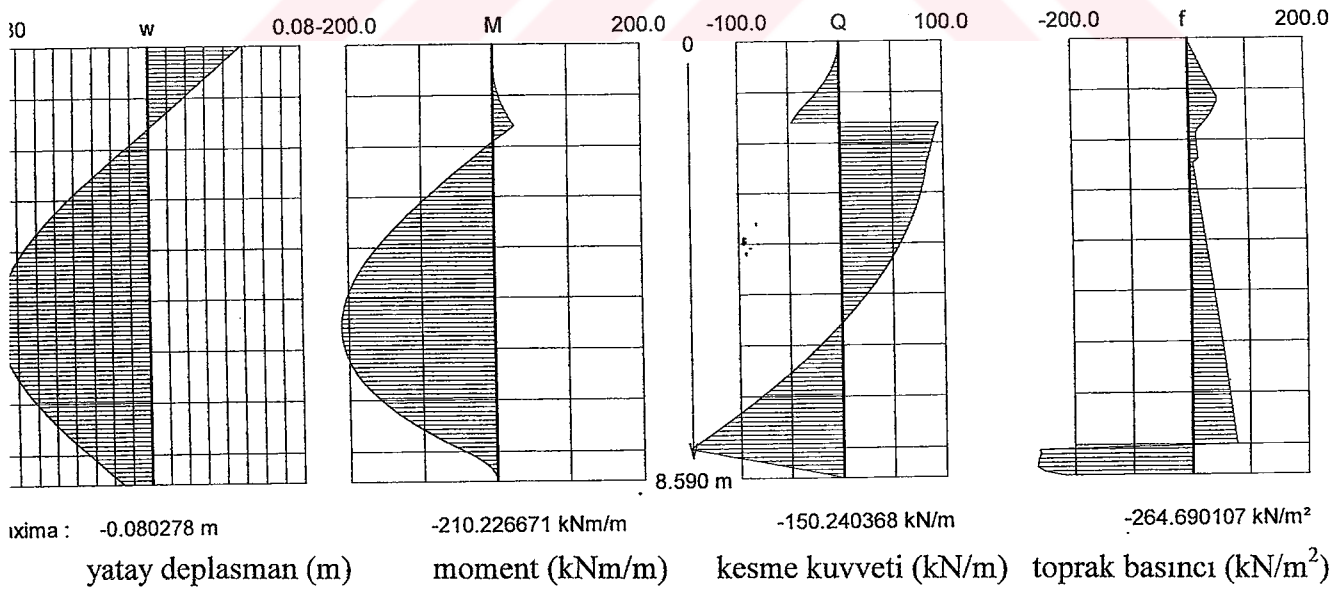
$$D = 0,59 \text{ m}$$

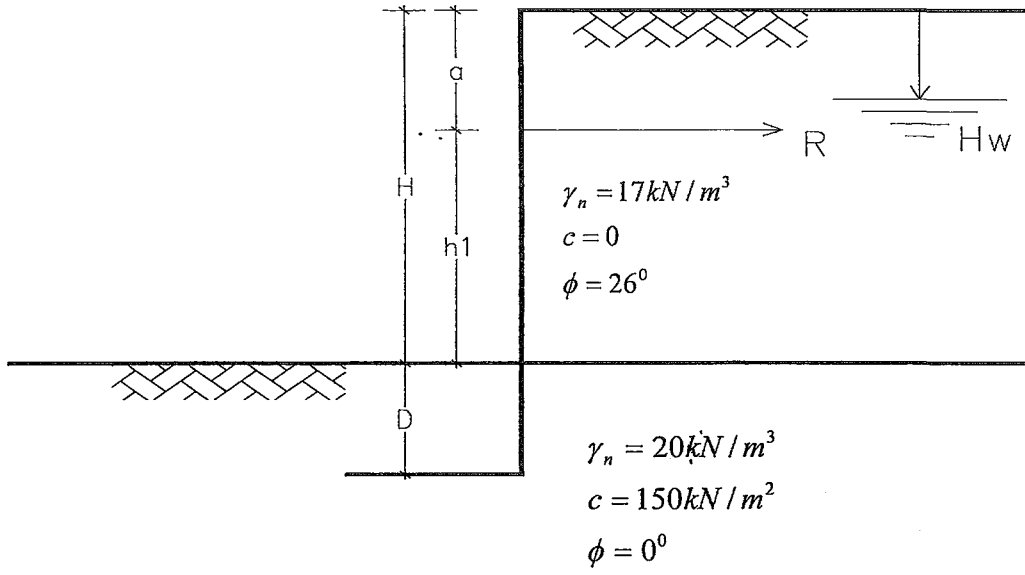
$$R = 81,20 \text{ kN}$$

$$H = 8 \text{ m}$$

$$H_w = 4 \text{ m}$$

$$a/H = 0,2$$





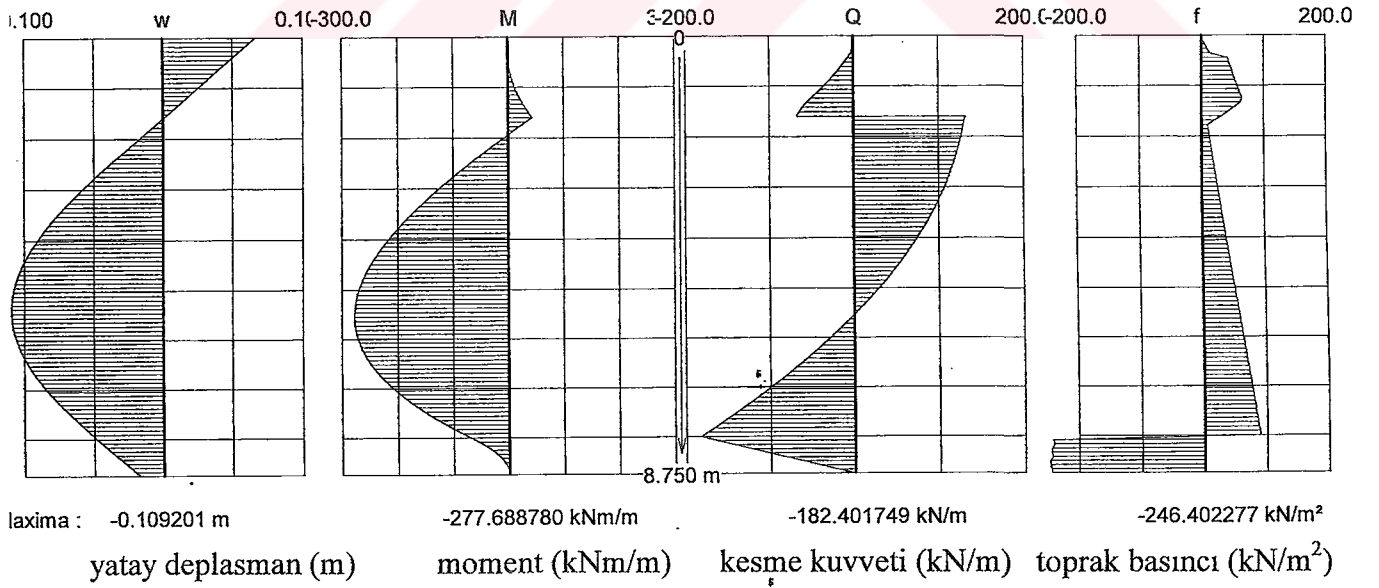
$$D = 0,75 \text{ m}$$

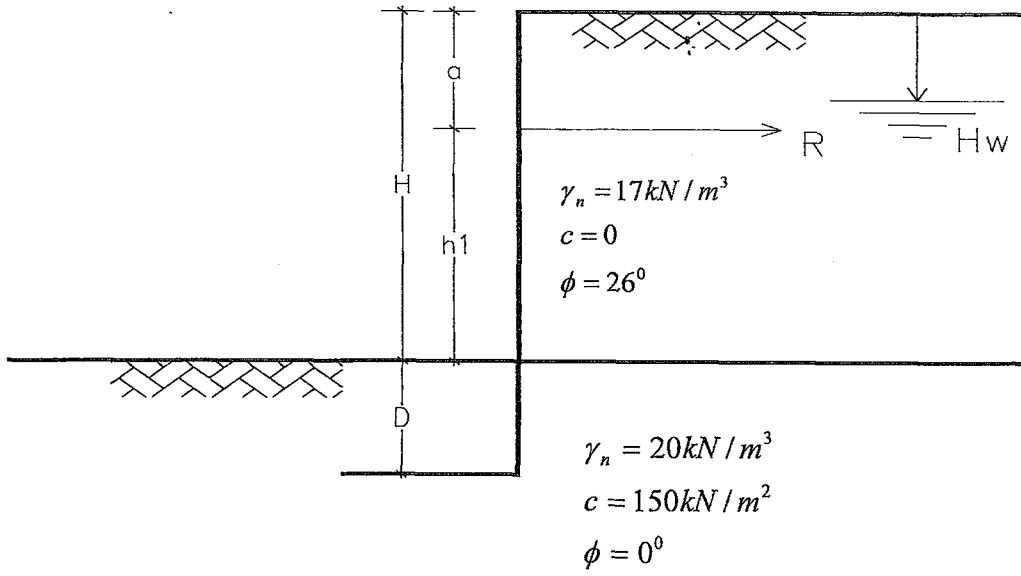
$$R = 105,09 \text{ kN}$$

