

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇOK SIRA ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİNDE HESAP YÖNTEMLERİNİN
KARŞILAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Safa ÇEVİK

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

Haziran 2017

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ÇOK SIRA ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİNDE HESAP YÖNTEMLERİNİN
KARŞILAŞTIRILMASI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Safa ÇEVİK
501111326**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Musaffa Ayşen LAV

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501111326 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Safa ÇEVİK, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “ÇOK SIRA ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİNDE HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Musaffa Ayşen LAV**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Mehmet BERİLGİN**
Yıldız Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Aykut ŞENOL
İstanbul Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : 5 Mayıs 2017
Savunma Tarihi : 6 Haziran 2017





Eşime ve Aileme,



ÖNSÖZ

Tez çalışmam süresince ilgi ve desteğini eksik etmeyen, değerli görüş ve fikirleriyle tez çalışmamda önemli katkıları bulunan tez danışmanım Sn. Prof.Dr. Musaffa Ayşen LAV' a teşekkür ederim.

Tez çalışmamda, Plaxis ile yapılan analizlerde bilgi ve tecrübesiyle yardımcı olan Sn. Müge İNANIR' a teşekkür ederim.

Bugünlere gelmemde çok büyük emekleri olan anne ve babama, kardeşim Süha' ya, tez çalışma süresince gösterdiği büyük fedakarlık ve tez çalışmamı bitirebilmem için büyük destek veren eşim Merve' ye en içten dileklerimle teşekkür ederim.

Haziran 2017

Safa ÇEVİK
İnşaat Mühendisi



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
SEMBOLLER	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ	xv
ŞEKİL LİSTESİ	xvii
ÖZET	xix
SUMMARY	xxi
1. GİRİŞ	1
1.1 Çalışmanın Amacı	1
1.2 Önceki Çalışmalar	2
2. YANAL TOPRAK BASINÇLARI	5
2.1 Genel Bilgiler	5
2.2 Rankine Teorisi	5
2.2.1 Zeminde su bulunması durumu	9
2.2.2 Duvar arkasındaki zeminin eğimli olması durumu	10
2.2.3 Zeminde sürşarj yükü bulunması durumu	10
2.3 Coulomb (Kama) Teorisi	11
2.4 Çok Sıra Destekli İksa Yapılarında Yanal Toprak Basınçları ve Dağılımları	13
2.5.1 Terzaghi- Peck toprak basıncı dağılımı önerisi	13
2.5.2 Tschebotarioff toprak basıncı dağılımı önerisi	14
2.5.3 Lehmann toprak basıncı dağılımı önerisi	15
2.5.4 Klenner toprak basıncı dağılımı önerisi	15
2.5.1 İsviçre SIA-191 şartnamesi toprak basıncı dağılımı önerisi	16
3. KAZIKLI PERDELER VE ZEMİN ANKRAJLARI	17
3.1 Genel Bilgiler	17
3.2 Kazıklı Perdeler	17
3.3 Zemin Ankrajları	20
3.3.1 Ankrajların kısımları	20
3.3.2 Ankrajların sınıflandırılması	21
3.3.2.1 Kullanım sürelerine göre ankrajlar	21
3.3.2.2 İmalat tekniklerine göre ankrajlar	22
3.3.3 Ankraj imalat aşamaları	23
3.4 Zemin Ankrajlarının Tasarımı	24
3.4.1 Ankraj taşıma gücü hesabı	25
3.4.2 Ankraj tasarımı için kullanılan diğer etmenler	27
3.4.2.1 Çelik halatta kopma durumu	27
3.4.2.2 Zeminde göçme durumu	28
3.4.2.3 Enjeksiyon- zemin sıyrılması durumu	28
3.4.2.4 Enjeksiyon- tendon sıyrılması durumu	28

3.4.2.5 Toptan göçme durumu	28
3.5 Kazık Düşey Taşıma Gücü Hesabı	28
4. YATAK KATSAYISI VE SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ.....	29
4.1 Genel Bilgiler	29
4.2 Yatak Katsayısı Kavramı.....	29
4.3 Yatay Yatak Katsayısı Kavramı	30
4.4 Yatay Yatak Katsayısının Çok Sıra Ankrajlı Sistemlere Uygulanması	31
4.5 Sonlu Elemanlar (Matris) Yöntemi	32
4.5.1 “A” matrisinin oluşturulması	33
4.5.2 “A ^T ” matrisinin oluşturulması.....	35
4.5.3 “S” matrisinin oluşturulması	36
4.5.4 “P” matrisinin oluşturulması	37
4.6 Örnek İksa Kesiti Çözümü	38
5. SONLU ELEMANLAR ANALİZ PROGRAMI.....	47
5.1 Zemank Sonlu Elemanlar Analiz Programı.....	47
5.2 Zemank Sonlu Elemanlar Analiz Programı Menüleri	47
5.2.1 Veri giriş bölümü	47
5.2.2 Sonuç diyagramları bölümü	49
5.2.3 Ankraj tasarımı ve tahkikler bölümü.....	50
5.2.4 Kazık betonarme tasarım bölümü	51
5.2.5 Kuşak kirişi betonarme tasarım bölümü.....	52
6. PARAMETRİK ÇALIŞMA	53
6.1 Analiz- 1 Sonuçları.....	55
6.2 Analiz- 2 Sonuçları.....	58
6.3 Analiz- 3 Sonuçları.....	61
6.4 Analiz- 4 Sonuçları.....	64
6.5 Analiz- 5 Sonuçları.....	67
6.6 Analiz- 6 Sonuçları.....	70
7. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	73
KAYNAKLAR.....	77
ÖZGEÇMİŞ.....	79

KISALTMALAR

OCR : Aşırı Konsolidasyon Oranı





SEMBOLLER

σ_o	: Sükunet durumunda yanal toprak basıncı
σ_d	: Düşey toprak basıncı
K_o	: Sükunetteki toprak basıncı katsayısı
σ_a	: Aktif yanal toprak basıncı
K_a	: Aktif toprak basıncı katsayısı
σ_p	: Pasif yanal toprak basıncı
K_p	: Pasif toprak basıncı katsayısı
ϕ	: İçsel sürtünme açısı
c	: Zemin kohezyonu
γ	: Zemin birim hacim ağırlığı
γ_n	: Zemin doğal birim hacim ağırlığı
γ'	: Zemin batık birim hacim ağırlığı
γ_d	: Zemin suya doymun birim hacim ağırlığı
γ_{su}	: Su birim hacim ağırlığı
β	: Eğimli zemin yüzey açısı
δ	: Duvar- zemin arası sürtünme açısı
α	: Duvar arka eğimli yüzey açısı
P_a	: Aktif toprak basıncı (Coulomb)
P_p	: Pasif toprak basıncı (Coulomb)
H	: İstinat duvarı yüksekliği
σ_{maks}	: Maksimum yanal toprak basıncı
T_{ult}	: Ankraj taşıma gücü
L_k	: Ankraj kök boyu
D	: Ankraj kök bölgesi delik çapı
τ	: Enjeksiyon- zemin ara kesitindeki ortalama kayma gerilmesi
σ_v	: Ankraj kök bölgesi orta noktasındaki düşey gerilme
a	: Adhezyon faktörü
s_u	: Ankraj kök bölgesinde zeminin drenajsız kayma mukavemeti
k_s	: Zemin yatak katsayısı
q	: Zeminde bir noktada meydana gelen gerilme
Δ	: Zeminde bir noktada meydana gelen düşey yer değiştirme
EI	: Eğilme rijitliği
B	: Kiriş genişliği
P_z	: Kiriş üzerindeki eksenel düşey kuvvetler
k_h	: Zemin yatay yatak katsayısı
A_s, B_s, n	: Zemin yatay yatak katsayısı hesap terimleri
s_1, s_2	: Zemin yatay yatak katsayısı şekil katsayıları
N_c, N_q, N_γ	: Zemin taşıma gücü katsayıları
K_i	: Zemin yatay yatak katsayısını temsil eden yay katsayıları



ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1 : Bazı kayaçlar için tipik kök sıyrılma değerleri NAVFAC 1983.....	27
Çizelge 4.1 : Yatay yatak katsayısı için önerilen aralıklar.	31
Çizelge 6.1 : Analizlere ait veriler.	53





ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Aktif Rankine durumu.....	6
Şekil 2.2 : Genel bir zeminde ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$) aktif yanal toprak basınçlarının dağılımı. ..	6
Şekil 2.3 : Pasif Rankine durumu.	7
Şekil 2.4 : Genel bir zeminde ($c \neq 0$, $\phi \neq 0$) pasif yanal toprak basınçlarının dağılımı... ..	7
Şekil 2.5 : Kohezyonsuz zeminde aktif ve pasif durum.	8
Şekil 2.6 : Yatay toprak basıncı ve yatay toprak basıncı katsayısının değişimi.	9
Şekil 2.7 : Zeminde su bulunması durumu.	10
Şekil 2.8 : Eğik zemin durumu.	10
Şekil 2.9 : Kohezyonsuz zeminde aktif durum.	11
Şekil 2.10 : Kohezyonsuz zeminde pasif durum.	12
Şekil 2.11 : Terzaghi-Peck tarafından önerilen toprak basıncı dağılımları.	13
Şekil 2.12 : Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımları.	14
Şekil 2.13 : Lehmann tarafından önerilen toprak basıncı dağılımları.	15
Şekil 2.14 : Klenner tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı.	16
Şekil 2.15 : İsviçre SIA-191 tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı.	16
Şekil 3.1 : Kazı öncesi ve sonrası zemindeki gerilme durumu.	17
Şekil 3.2 : Kazıklı perde uygulaması.	18
Şekil 3.3 : Aralıklı dizilime sahip kazıklı perde.	19
Şekil 3.4 : Teğet kazıklı perde.	19
Şekil 3.5 : Kesişen kazıklı perde.	19
Şekil 3.6 : Ankrajların kısımları.	20
Şekil 3.7 : Ankrajların kesiti.	21
Şekil 3.8 : Ankraj kafası bileşenleri.	21
Şekil 3.9 : İmalat tekniklerine göre ankrajlar.	22
Şekil 3.10 : Çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinde yenilme şekilleri.	25
Şekil 4.1 : Yatak katsayısının tanımı.	29
Şekil 4.2 : Yatay yatak katsayısının derinlikle değişimi.	31
Şekil 4.3 : Elastik zemine oturan giriş	32
Şekil 4.4 : “A” matrisinin oluşturulması.	35
Şekil 4.5 : “A ^T ” matrisinin oluşturulması	36
Şekil 4.6 : Eşlenik giriş yöntemine göre iç kuvvet- deformasyon ilişkisi	36
Şekil 4.7 : “S” matrisinin oluşturulması	37
Şekil 4.8 : Örnek probleme ait kesit	39
Şekil 4.9 : Toprak basıncı dağılımları	40
Şekil 4.10 : Örnek problem “A” matrisi	41
Şekil 4.11 : Örnek problem “A ^T ” matrisi	42
Şekil 4.12 : Örnek problem “S” matrisi	43
Şekil 4.13 : Örnek problem “P” matrisi	44
Şekil 4.14 : Örnek problem sonuç diyagramları	45

Şekil 5.1 : Zemank programı veri giriş ekranı	48
Şekil 5.2 : Zemank programı veri girişi açılır listeleri	49
Şekil 5.3 : Zemank programı sonuç diyagramlarının gösterimi	49
Şekil 5.4 : Zemank programı ankraj tasarım tabloları	50
Şekil 5.5 : Zemank programı ankraj tahkikleri tablosu	50
Şekil 5.6 : Zemank programı kazık betonarme tasarım tablosu	51
Şekil 5.7 : Zemank programı kuşak kirişi boyuna donatı hesap tablosu	52
Şekil 5.8 : Zemank programı kuşak kirişi etriye hesap tablosu	52
Şekil 6.1 : İksa kesitleri.....	54
Şekil 6.2 : Analiz-1 kazık boyunca yatay deplasman grafiği	55
Şekil 6.3 : Analiz-1 kazık boyunca moment diyagramı.....	56
Şekil 6.4 : Analiz-1 kazık boyunca kesme kuvveti diyagramı	57
Şekil 6.5 : Analiz-2 kazık boyunca yatay deplasman grafiği	58
Şekil 6.6 : Analiz-2 kazık boyunca moment diyagramı.....	59
Şekil 6.7 : Analiz-2 kazık boyunca kesme kuvveti diyagramı	60
Şekil 6.8 : Analiz-3 kazık boyunca yatay deplasman grafiği	61
Şekil 6.9 : Analiz-3 kazık boyunca moment diyagramı.....	62
Şekil 6.10 : Analiz-3 kazık boyunca kesme kuvveti diyagramı	63
Şekil 6.11 : Analiz-4 kazık boyunca yatay deplasman grafiği	64
Şekil 6.12 : Analiz-4 kazık boyunca moment diyagramı.....	65
Şekil 6.13 : Analiz-4 kazık boyunca kesme kuvveti diyagramı	66
Şekil 6.14 : Analiz-5 kazık boyunca yatay deplasman grafiği	67
Şekil 6.15 : Analiz-5 kazık boyunca moment diyagramı.....	68
Şekil 6.16 : Analiz-5 kazık boyunca kesme kuvveti diyagramı	69
Şekil 6.17 : Analiz-6 kazık boyunca yatay deplasman grafiği	70
Şekil 6.18 : Analiz-6 kazık boyunca moment diyagramı.....	71
Şekil 6.19 : Analiz-6 kazık boyunca kesme kuvveti diyagramı	72

ÇOK SIRA ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİNDE HESAP YÖNTEMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

ÖZET

Günümüzde şehirleşmenin önemli ölçüde gelişmesine paralel arsa fiyatlarının artması çok bodrum katlı yapıların inşasına sebep olmuştur. Bu sebeple derin temel kazılarına ihtiyaç duyulmaktadır. Derin temel kazılarının yapılabilmesi için iksa sistemleri gerekmektedir.

Bu çalışma kapsamında, çok sıra ankrajlı iksa sistemlerin tasarımı için Microsoft Excel ortamında, sonlu elemanlar yöntemiyle çözüm yapan Zemank isimli bir bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Tez çalışmasının birinci bölümünde, çalışmanın amacı ve literatürde konu ile ilgili daha önce yapılmış çalışmalara yer verilmiştir.

İkinci bölümde, yanal toprak basınçları hesabında kullanılan Rankine ve Coulomb teorileri ayrıntılı olarak açıklanmıştır. Sükunet, aktif ve pasif durumlar için toprak basıncı katsayısı hesaplarına değinilmiştir. Çok sıra ankrajlı iksa sistemlerine gelen ve çeşitli araştırmacılar Terzaghi- Peck, Tschebotarioff, Lehmann, Klenner tarafından çok sıra ankrajlı sistemler için önerilen toprak basıncı dağılımları irdelenmiştir.

Üçüncü bölümde, kazıklı perdeler ve zemin ankrajları ile ilgili bilgiler verilmiştir. Kazıklı perdeler ve zemin ankrajlarına ait inşa yöntemleri açıklanmıştır. Zemin ankrajlarının yapısal kısımları tanımlanmış olup imalat yöntemlerine göre ankrajlar anlatılmıştır. Zemin ankrajı taşıma gücü hesabı ve ankraj tahkikleri de irdelenmiştir.

Dördüncü bölümde, yatak katsayısı ve sonlu elemanlar (matris) yöntemi anlatılmıştır. Yatay yatak katsayısı tanımlanmış ve iksa sistemlerine uygulanış şekli bahsedilmiştir. Bowles tarafından geliştirilen sonlu elemanlar (matris) yöntemi elastik zemine oturan bir kiriş baz alınarak anlatılmıştır. Daha sonra bu matris yöntemi kullanarak 2 sıra ankrajlı bir iksa kesiti çözülmüş ve kazıkta oluşan yatay deplasman, moment ve kesme kuvveti diyagramları verilmiştir.

Beşinci bölümde, sonlu elemanlar (matris) yöntemi ile çok sıra ankrajlı iksa analiz ve tasarımını yapan “Zemank” isimli bilgisayar programı tanıtılmıştır. Programa ait veri girişi ve sonuç ekranları tanıtılmıştır. Program kazıkta meydana gelen yatay deplasman, moment ve kesme kuvvetini hesaplar ve elde edilen sonuçlara göre ankraj boyutlandırması, kazık ve kuşak kirişinin betonarme hesabı TS 500 kuralları çerçevesinde otomatik olarak yapılmaktadır.

Altıncı bölümde, parametrik bir çalışma olarak, içsel sürtünme açısı ve zemin birim hacim ağırlığı değiştirilerek iki farklı iksa yüksekliği için sırasıyla Zemank, SAP2000 ve Plaxis 2D (2016) programları ile analizler yapılmıştır.

Yedinci bölümde, analizler sonucu, kazık elemanda meydana gelen yatay deplasman, moment ve kesme kuvveti değerleri karşılaştırılmıştır. Zemank ile SAP2000 programları karşılaştırıldığında neredeyse aynı sonuçlar verdiği, Zemank ile Plaxis 2D (2016) programları karşılaştırıldığında ise sonuçların bir miktar farklılık gösterdiği görülmüştür. Bulunan küçük farklar, çözüm aşamasında yapılan kabullerden kaynaklanmaktadır.



COMPARISON OF CALCULATION METHODS ON MULTIPLE ROW OF ANCHORED WALLS

SUMMARY

Nowadays, urbanization has developed considerably and increase of the land prices has caused to built the basement stories. For this reason, deep base excavations are needed. Supporting systems are required for deep base excavations.

Within the scope of this study, a computer program named “Zemank” was developed for the design of multiple row of anchored walls using Microsoft Excel with finite element method.

In first chapter of study, a brief summary of purpose of the study given and the previous work on the subject was included in literature. These studies are about multiple row of anchored walls and behavior of them for different cases. Such as, Sefi (2014) investigated that the effect of semi top- down construction method on anchored systems. Alkaya and Yesil (2010) investigated that unbraced, single row of anchored and multiple row of anchored systems are compared for economically with various wall heights. Researchers Alkaya and Yesil noticed that, unbraced and single row anchored systems are economic for 8-9 m. wall heights and multiple row of anchored walls are economic for 9 m. and higher wall heights.

In second chapter of study, information about the calculation of lateral earth pressures is given. Rankine and Coulomb theories used in the calculation of lateral earth pressures are described. Calculations for coefficients of at rest, active and passive cases are given. A forward movement (deformation) of about $0.002 \cdot H$ is required to create active case. An inward movement (deformation) of $0.08 \cdot H$ is required to create passive case. If soil is under water table, the influence of water pressure added to calculations. Pratically, soil friction angle ϕ is taken same for natural and saturated soil. If there is a curved surface behind the wall, the earth pressure is calculated taking this slope into consideration. If there is a surcharge load, the earth pressure calculated taking into account the effect of the surcharge load.