$$H = 8 \text{ m}$$

$$H_w = 2 \text{ m}$$

$$a/H = 0,2$$





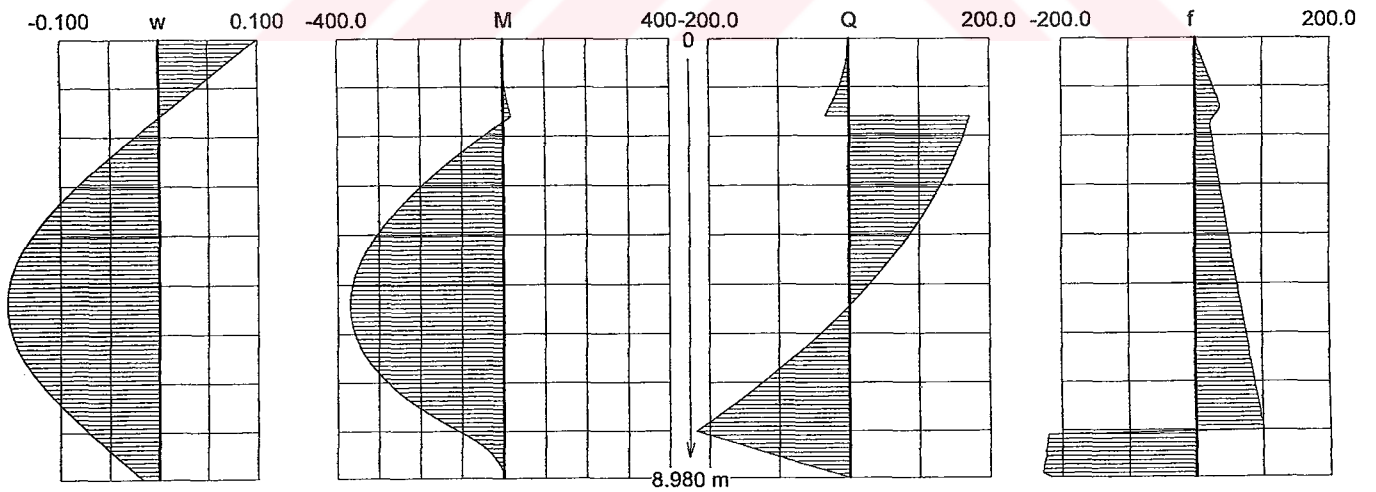
$$D = 0,98 \text{ m}$$

$$R = 177,33 \text{ kN}$$

$$H = 8 \text{ m}$$

$$H_w = 0 \text{ m}$$

$$a/H = 0,2$$



axima : -0.152574 m

yatay deplasman (m)

-370.651155 kNm/m

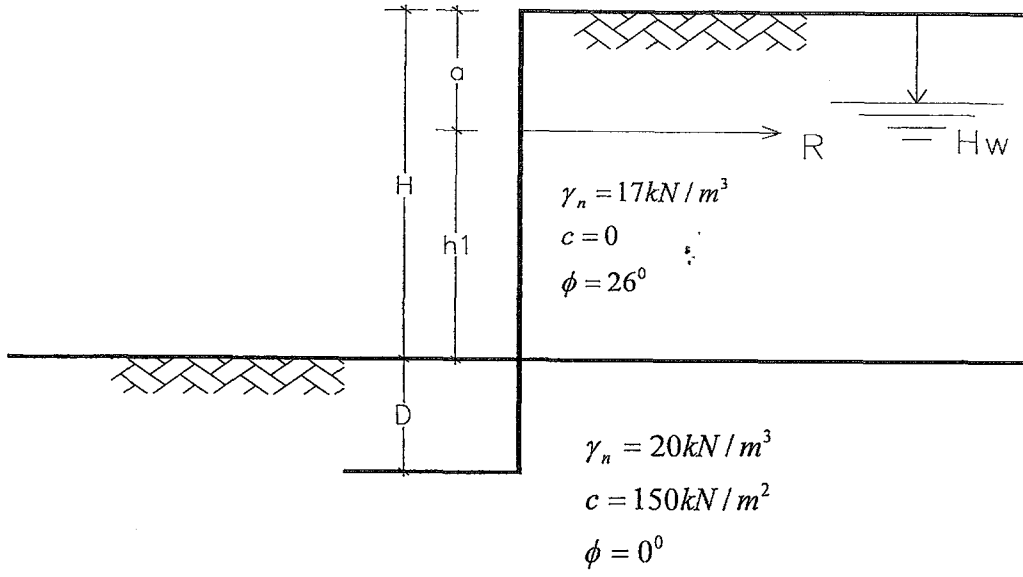
moment (kNm/m)

-219.198002 kN/m

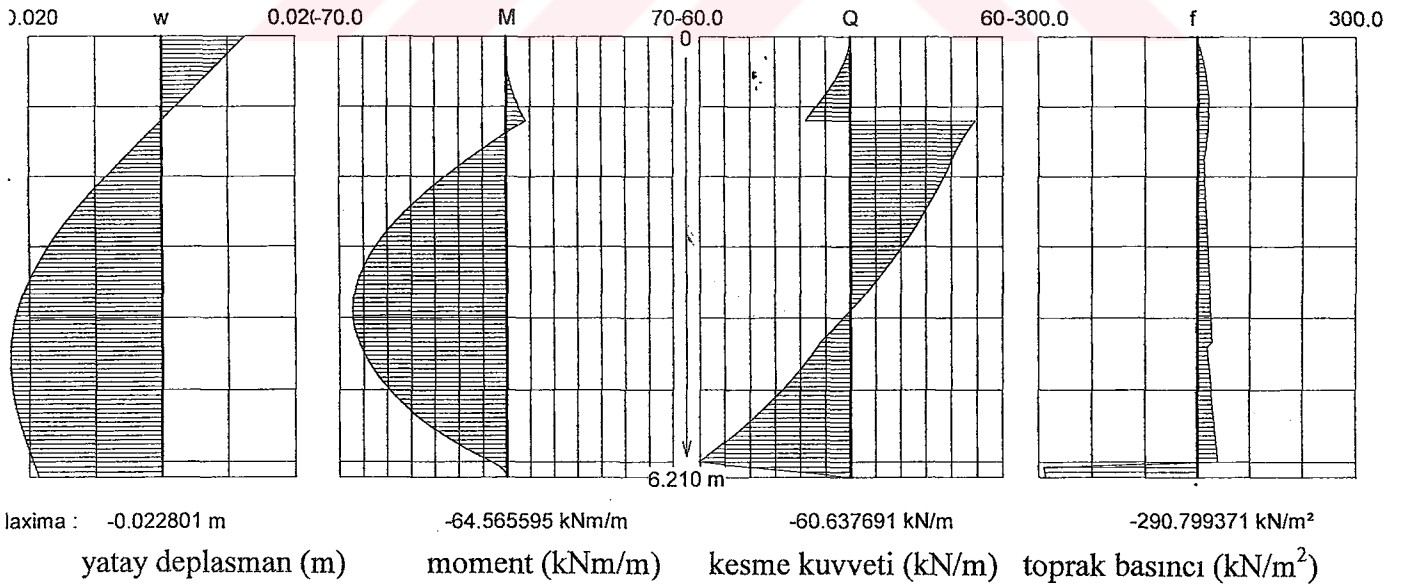
kesme kuvveti (kN/m)

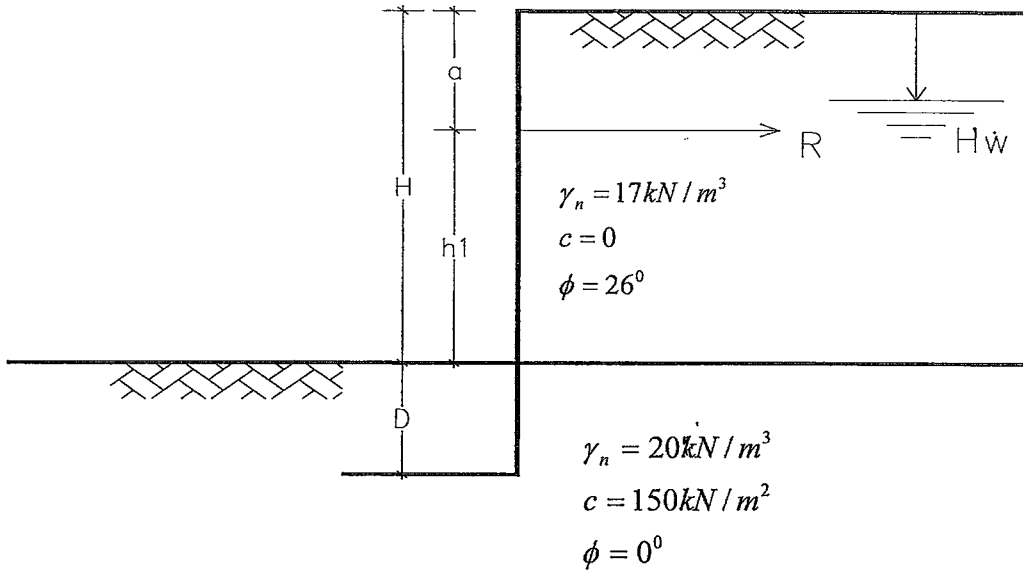
-228.697000 kN/m²

toprak basıncı (kN/m²)



$D = 0,21 \text{ m}$
 $R = 50,71 \text{ kN}$
 $H = 6 \text{ m}$
 $H_w = 6,0 \text{ m}$
 $a/H = 0,2$





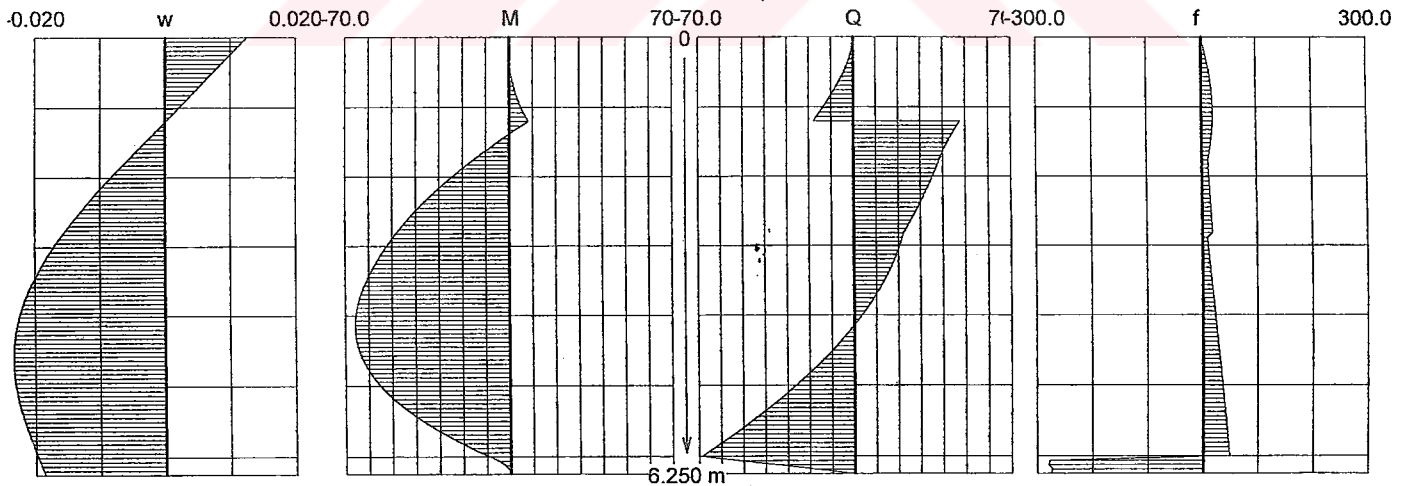
$$D = 0,25 \text{ m}$$

$$R = 46,89 \text{ kN}$$

$$H = 6 \text{ m}$$

$$Hw = 4,5 \text{ m}$$

$$a/H = 0,2$$



Maxima : -0.023218 m

-65.728790 kNm/m

-68.893214 kN/m

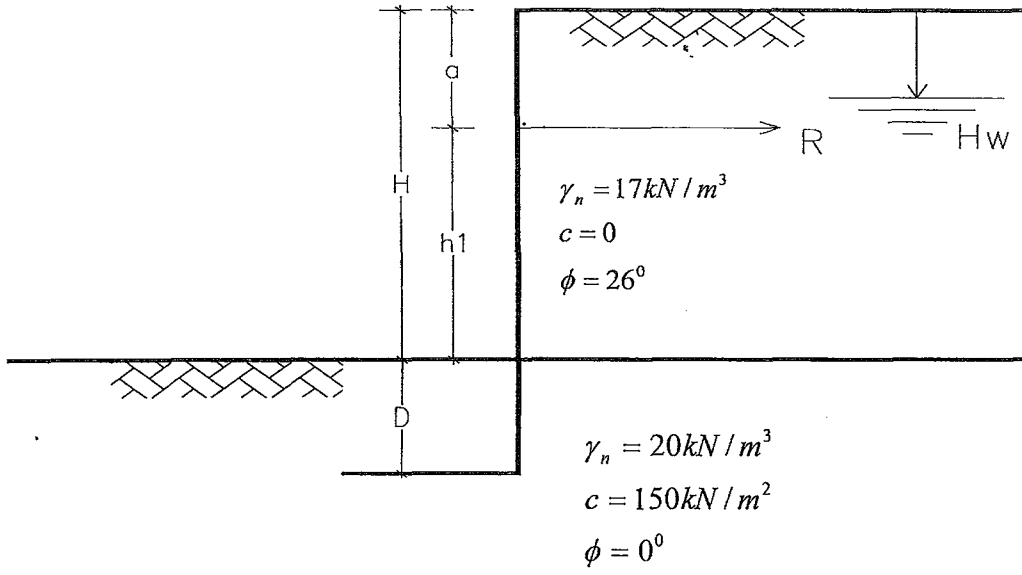
-278.933597 kN/m²

yatay deplasman (m)

moment (kNm/m)

kesme kuvveti (kN/m)

toprak basıncı (kN/m²)