Some researcher Terzaghi- Peck, Tschebotarioff, Lehmann and Klenner have made various studies for the calculation of earth pressures affecting multi row anchoring systems. Terzaghi- Peck suggested that rectangular distribution for sandy soil and also suggested that trapezoidal distribution for clayey soil. Tschebotarioff suggested that trapezoidal distribution for sandy soil and also suggested that triangular distribution for clayey soil. Lehmann suggested that trapezoidal distribution for sandy and clayey soils. Klenner suggested that rectangular distribution for sandy and clayey soils. SIA-191 (Switzerland Ground Anchor Code) suggested that rectangular distribution for sandy and clayey soils.

In third chapter of study, piled walls and ground anchors were examined. An excavation pit opened in the ground will lead to reduction of the stress in the

excavation area. If the horizontal stress reduction due to the excavation is large enough to disrupt the stability of the ground, the strain loss that occurs in this case is covered by the excavation system. When selecting the system to be used, the duration of the excavation pit will be opened, the ground profile and properties and the bearing systems of the neighboring structures must be taken into account.

If the height of the ground is too high, but if the ground properties are insufficient, pile walls are applied. Usually fore piles are used. Pile construction is done in three ways. These are examined as intermittent alignment piles, tangent piles and intersecting piles.

Anchors are used to transfer the loads from deep excavation to the rock or the earth and to minimize the horizontal movement of the wall. Ground anchors transfer the prestressing load to the stable ground behind the slip surface. Basically, the ground anchor has three components. These are anchoring head, anchor free length and anchor bond length. Ground anchors can be classified temporarily and permanently according to their usage time. Ground anchors can be classified type A, type B, type C and type D to their construction methods.

The construction phases ground anchor are, opening anchor hole, placement of anchor tendons, injection and prestressing tendons. For calculating anchor bearing capacity there are some cases. These are, soil or rock properties about anchor bond, geological load on anchor bond, construction method of anchor bond, length and diameter of anchor bond and injection pressure. Uniform distribution is accepted for calculating anchor bearing capacity. There are various formulas for rocks, granular soils and cohesive soils.

In fourth chapter of study, subgrade modulus which was developed by Winkler (1867) and finite element (matrix) method which was developed by Bowles for calculating multiple row of anchor systems were examined. Subgrade modulus (k_s) allows modelling of the structure-ground interaction and is widely used in practices. Basically, proportional representation of displacement (Δ) that occurs at the same point as the stress (q) at a point on the ground. In the case of solutions based on elastic theory using subgrade modulus, ground is defined by independent springs close to each other. If piles are considered vertical beams, lateral subgrade modulus (k_h) is defined. If change of lateral subgrade modulus is known for depth of pile, displacements, bending moments and shear forces are calculated for pile.

Lateral subgrade modulus was created from subgrade modulus parameters by Bowles. For calculating lateral subgrade modulus, we need some components. These components are pile diameter B , soil cohesion c , soil friction angle ϕ , Terzaghi bearing capacity factors N_c - N_q - N_γ and shape factors s_1 - s_2 . There are some values for lateral subgrade modulus suggested by Bowles. Such as, for soft clay lateral subgrade modulus is changing range of 2- 40 MN/m³, for silty sand lateral subgrade modulus is changing range of 80- 200 MN/m³, for dense sandy soil lateral subgrade modulus changing range of 220- 400 MN/m³.

Newmark (1942) specified that the value of subgrade modulus is not constant, it changes parabolically with depth. If the value of subgrade modulus is known each point, spring constant is calculated at same point.

Bowles (1974), developed finite element (matrix) method using the notion of subgrade modulus. With this method displacement, bending moments and shear forces can be calculated easily. In this method, there are some matrix solutions. "A"

and “S” matrices are coefficient matrices, “A^T” matrix is transpose of “A” matrix, “P” matrix is load (axial forces and moments) matrix. From these matrices displacements, bending moments and shear forces are calculated for pile. In this chapter, detailed solution of 2 row of anchored wall is done. Assumptions are, wall height $H=5$ m, soil friction angle 30° , soil cohesion $c=1$ kPa, soil unit weight $\gamma=18$ kN/m³, surcharge load $q=5$ kN/m². Earth pressure is calculated with Terzaghi- Peck method for granular soils. Construction of matrices were shown. At the end of calculation, displacement, bending moment and shear force diagrams were shown for pile.

In fifth chapter of study, “Zemank” computer program which is developed for study is introduced. Computer program “Zemank” uses finite element (matrix) method for calculate the multi row of anchored walls. Program developed by using Microsoft Excel.

With developed program “Zemank” uses earth pressure distributions which were developed by various researchers as Terzaghi-Peck, Tschebotarioff, Lehmann, Klenner and SIA-191 code. As a result of analysis, the horizontal displacement, moment and shear force diagrams generated for pile are graphically displayed, also anchor calculations are made. After static analysis, concrete design of pile and crossbeam are made with TS 500 code.

In sixth chapter of study, there is a parametric study for multiple row of anchored walls. Analyses were performed with Zemank, SAP2000 and Plaxis 2D (2016). The parameters are wall height H , soil friction angle ϕ , soil cohesion c and soil unit weight γ . In all analysis cohesion value is accepted constant 5 kPa also elasticity modulus of soil is taken $E=50\,000$ kN/m² in Plaxis, diameter of pile is 60 cm, horizontal pile spacing is 1.5 m and concrete is C30. For analysis 1, wall height is 8 m, soil friction angle $\phi=30^\circ$ and soil unit weight $\gamma=18$ kN/m³. For analysis 2, wall height is 12 m, soil friction angle $\phi=30^\circ$ and soil unit weight $\gamma=18$ kN/m³. For analysis 3, wall height is 8 m, soil friction angle $\phi=35^\circ$ and soil unit weight $\gamma=19$ kN/m³. For analysis 4, wall height is 12 m, soil friction angle $\phi=35^\circ$ and soil unit weight $\gamma=19$ kN/m³. For analysis 5, wall height is 8 m, soil friction angle $\phi=40^\circ$ and soil unit weight $\gamma=20$ kN/m³. For analysis 6, wall height is 12 m, soil friction angle $\phi=40^\circ$ and soil unit weight $\gamma=20$ kN/m³. The results of the analyzes are compared with the values of horizontal displacement, moment and shear force for pile.

In seventh chapter of study, there are some comments, results and suggestions. With compare Zemank and Sap2000, there is almost the same results for displacements, bending moments and shear forces for pile. With compare Zemank and Plaxis, the results are somewhat different. The small differences are due to the acceptance made during the solution phase. The results of displacements for Terzaghi- Peck and Tschebotarioff solutions by using Zemank and SAP2000 are close which are calculated by Plaxis. The results of bending moments by using Zemank and SAP2000 are smaller which are calculated by Plaxis. This difference is due to modelling of soil. The results of shear forces for Terzaghi- Peck and Tschebotarioff solutions by using Zemank and SAP2000 are close which are calculated by Plaxis. When soil friction angle increase, horizontal displacements of pile are decrease.

For future studies, there are some suggestions. “Zemank” program modelling earth pressure for one soil layer, program can be developed for multiple of soil layers. “Zemank” program calculates only static case, program can be developed for seismic

case with added seismic parameters. In this study, parametric study is made for soil friction angle ϕ and soil unit weight γ . Cohesion value c can be used other studies.



1. GİRİŞ

1.1 Çalışmanın Amacı

Günümüzde şehirleşmenin önemli ölçüde gelişmesi, arsa fiyatlarının artması, şehir merkezlerinde yapı yapılacak arsa alanların azlığı, çok bodrum katlı yapılar vs. sebeplerle derin temel kazılarına ihtiyaç duyulmaktadır. Derin temel kazılarının yapılabilmesi için, bir iksa sistemi tasarlamak gerekmektedir. Bu sebeple derin kazı iksa sistemleri günümüzde önemli bir yer tutmaktadır.

Tez çalışması kapsamında, çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinin sonlu elemanlar yöntemi ile analiz ve hesabı için Microsoft Excel ortamında ZEMANK isimli bir bilgisayar programı geliştirilmiştir.

Tez çalışmasının 1. Bölümü'nde, çalışmanın amacı ile ilgili özet bilgiler verilmiş ve literatürde konu ile ilgili daha önce yapılan çalışmalara yer verilmiştir.

Tez çalışmasının 2. Bölümü'nde, yanal toprak basınçlarının hesabı ile ilgili bilgiler verilmiştir. Yanal toprak basınçlarının hesabında kullanılan Rankine ve Coulomb Teorileri anlatılmıştır. Zeminde oluşan aktif durum ve pasif durum ile sükünet durumlarında toprak basıncı katsayılarının hesapları gösterilmiştir. Çok sıra ankrajlı sistemlere gelen toprak basınçlarının hesabı için çeşitli araştırmacılar; Terzaghi-Peck, Tschebotarioff, Lehmann, Klenner ve İsviçre SIA-191 yönetmeliği tarafından önerilen yöntemler anlatılmıştır.