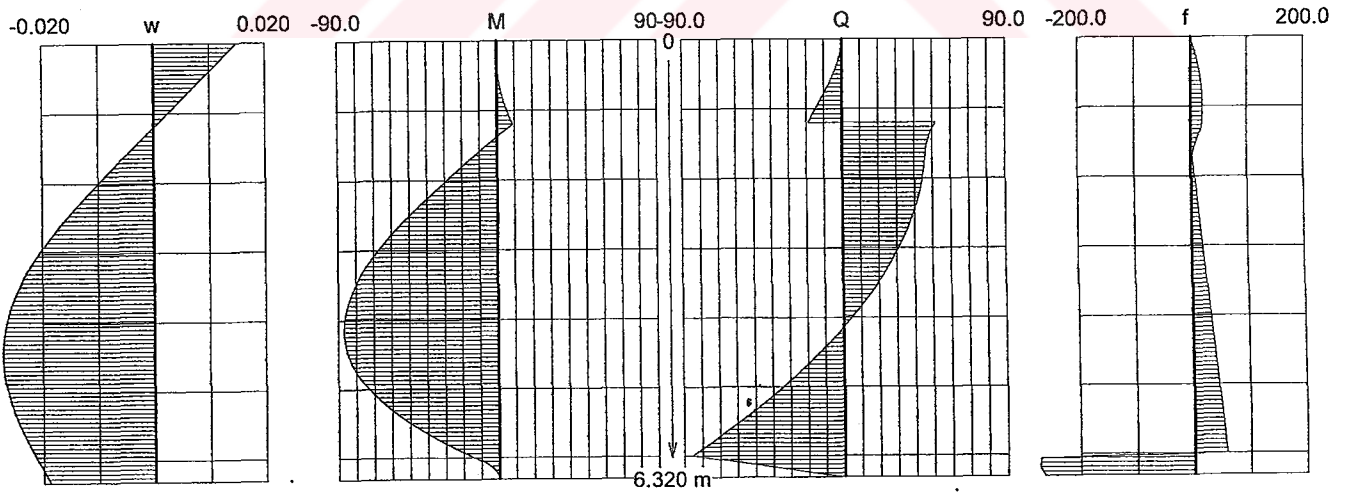
$$D = 0,32 \text{ m}$$

$$R = 45,34 \text{ kN}$$

$$H = 6 \text{ m}$$

$$H_w = 3,0 \text{ m}$$

$$a/H = 0,2$$



maxima : -0.027013 m

yatay deplasman (m)

-86.763043 kNm/m

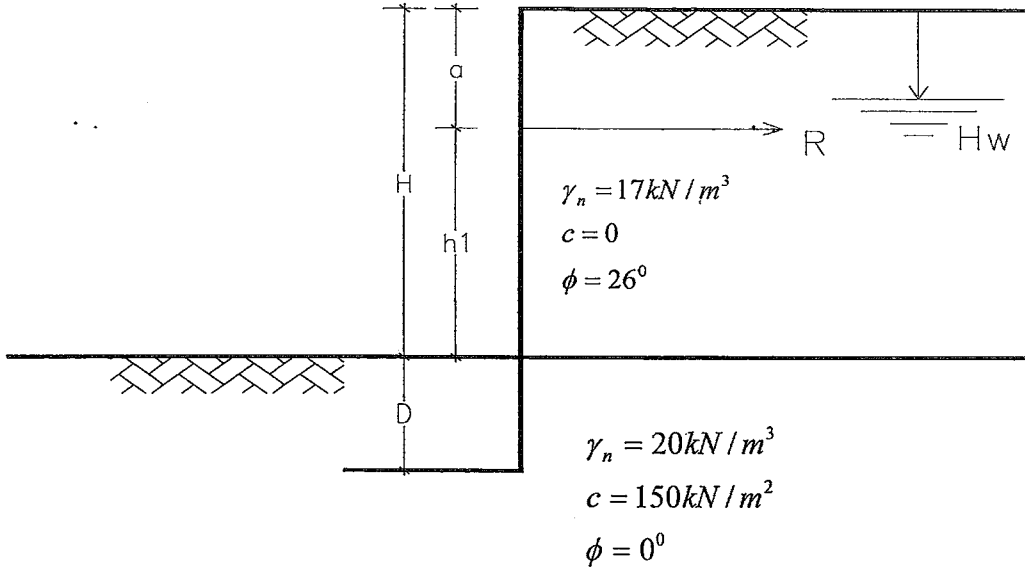
moment (kNm/m)

-85.969048 kN/m

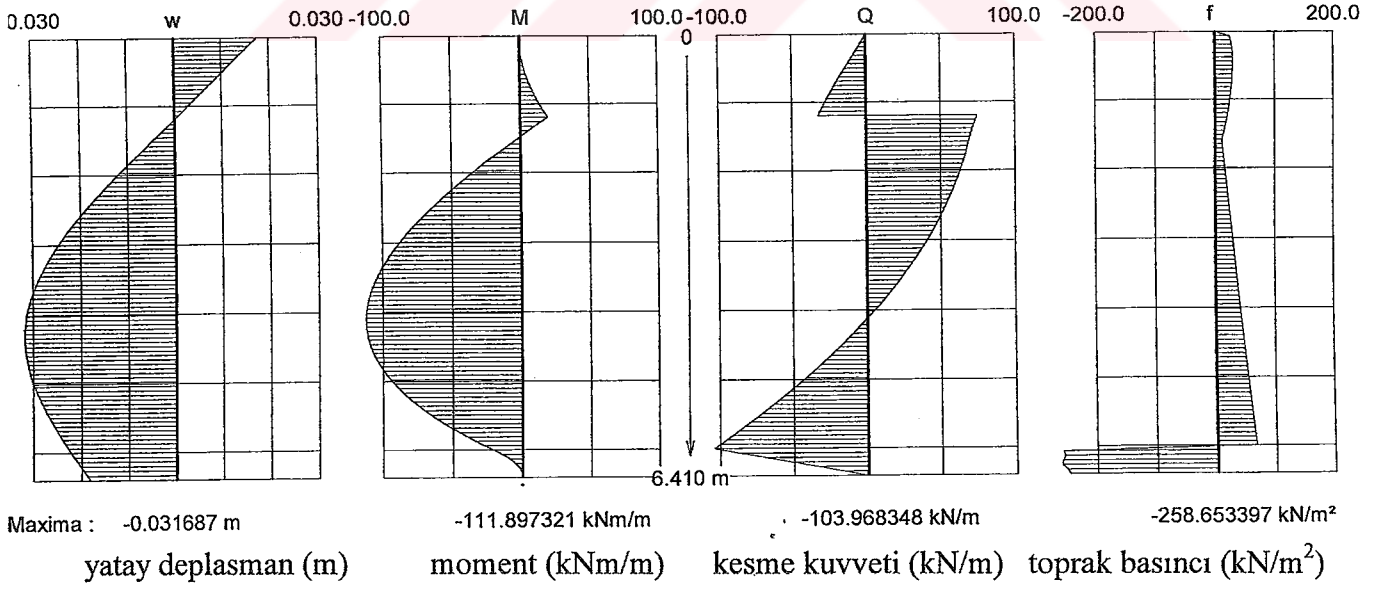
kesme kuvveti (kN/m)

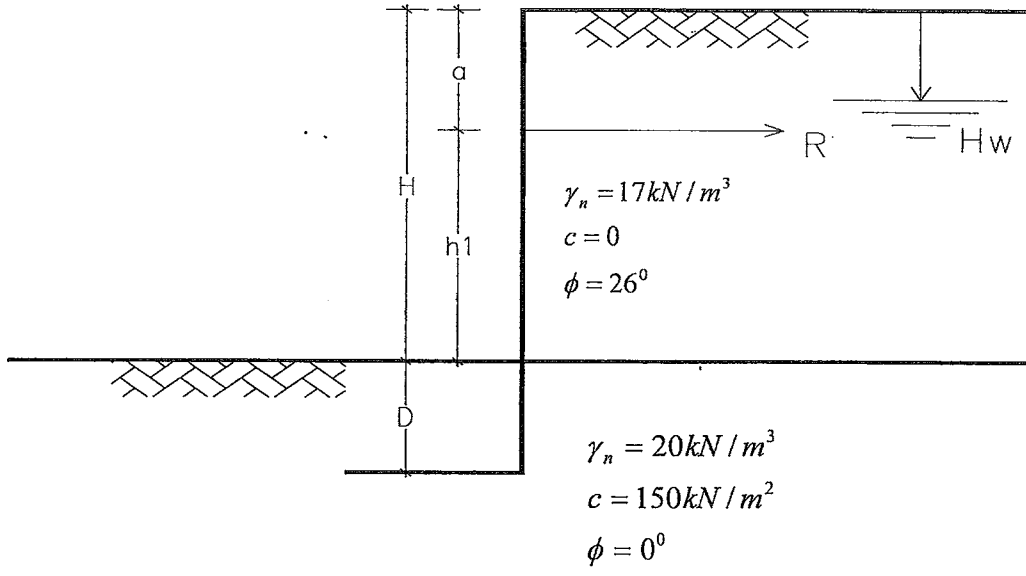
-271.600000 kN/m²

toprak basıncı (kN/m²)



$$\begin{aligned} D &= 0,41 \text{ m} \\ R &= 58,46 \text{ kN} \\ H &= 6 \text{ m} \\ H_w &= 1,5 \text{ m} \\ a/H &= 0,2 \end{aligned}$$





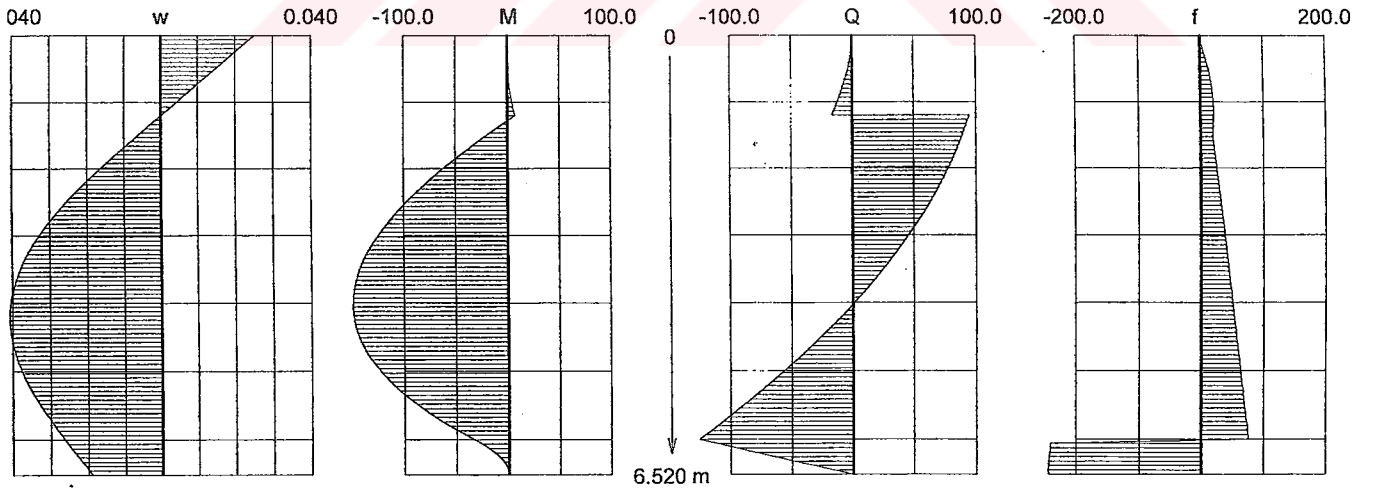
$$D = 0,52 \text{ m}$$

$$R = 98,65 \text{ kN}$$

$$H = 6 \text{ m}$$

$$H_w = 0 \text{ m}$$

$$a/H = 0,2$$



laxima : -0.040684 m

yatay deplasman (m)

-149.217880 kNm/m

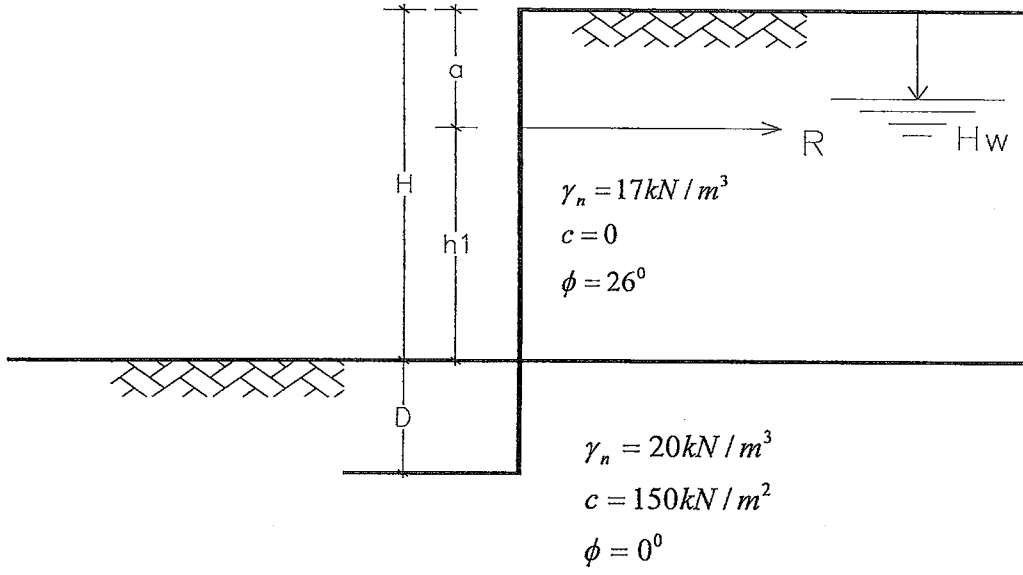
moment (kNm/m)