Tez çalışmasının 3. Bölümü'nde kazıklı perdeler ve zemin ankrajları ile ilgili ayrıntılı bilgiler verilmiştir. Kazıklı perdeler ile zemin ankrajlarının yapım yöntemleri anlatılmıştır. Zemin ankrajlarının yapısal kısımları tanıtılmıştır. İmalat tekniklerine göre zemin ankrajları tanıtılmıştır. Zemin ankrajları, taşıma gücü hesabı için kullanılan formüller açıklanmıştır. Zemin ankrajlarının tahkikleri ile ilgili bilgiler verilmiştir.

Tez çalışmasının 4. Bölümü'nde, yatak katsayısı ve sonlu elemanlar yöntemi ile iksa tasarımı anlatılmıştır. Winkler (1867) tarafından geliştirilen yatak katsayısı

tanımından hareketle, yatay yatak katsayısı kavramı anlatılmıştır. Yatay yatak katsayısının çok sıra ankrajlı sistemlere uygulanışı anlatılmıştır. Bowles (1974) tarafından geliştirilen sonlu elemanlar (matris) yöntemi, elastik zemine oturan bir kiriş baz alınarak açıklanmıştır. Sonlu elemanlar çözümü için gerekli olan matrislerin oluşturulması, adım adım gösterilmiştir. Daha sonra açıklanan sonlu elemanlar yöntemine göre, 2 sıra ankrajlı örnek bir iksa kesitinin çözümü yapılmıştır. Burada da hesap için oluşturulan matrisler adım adım gösterilmiş olup kazıkta oluşan yatay deplasman, moment ve kesme kuvveti diyagramları verilmiştir.

Tez çalışmasının 5. Bölümü'nde, çalışma kapsamında geliştirilen ve sonlu elemanlar (matris) yöntemi ile analiz ve tasarım yapan ZEMANK isimli bilgisayar programı tanıtılmıştır. Programla, 2. Bölümde anlatılan çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinin hesabı için önerilen toprak basıncı hesabı yöntemleri kullanılarak, çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinin hesabı yapılabilmektedir. Seçilen toprak basıncı hesap yöntemine göre, toprak basıncı dağılımı grafiksel olarak eş zamanlı gösterilmektedir. Analiz sonuçları olarak yatay deplasman, moment ve kesme kuvveti diyagramları grafiksel olarak görüntülenmektedir. İksa analizi sonrası ankraj elemanında, ankraj kök ve serbest boy hesabı, gerekli kablo adetleri ve ankraj tahkikleri yapılmaktadır. İksa analizi sonra kazık elemanında, kazık ve kuşak kirişi donatı hesapları TS 500 dikkate alınarak yapılmaktadır.

Tez çalışmasının 6. Bölümü'nde, çok sıra ankrajlı iksa sistemleri üzerine ϕ zeminleri için küçük bir parametrik çalışma yapılmıştır. Analizlerde iki farklı iksa yüksekliği ve üç farklı zemin parametresi kullanılmıştır. Sistem analizleri; ZEMANK, SAP2000 ve Plaxis programları ile karşılaştırmalı olarak yapılmış olup çeşitli sonuçlara ulaşılmıştır.

Tez çalışmasının 7. Bölümü'nde, yapılan analizlerin neticeleri değerlendirilmiş olup çeşitli önerilerde bulunulmuştur.

1.2 Önceki Çalışmalar

Derin kazı iksa sistemleri; ankrajlı, fore kazıklı ankrajsız, zemin çivili, diyafram duvar ve palplanş perdeler olmak üzere çeşitli araştırmacılar tarafından değişik yönleriyle çok kez incelenmiştir. Yapılan araştırmalarda sonuçların elde edilebilmesi için sonlu elemanlar yöntemi ile yazılmış programlar yaygın bir şekilde

kullanılmaktadır. Bazı araştırmacılar ise kendi sonlu elemanlar programlarını yazmış ve elde ettiği bulguları profesyonel yazılımlarla karşılaştırmıştır. Son yıllarda çeşitli araştırmacılara ait çalışmalar özet halinde sunulmaktadır.

Yarı top- down inşaat yönteminin ankrajlı iksa sistemlerine etkisini incelemek için çeşitli analizler yapılmıştır [1]. Çalışmada, 25 metrelik temsili bir derin kazı modellenmiştir. İlk analizde çok sıra ankrajlı iksa sistemi çözülmüştür. İkinci analizde ise çok sıra ankrajlı iksa sistemi, yarı top- down döşeme, kiriş ve kazıkları da hesap modeline dahil edilerek çözüm yapılmıştır. Yarı top- down inşaat yöntemi ile yatay deplasmanda %19.81 oranında iyileşme olmakta, iksa perdesine gelen moment değeri ortalama %25 oranında artmakta, iksa perdesine gelen kesme kuvveti ortalama %42.95 oranında artmakta, her bir ankraj kademesindeki ankrajlara gelen yük ortalama %8.74 oranında azalma göstermektedir ve bu da 25 metrelik temsili bir derin kazıda bir sıra ankraja tekabül etmektedir. Ayrıca yarı top- down inşaat yöntemi kullanılarak toptan göçme güvenlik sayısının ortalama %21.07 oranında iyileştiği sonucuna varılmıştır.

Ankrajlı ve çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinin analizini yapan Microsoft Excel ortamında bir program yazılmıştır [2]. Çalışmada; ankrajlı, tek sıra ankrajlı ve çok sıra ankrajlı iksa sistemleri çeşitli kazı yüksekliklerine göre maliyet açısından karşılaştırılmıştır. Zemin parametreleri olarak; içsel sürtünme açısı 30° ve zemin birim hacim ağırlığı 18 kN/m^3 olarak alınmıştır. Çalışma sonucunda; ankrajlı, tek sıra ankrajlı ve çok sıra ankrajlı sistemlerinin maliyetlerinin kazı derinliği ile doğrudan ilişkili olduğu görülmüştür. 8-9 metre yüksekliklere kadar ankrajlı ve tek sıra ankrajlı sistemler, 9 metre ve daha üzeri için ise çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinin daha ekonomik olduğu belirlenmiştir.

Ankrajlı iksa sistemlerinin inşaat sahasında uygun teknikte imal edilmesinin en az proje aşaması kadar önemli olduğuna dikkat çekilmiştir [3]. Çalışmada, uygulaması yapılan iki ayrı ankrajlı iksa sistemi üzerinde durulmuştur. Kazık imalatlarındaki kalitesiz/yetersiz işçiliğin yükleme sonrasında aşırı miktarda yatay deplasman yaptığı görülmüştür. Aşırı deplasmanlar, iksa sistemi göçme durumuna ulaşmadan tespit edilmiş olup gerekli tedbirler alınmıştır. Yapılan tüm bu tedbirler ciddi bir ilave maliyet getirmiştir.

Ankrajlı konsol iksa kazıkları ile çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinin karşılaştırılması amacıyla Microsoft Excel ortamında BAnk05 adlı bilgisayar programı yazılmıştır [4]. Çalışmada, program yardımıyla örnek bir problem üzerinde çeşitli analizler yapılmış ve her iki yöntemle oluşturulan iksa sistemlerinin maliyet ve tasarım açısından kıyaslamaları yapılmıştır. Kazı derinliğinin nispeten az olduğu durumlarda ankastre kazıklı sistemler daha ekonomik iken belli bir kazı derinliğinden (yaklaşık 8 metre) sonra çok sıra ankrajlı iksa sistemleri daha ekonomik hale gelmektedir. Böylece bu program ile bir problemi her iki iksa sistemi için çözüp, güncel maliyet bilgileri ile değerlendirip optimum çözümü bulmak mümkün olmaktadır.

Derin kazı iksa sistemlerinde kullanılan betonarme perde ve mini kazık destek sistemleri incelenmiştir [5]. Çalışmada, Kütahya Hava Er Eğitim Tugayı 16. Bölük Binası zemin profili için ankrajlı ve ankrajlı betonarme perde ve mini kazık analizleri yapılarak, bunlara ait hesap parametreleri ve boyut analizi sunulmuştur. İlk olarak ele alınan problemin analitik çözümü yapılmıştır. Daha sonra, sonlu elemanlar yöntemi ile analiz yapan PLAXIS programı ile çözüm yapılmıştır. Betonarme perde ve mini kazık analizlerinde farklı kalınlık ve çap için, ankrajlı ve ankrajlı çözümlerden elde edilen sonuçlar deplasman, moment ve ekonomi açısından karşılaştırılmıştır. Analitik çözüm ile Plaxis çözümleri karşılaştırıldığında birbirine yakın sonuçlar elde edilmiştir. Bulunan küçük farklar, çözüm aşamasındaki kabullerden kaynaklanmaktadır. Dizayn aşamasında ankraj kullanılmasının büyük avantaj sağladığı sonucuna varılmıştır. Betonarme perde kalınlığının artması, perdeye gelen momenti önemli ölçüde etkilememektedir. Mini kazıklı sistem incelendiğinde, kazık çapı artarken yatay deplasman önemli ölçüde azalmaktadır. Bu da kazık çapının, yatay deplasman hesabında önemli bir parametre olduğunu göstermektedir.

Zemin çivili ve çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinin analizleri yapılmıştır [6]. Çalışmada, kontrolsüz dolgu zeminde uygulanan bir zemin çivili duvar örneği için tasarıma esas alınan zemin mukavemet parametreleri ve sahada ölçülen deplasman değerleri kullanılarak zeminin deformasyon parametreleri geri analiz ile elde edilmiştir.