-126.065567 kN/m

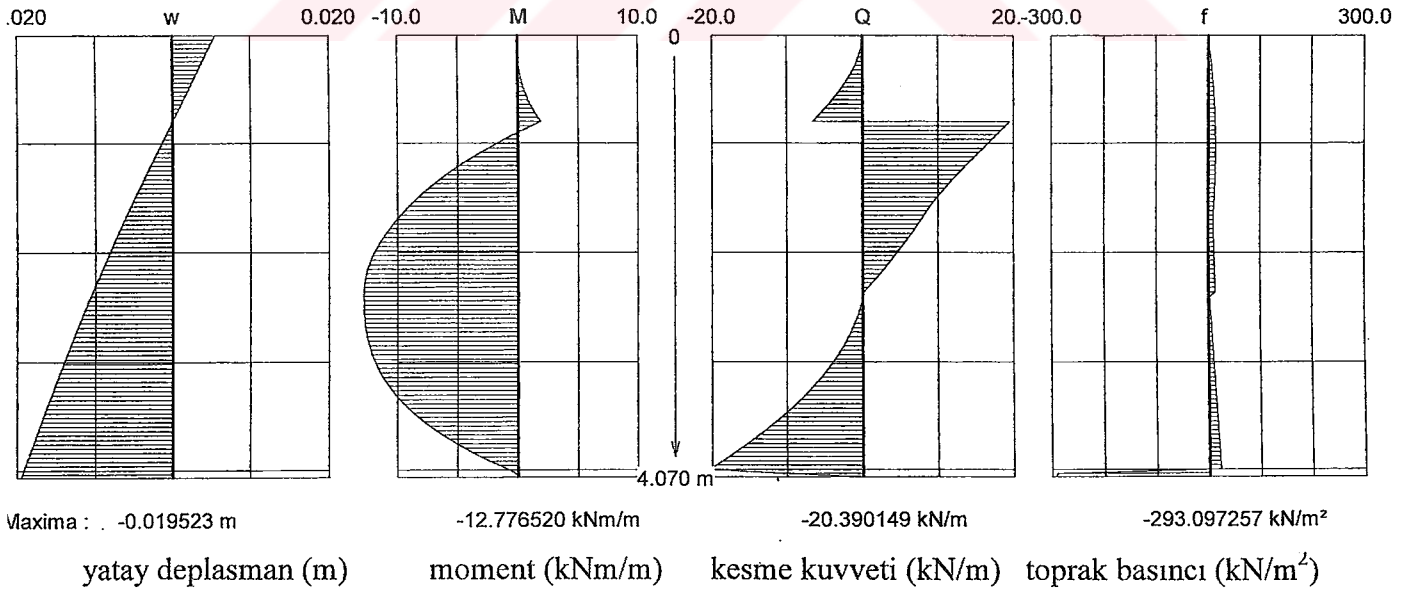
kesme kuvveti (kN/m)

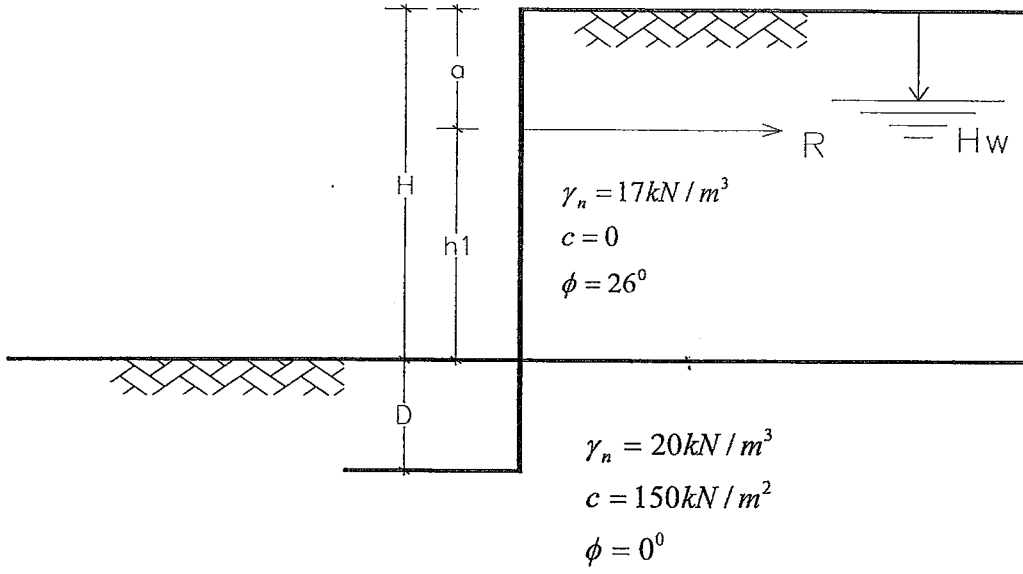
-244.225000 kN/m²

toprak basıncı (kN/m²)