2. YANAL TOPRAK BASINÇLARI

2.1 Genel Bilgiler

Zemini farklı iki yüzeyde tutan ve yanal toprak basınçlarının etkisinde olan dayanma yapılarının tasarımı için, onlara gelen yanal toprak basınçlarının bilinmesi gerekir. Yanal toprak basınçlarının hesabı için başlıca 2 teori vardır; Rankine Teorisi (1857) ve Coulomb Kama Teorisidir (1776).

2.2 Rankine Teorisi

Kohezyonsuz zeminler için önerilen Rankine Teorisi, daha sonraları kohezyonlu zemin ve diğer durumlar için genelleştirilmiştir. Rankine Teorisi, bir zemin ortamında; zemin ortamının plastik denge durumuna ulaştığı andaki gerilmeleri dikkate alır. Zemin ortamının her noktasında kırılma varsa bu duruma “plastik denge durumu” denir. Zeminin sükunetteki durumuna “elastik denge durumu” denir [7].

a-Sükunet durumu (Elastik denge): Zemin ortamında herhangi bir deformasyonun olmadığı doğal duruma “sükunet durumu” denir. Sükunet durumunda meydana gelen yanal gerilme (2.1) bağıntısıyla hesaplanmaktadır [7].

$$\sigma_o = K_o \sigma_d \quad (2.1)$$

σ_o :Sükunet durumunda yanal toprak basıncı

σ_d : Düşey toprak basıncı

K_o :Sükunetteki toprak basıncı katsayısı

$$K_o = 1 - \sin \phi \quad (\text{granüler zeminlerde}) \quad (2.2.a)$$

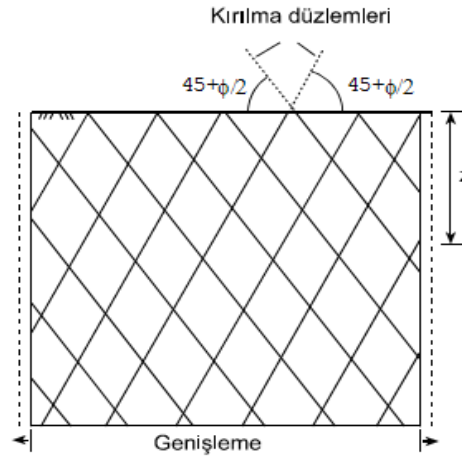
$$K_o = 0.95 - \sin \phi \quad (\text{normal konsolide killerde}) \quad (2.2.b)$$

$$K_o = (1 - \sin \phi) \cdot OCR^{0.5} \quad (\text{aşırı konsolide killerde}) \quad (2.2.c)$$

OCR, aşırı konsolidasyon oranıdır.

b-Plastik denge durumu: Yarı sonsuz zemin ortamında, plastik denge durumu elde etmek için zemin ortamının yanal deformasyona (sıkışma ve genişleme) tabi tutulması gerekir [7].

Eğer yarı sonsuz zemin ortamı, yanal doğrultuda genişlemeye tabi tutulduğunda plastik dengeye ulaşırsa aktif durum oluşur (Şekil 2.1). Bu durumda zemin ortamı yatayla $45^\circ + \phi/2$ lik açılar yapan düzlemler boyunca kırılır. Aktif durumda, genel bir zemin ($c \neq 0, \phi \neq 0$) için düşey ve yatay gerilmeler arasında aşağıdaki bağıntı vardır. Genel olarak aktif yanal toprak basınçlarının dağılımı Şekil 2.2’ de gösterilmektedir.



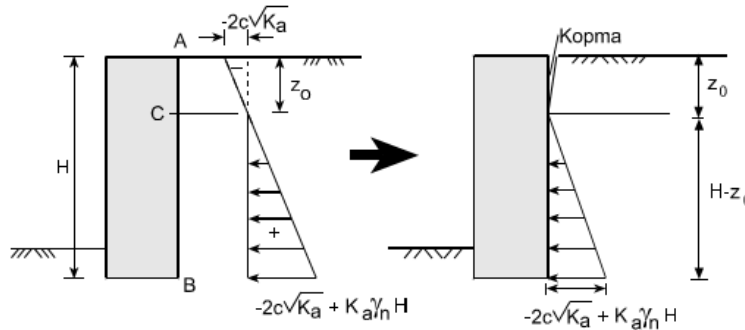
Şekil 2.1: Aktif Rankine durumu [7].

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

$$\sigma_a = -2c\sqrt{K_a} + K_a\gamma_n z \quad (2.4)$$

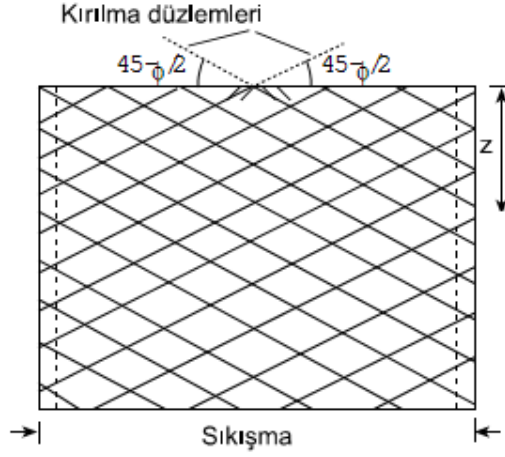
K_a :Aktif toprak basıncı katsayısı

σ_a : Aktif yanal toprak basıncı



Şekil 2.2: Genel bir zeminde ($c \neq 0, \phi \neq 0$) aktif yanal toprak basınçlarının dağılımı [7].

Eğer yarı sonsuz zemin ortamı, yanal bir sıkışmaya tabi tutulduğunda plastik dengeye ulaşırsa pasif durum oluşur (Şekil 2.3). Bu durumda zemin ortam yatayla $45^\circ - \phi/2$ 'lik açılar yapan düzlemler boyunca kırılır. Pasif durumda, genel bir zemin ($c \neq 0, \phi \neq 0$) için düşey ve yatay gerilmeler arasında aşağıdaki bağıntı vardır. Genel olarak pasif yanal toprak basınçlarının dağılımı Şekil 2.4' te gösterilmektedir.



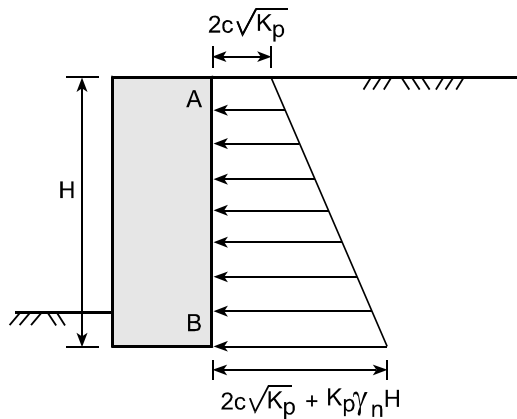
Şekil 2.3: Pasif Rankine durumu [7].

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2) \quad (2.5)$$

$$\sigma_p = 2c\sqrt{K_p} + K_p\gamma_n z \quad (2.6)$$

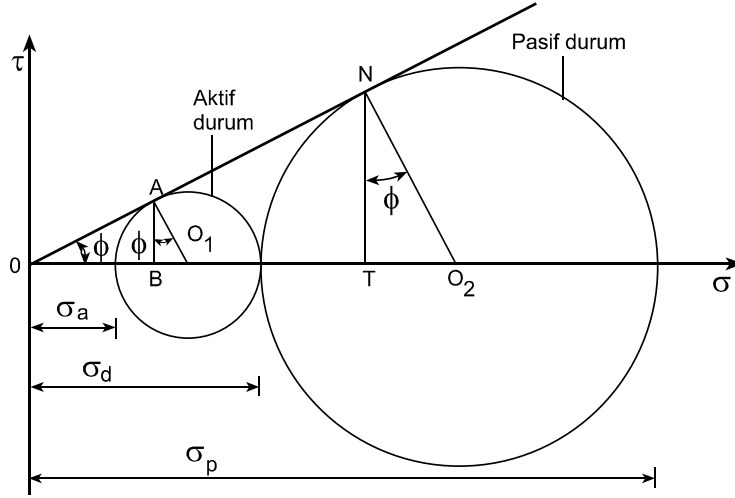
K_p :Pasif toprak basıncı katsayısı

σ_p : Pasif yanal toprak basıncı



Şekil 2.4: Genel bir zeminde ($c \neq 0, \phi \neq 0$) pasif yanal toprak basınçlarının dağılımı [7].

Aktif ve pasif toprak basıncı katsayılarının bağıntıları kolayca türetilir. Kohezyonsuz bir zemin için aktif durumda (Şekil 2.5);



Şekil 2.5: Kohezyonsuz zeminde aktif ve pasif durum [7].

Mohr – Coulomb yasası yazılırsa;

$$\tau_f = \overline{AB} = \sigma_a \tan \phi = \overline{OB} \tan \phi$$

$$\frac{\sigma_d - \sigma_a}{2} \cos \phi = \left[\frac{\sigma_d + \sigma_a}{2} - \left(\frac{\sigma_d - \sigma_a}{2} \right) \sin \phi \right] \tan \phi \quad (2.7)$$

elde edilir ve 2.7 bağıntısı bazı işlemlerden sonra aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\sigma_a = \sigma_d \tan^2(45 - \phi/2) = \sigma_d K_a \quad (2.8)$$

Pasif durum için benzer işlemler yapılırsa;

$$\tau_f = \overline{NT} = \sigma \tan \phi = \overline{OT} \tan \phi$$

$$\frac{\sigma_p - \sigma_d}{2} \cos \phi = \left[\frac{\sigma_d + \sigma_p}{2} - \left(\frac{\sigma_p - \sigma_d}{2} \right) \sin \phi \right] \tan \phi \quad (2.9)$$

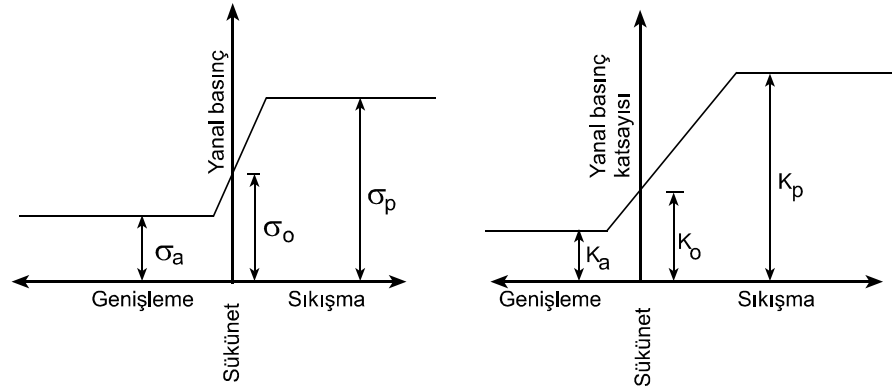
elde edilir ve (2.9) bağıntısı bazı işlemlerden sonra aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\sigma_p = \sigma_d \tan^2(45 + \phi/2) = \sigma_d K_p \quad (2.10)$$

Aktif ve pasif durum elde etmek için dayanma duvarının belli deformasyon şartlarını sağlaması gerekmektedir. Aktif ve pasif durum elde etmek için ne kadarlık bir deformasyon gerektiği çeşitli araştırmacılar tarafından belirlenmiştir. Ortalama bir

fikir vermek üzere; orta sıkı kum bir zeminde, aktif durum oluşturmak için $0.002H$ kadarlık bir öne doğru hareket (deformasyon) gerekir. Pasif durum oluşturmak için ise $0.08H$ kadarlık içe doğru bir hareket (deformasyon) gerekmektedir. Burada H , duvar yüksekliğidir. Görüldüğü gibi aktif durumun oluşması için az bir deformasyon gerekirken, pasif durum oluşması için daha büyük bir deformasyon gerekmektedir.

Aktif ve pasif durumlarda yanal zemin basıncı (σ) ve yatay toprak basıncı katsayısı (K) değişimleri Şekil 2.6 'da görülmektedir.



Şekil 2.6: Yatay toprak basıncı ve yatay toprak basıncı katsayısının değişimi [7].

2.2.1 Zeminde su bulunması durumu

Zeminde su bulunması durumunda, su altında kalan zeminde batık birim hacim ağırlık γ' hesaba katılarak yanal toprak basıncı hesap edilir. Ayrıca suyun yanal basıncı da hesaba dahil edilmelidir. Daneli bir zeminin doğal ve doymun durumlardaki içsel sürtünme açıları, pratik olarak aynı alınabilir.

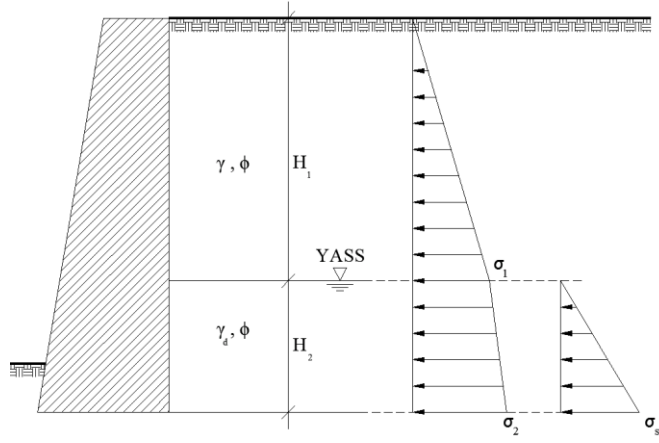
$$\left. \begin{aligned}
 K_a &= \tan^2(45 - \phi/2) \\
 \sigma_1 &= \gamma H_1 K_a \\
 \gamma' &= \gamma_d - \gamma_{su}, \quad H' = \gamma H_1 / \gamma' \\
 \sigma_2 &= \gamma (H' + H_2) K_a
 \end{aligned} \right\} \text{Yanal toprak basıncı}$$

$$\sigma_{su} = \gamma_{su} H_2 \rightarrow \text{su basıncı}$$

γ' : Batık birim hacim ağırlık

γ_d : Suyu doymun birim hacim ağırlık

γ_{su} : Suyun birim hacim ağırlığı ($\approx 10 \text{ kN/m}^3$)



Şekil 2.7: Zeminde su bulunması durumu.

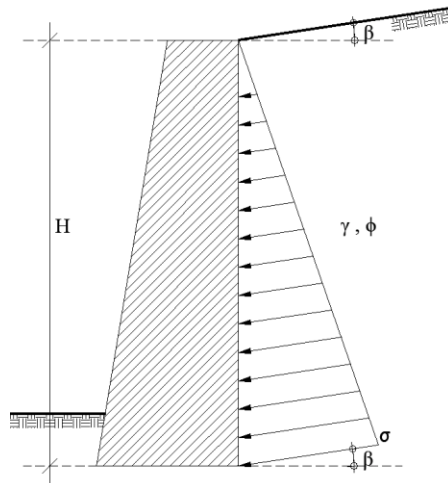
2.2.2 Duvar arkasındaki zeminin eğimli olması durumu

Bu durumda, duvar arkasına gelen yanal basınç, zemin yüzüne paralel olup, yatayla β açısı yapar.

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2.11)$$

$$K_p = \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad (2.12)$$

$$\sigma = \gamma H K_a \quad (2.13)$$



Şekil 2.8: Eğik zemin durumu.

2.2.3 Zeminde sürşarj yükü bulunması durumu

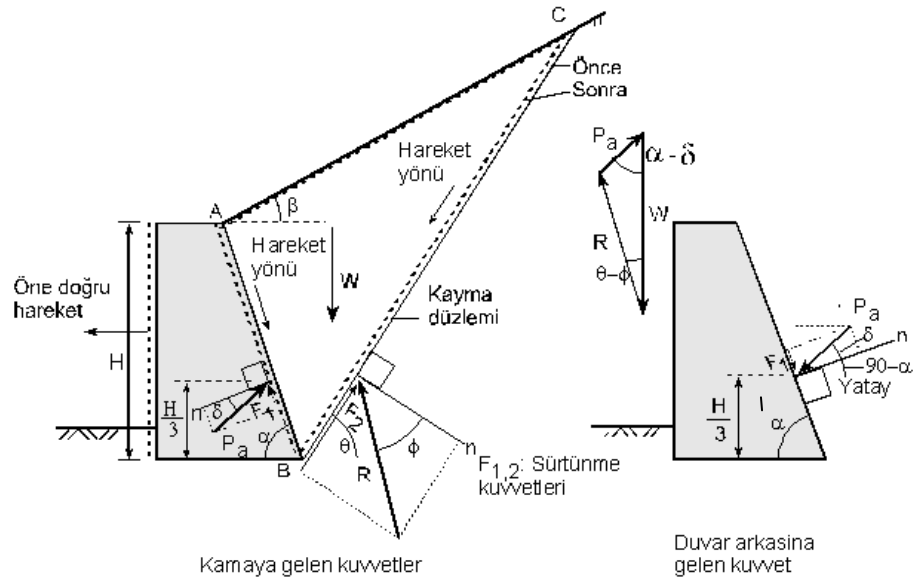
Duvar yakınında bulunan yapı yükleri, geçici/kalıcı yükler, trafik yükleri vb. sürşarj yükü olarak tanımlanabilmektedir. İksa yapısı tasarımında sürşarj yükünden oluşan

yanal toprak basıncı hesaplanarak sisteme etkitilmelidir. Sürşarj yükleri; noktasal (kN), çizgisel (kN/m) veya alana yayılı (kN/m²) olabilmektedir.

2.3 Coulomb (Kama) Teorisi

Coulomb, duvar öne doğru veya arkaya doğru hareket ederken duvar arkasında oluşan ve kayan zemin kitlesini dikkate alarak adıyla anılan bu teoriyi geliştirmiştir. Kohezyonsuz zeminlerde, duvar arkasında kayan kitle üçgen biçimlidir ve bu kitle kayma düzlemi üzerinde kayar. Bu teorinin en önemli kabullerinden biri, duvar arkası ile zemin arasında sürtünme olduğudur. Gerçekte, duvar arka yüzü pürüzlü olup, zeminle duvar arasında sürtünme vardır.