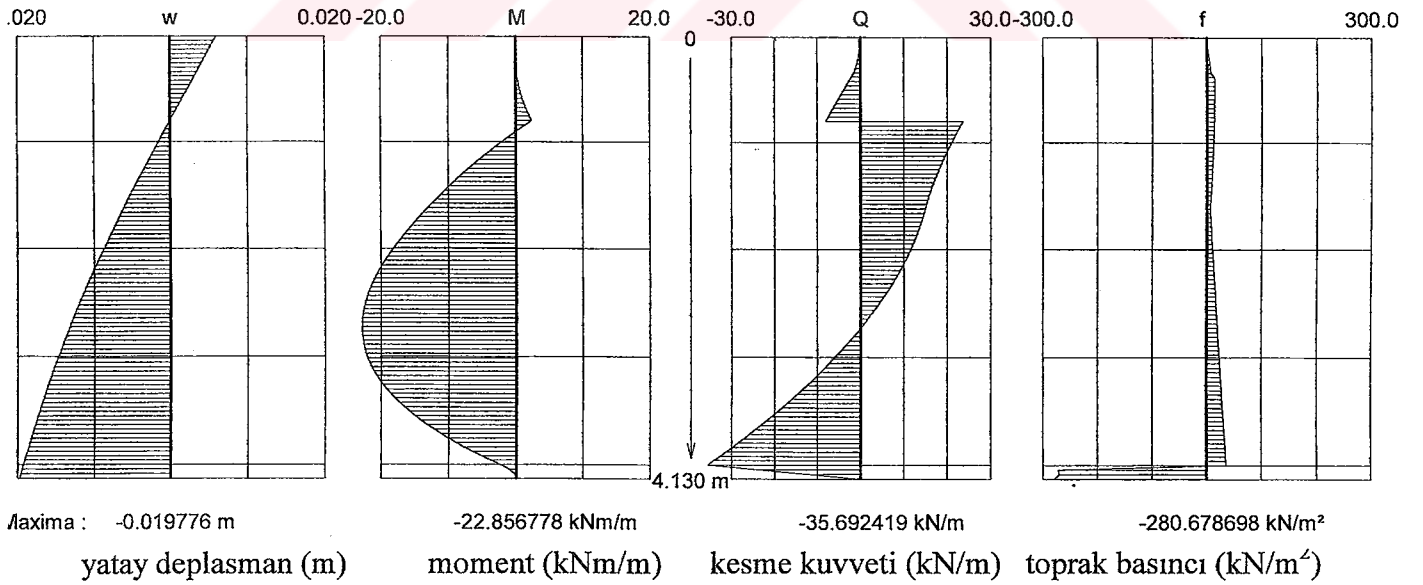


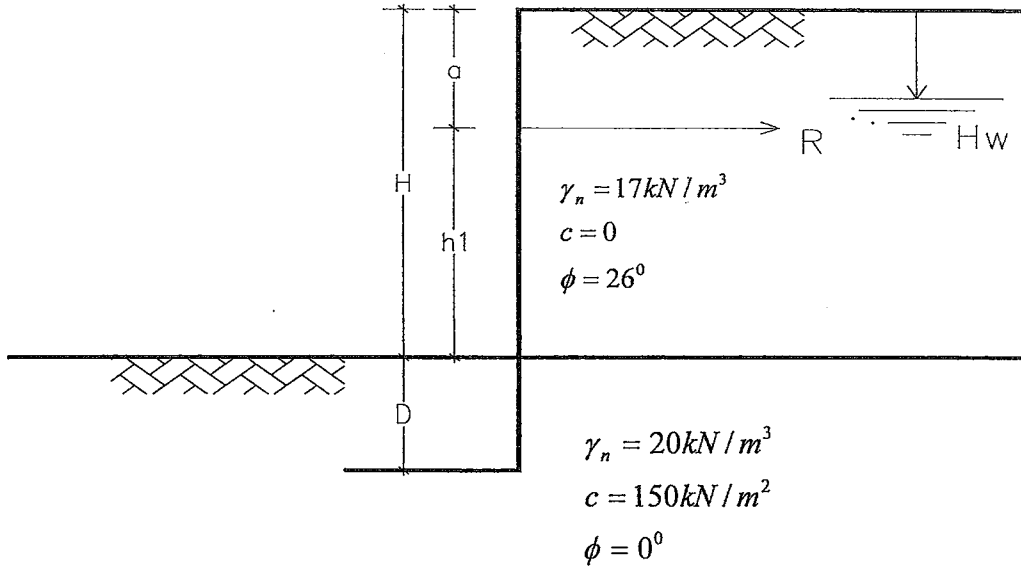
$D = 0,07 \text{ m}$
 $R = 22,37 \text{ kN}$
 $H = 4 \text{ m}$
 $H_w = 4 \text{ m}$
 $a/H = 0,2$



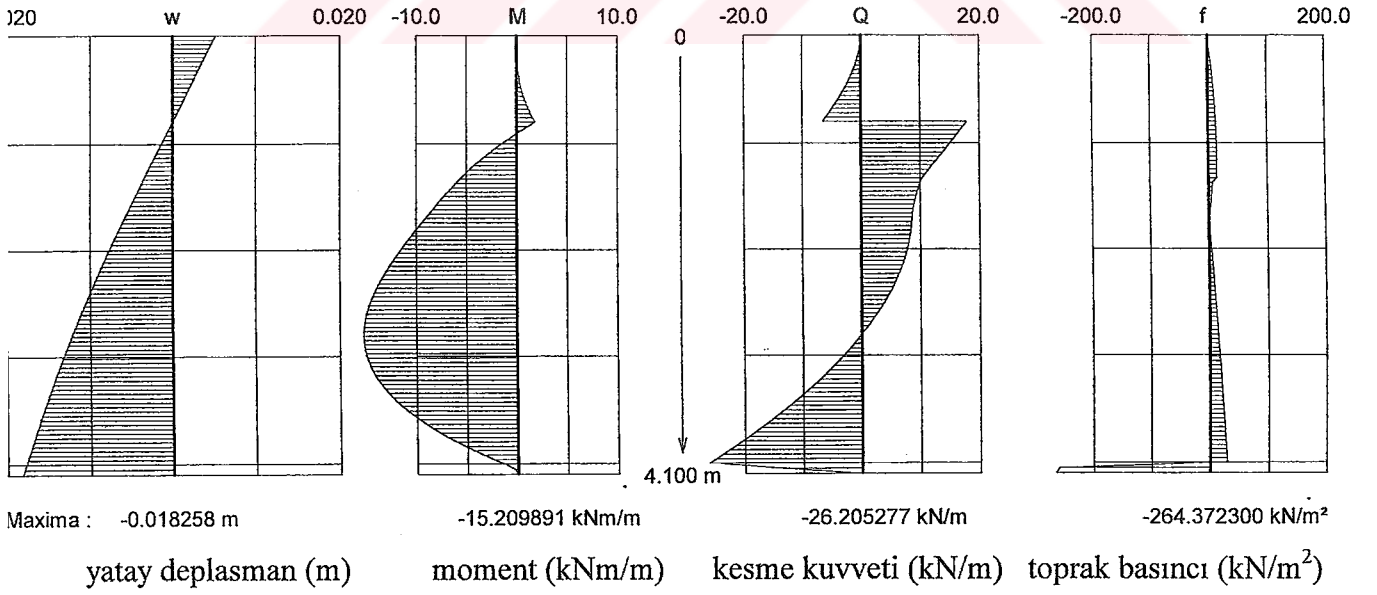


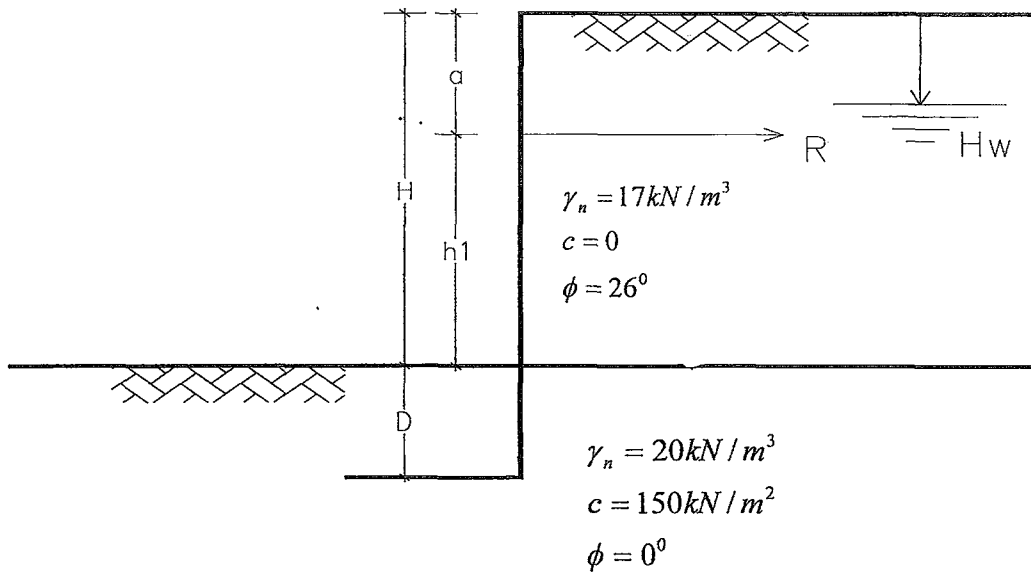
$$\begin{aligned} D &= 0,13 \text{ m} \\ R &= 20,00 \text{ kN} \\ H &= 4 \text{ m} \\ Hw &= 2 \text{ m} \\ a/H &= 0,2 \end{aligned}$$



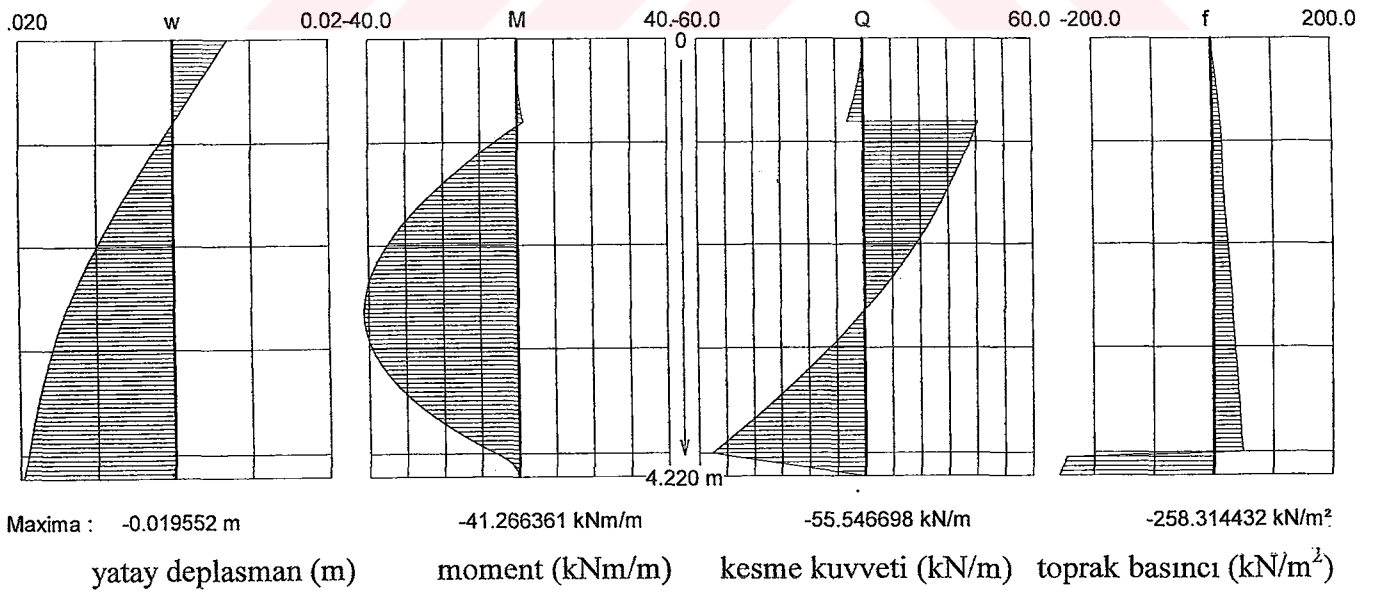


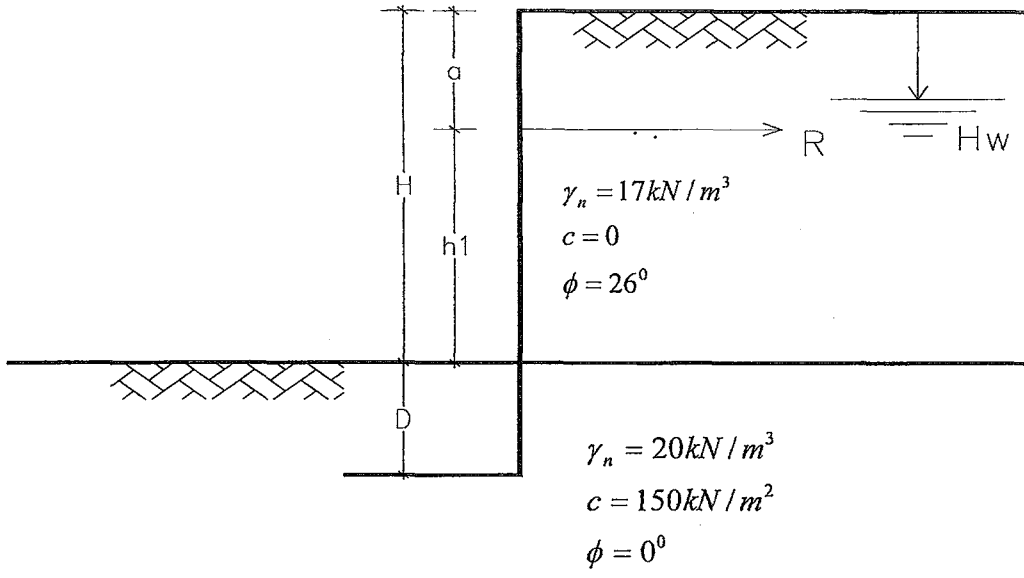
$D = 0,10 \text{ m}$
 $R = 20,75 \text{ kN}$
 $H = 4 \text{ m}$
 $H_w = 3 \text{ m}$
 $a/H = 0,2$



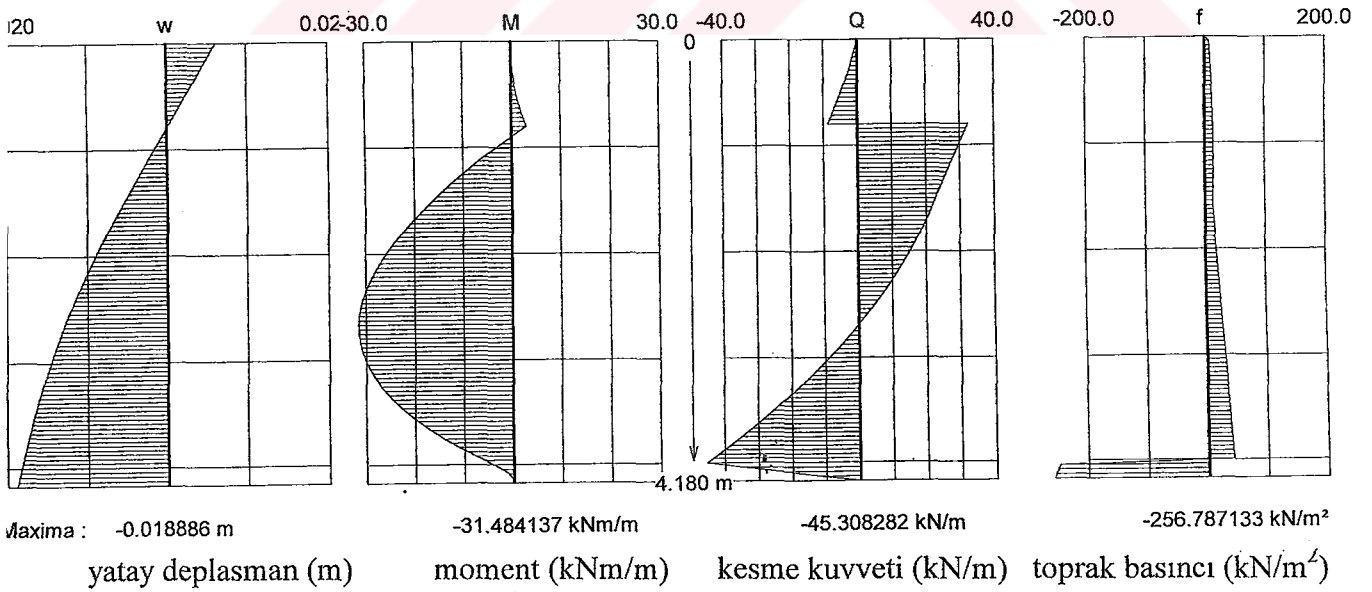


$D = 0,22 \text{ m}$
 $R = 43,36 \text{ kN}$
 $H = 4 \text{ m}$
 $H_w = 0 \text{ m}$
 $a/H = 0,2$





$D = 0,18 \text{ m}$
 $R = 25,70 \text{ kN}$
 $H = 4 \text{ m}$
 $H_w = 1 \text{ m}$
 $a/H = 0,2$



ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 29.07.1979

Doğum yeri Artvin

Lise 1993-1997 Rize Fener Süper Lisesi

Lisans 1997-2001 Karadeniz Teknik Üniversitesi Müh.Mim.Fak.
İnşaat Mühendisliği Bölümü

Yüksek Lisans 2001-2004 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Geoteknik Programı

Çalıştığı kurumlar

2001-Devam ediyor Tepe İnşaat Sanayi