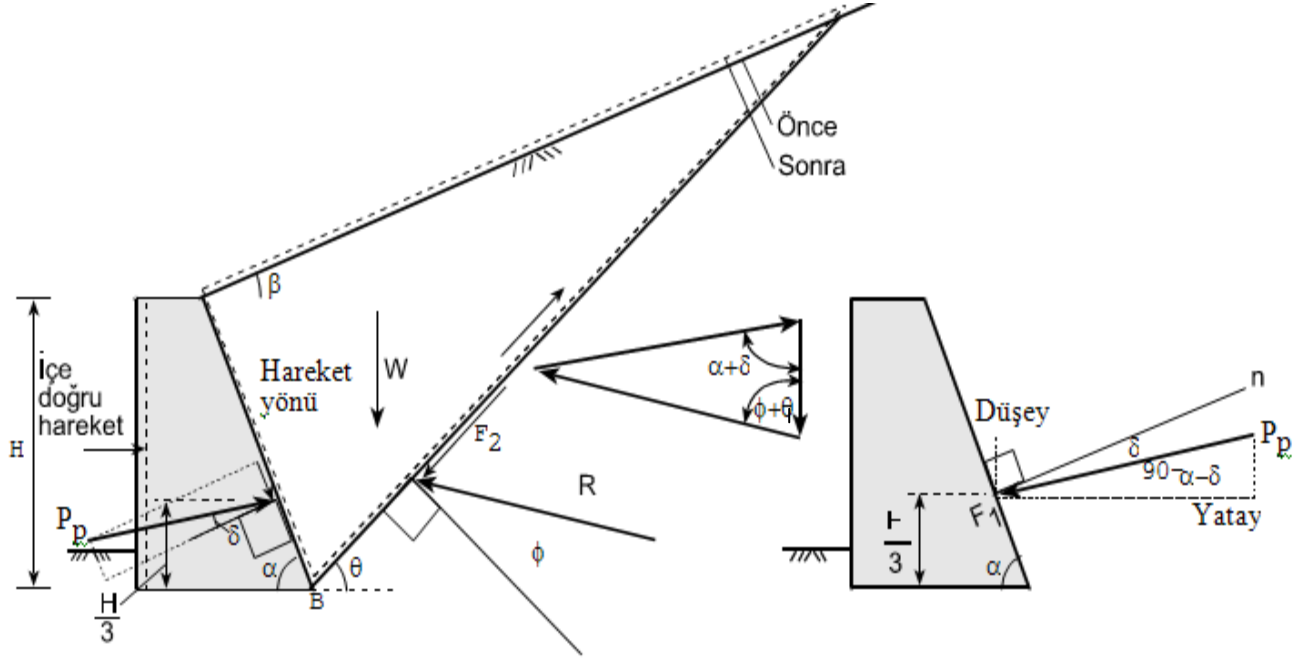
Zeminde oluşan bir ABC kaması (Şekil 2.9) düşünölsün. Kamaya sırasıyla şü kuvvetler etki etmektedir. ABC kamasının kendi ağırlığı W , BC kayma düzlemi boyunca etkiyen R bileşke kuvveti ve AB düzlemi boyunca etkiyen P_a aktif bileşke kuvvetidir. P_a ve R kuvvetleri, sürtünmelerden dolayı yüzey normaleri ile hareket yönünün tersi tarafta sırasıyla δ ve ϕ açıları yapmaktadırlar (Şekil 2.9). BC kayma düzleminde, zeminin zeminle sürtünme açısı ϕ' dir. Bu 3 kuvvetin dengesi incelenirse bağıntı (2.14) elde edilir.



Şekil 2.9: Kohezyonsuz zeminde aktif durum [7].

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.14)$$

Pasif durumda ise kohezyonsuz bir zeminde duvar arkaya doğru hareket ederken, kama aşağıya doğru hareket eder (Şekil 2.10). Kuvvetlerin dengesi incelenirse bağıntı (2.15) elde edilir.



Şekil 2.10: Kohezyonsuz zeminde pasif durum [7].

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta)\sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.15)$$

Coulomb (Kama) Teorisi' ne göre, aktif toprak basıncı;

$$p_a = \gamma \cdot H \cdot \frac{K_a}{\sin\alpha \cdot \cos\delta} \quad (2.16)$$

Pasif toprak basıncı ise;

$$p_p = \gamma \cdot H \cdot \frac{K_p}{\sin\alpha \cdot \cos\delta} \quad (2.17)$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

Kohezyonlu zeminlerde; aktif durumda $\delta < \phi/3$ için gene düzlemdir. Ancak, AB ve BC düzlemleri üzerinde adhezyon ve kohezyon kuvvetleri etkir. $\delta > \phi/3$ durumu için pasif durumda, BC düzlem değil, eğridir. Bu yüzden pasif itkinin belirlenmesi daha karmaşık olmaktadır.

2.4 Çok Sıra Destekli İksa Yapılarında Yanal Toprak Basıncı ve Dağılımları

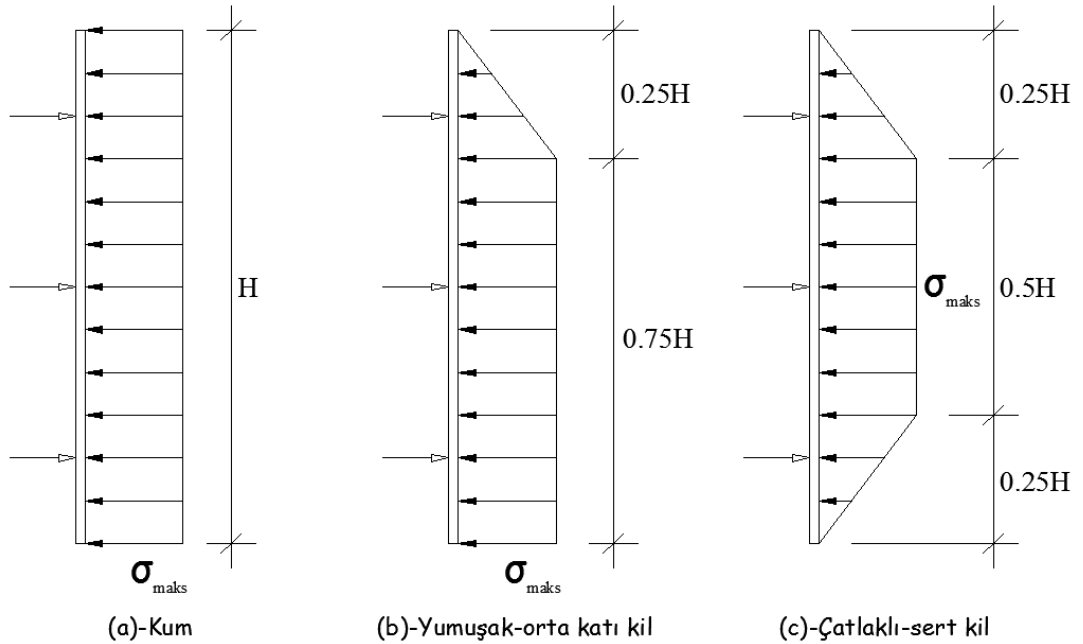
Derin kazı iksa sistemlerinin rijitlikleri dayanma yapılarına göre daha azdır. Ayrıca destekleme sistemlerinde, bölgesel toprak basıncı yığılmaları sonucu destekleme sisteminin elemanlarında çok büyük yükler oluşmakta ve bunun sonucunda sistemin toptan göçmesine neden olabilecek bir ardışık göçme mekanizması meydana gelebilmektedir. Bu yüzden desteklerin tasarımı, desteklere gelebilecek ortalama yüke göre değil, oluşabilecek maksimum yatay destek yüklerine göre yapılmalıdır.

Rankine ve Coulomb tarafından geliştirilen toprak basıncı teorileri çok sıra destekli veya ankrajlı destekleme sistemlerine uygulanamazlar. Bunun nedeni ise oluşabilecek farklı deformasyonlar ve yukarıda açıklanan göçme mekanizmasının diğerlerinden farklı olarak ortaya çıkmasıdır.

Çeşitli araştırmacıların bu alanda yaptığı araştırmalar sonucu, ortaya zemin tiplerine göre çeşitli toprak basıncı dağılımı önerileri çıkmıştır. Aşağıda bu öneriler açıklanmaktadır.

2.5.1 Terzaghi – Peck toprak basıncı dağılımı önerisi

Terzaghi ve Peck tarafından önerilen toprak basıncı dağılım zarfları dikdörtgen ve trapezoidal şeklindedir. Bu dağılımlar; (a) Kum, (b) Yumuşak – orta katı kil ve (c) Çatlaklı – sert kil zeminler için Şekil 2.11’ de gösterilmektedir.



Şekil 2.11: Terzaghi– Peck tarafından önerilen toprak basıncı dağılımları.

a. Kum zemin için maksimum yanal toprak basıncı bağıntı (2.18) yardımıyla;

$$\sigma_{maks} = 0.65\gamma_n HK_a \quad (2.18)$$

b. Yumuşak – orta sert kil zemin için maksimum yanal toprak basıncı bağıntı (2.19) yardımıyla;

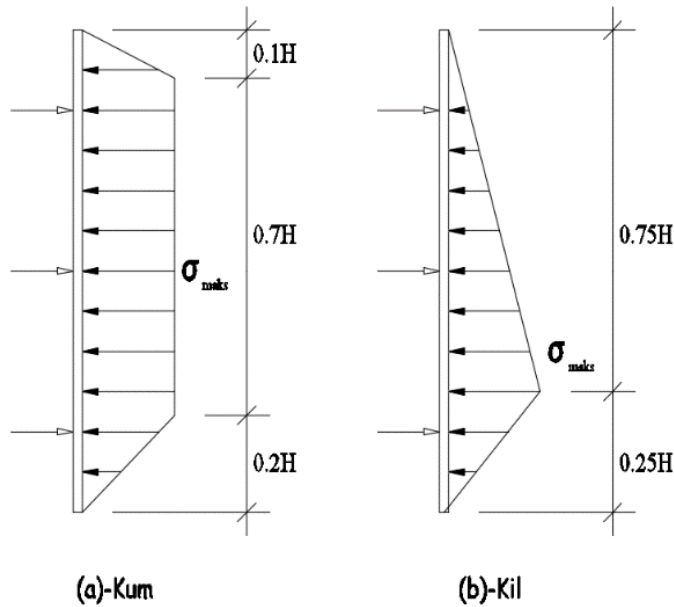
$$\sigma_{maks} = \gamma_n H - 4c \quad (2.19)$$

c. Çatlaklı – sert kil zemin için maksimum yanal toprak basıncı bağıntı (2.20) yardımıyla;

$$\sigma_{maks} = (0.2\sim 0.4)\gamma_n H \quad (2.20)$$

2.5.2 Tschebotarioff toprak basıncı dağılımı önerisi

Tschebotarioff, Terzaghi–Peck tarafından önerilen yamuk toprak basıncı dağılımının, kazının belli bir yüksekliği boyunca doğru olduğunu bildirmiş ve bu yüksekliğin üstünde diyagramın ekonomik olmayan, altında ise güvenli olmayan sonuçlar verdiğini ileri sürmüştür. Şekil 2.12’ de çeşitli zemin tiplerine göre toprak basınçları görülmektedir.



Şekil 2.12: Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımları.

a. Kum zemin için maksimum yanal toprak basıncı bağıntı (2.21) veya (2.22) yardımıyla;

$$\sigma_{\text{maks}} = 0.25\gamma_n H \quad (2.21)$$

veya,

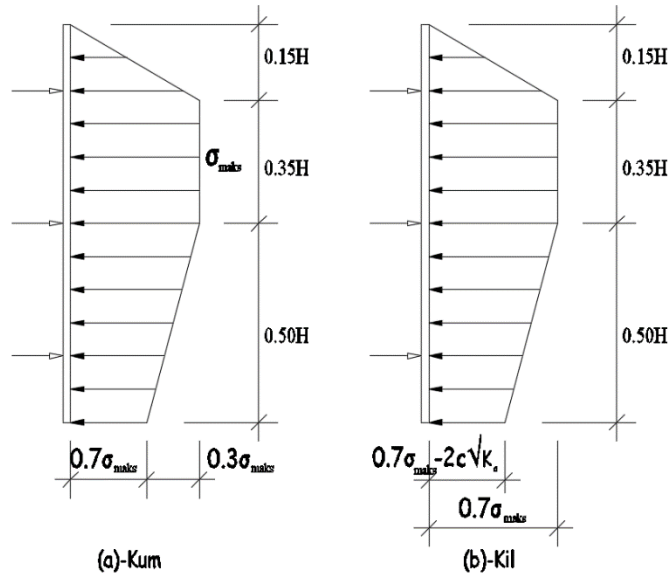
$$\sigma_{\text{maks}} = 0.80K_a\gamma_n H \cos\delta \quad (2.22)$$

b. Kil zemin için maksimum yanal toprak basıncı bağıntı (2.23) yardımıyla;

$$\sigma_{\text{maks}} = 0.375\gamma_n H \quad (2.23)$$

2.5.3 Lehmann toprak basıncı dağılımı önerisi

Çok sıra destekli iksa yapıları için önerilen toprak basıncı dağılımlarından bir diğeri Lehmann dağılımıdır. Şekil 2.13' te kohezyonsuz zeminler için toprak basıncı dağılımı görülmektedir.



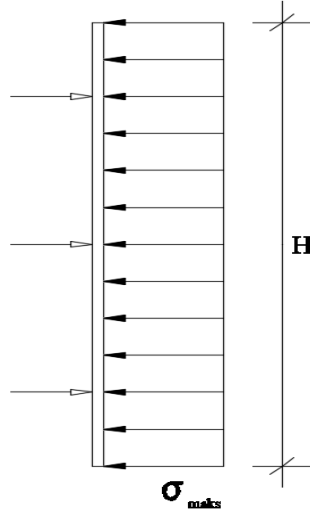
Şekil 2.13: Lehmann tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı.

Kohezyonsuz zeminler için maksimum yanal toprak basıncı bağıntı (2.24) yardımıyla hesaplanabilmektedir.

$$\sigma_{\text{maks}} = 0.60\gamma_n H K_a \quad (2.24)$$

2.5.4 Klenner toprak basıncı dağılımı önerisi

Çok sıra destekli iksa yapıları için önerilen toprak basıncı dağılımlarından bir diğeri Klenner dağılımıdır. Şekil 2.14' te kohezyonsuz zeminler için toprak basıncı dağılımı görülmektedir.



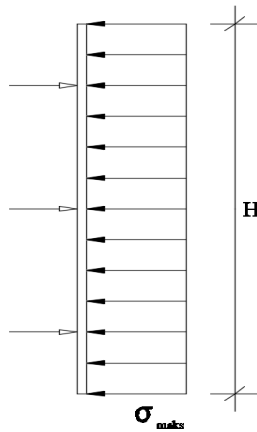
Şekil 2.14: Klenner tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı.

Kohezyonsuz zeminler için maksimum yanal toprak basıncı bağıntı (2.25) yardımıyla hesaplanabilmektedir.

$$\sigma_{maks} = 0.50\gamma_n H K_a \quad (2.25)$$

2.5.5 İsviçre SIA-191 şartnamesi toprak basıncı dağılımı önerisi

Çok sıra destekli iksa yapıları için önerilen toprak basıncı dağılımlarından bir diğeri İsviçre SIA-191 şartnamesinde tanımlanan dağılımıdır. Şekil 2.15’ te kohezyonsuz zeminler için toprak basıncı dağılımı görülmektedir. Kohezyonsuz zeminler için maksimum yanal toprak basıncı bağıntı (2.26) yardımıyla hesaplanabilmektedir.



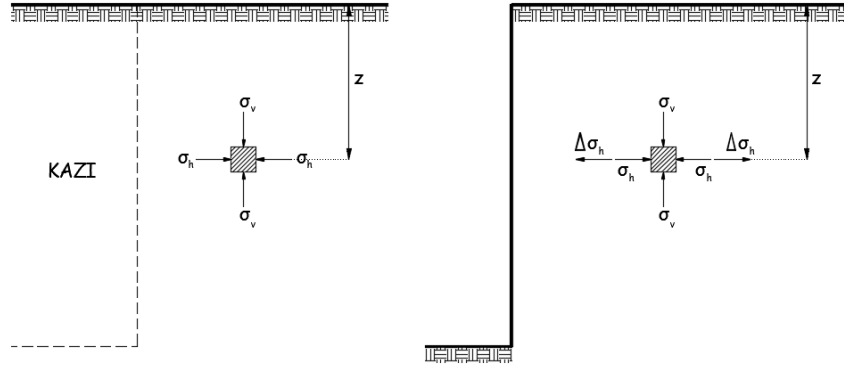
Şekil 2.15: İsviçre SIA-191 şartnamesi tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı.

$$\sigma_{maks} = 1.30 (0.50\gamma_n H K_a + q K_a) \quad (2.26)$$

3. KAZIKLI PERDELER VE ZEMİN ANKRAJLARI

3.1 Genel Bilgiler

Zeminde açılan bir kazı çukuru, kazı bölgesinde gerilme azalmasına yol açacaktır. Kazıdan dolayı oluşan yatay gerilme azalması, zeminin stabilitesini bozacak kadar büyükse, bu durumda oluşan gerilme kaybı iksa sistemi tarafından karşılanır. Şekil 3.1’ de kazı öncesi ve sonrası gerilme durumu görülmektedir.



Şekil 3.1: Kazı öncesi ve sonrası zemindeki gerilme durumu.

Kullanılacak iksa sisteminin seçiminde aşağıda belirtilen hususlar dikkate alınmalıdır:

- Kazı çukurunun açık kalacağı süre
- Zemin profili ve özellikleri
- Komşu yapıların taşıyıcı sistemleri, temel sistemleri ve temel derinlikleri

Bir kazının derin kazı olarak nitelendirilebilmesi için kazı derinliğinin 6 m’den büyük olması gerekmektedir [8].

3.2 Kazıklı Perdeler

İksa yapılacak zemin yüksekliği fazla, buna karşın zemin özellikleri yetersiz ise kazıklı perde uygulaması yapılır. Genellikle fore kazıklar kullanılır. Kazık çapları 10– 200 cm arasında değişmektedir. Yüksek rijitide ve düşük deformasyon özelliğine

sahip olan kazıklı perdeler, istinat yapıları olarak kalıcı veya geçici iksa sistemi olarak kullanılabilirler. Kazı yüksekliğine göre yatay ankrajlı ya da ankrajsız olarak imal edilebilirler (Şekil 3.2).

Kazıklar arasındaki mesafe; tek bir kazığın yanal yük taşıma kapasitesine, kazıkların oturma sınırına kazıkların grup etkisine, yeraltı suyu varlığına ve zemin cinsine göre belirlenmektedir. Kazıklar arası mesafeye ve kazık dizilimine bağlı olarak kazıklı perdeler sızdırmazlık perdesi olarakta kullanılabilir [1].



Şekil 3.2: Kazıklı perde uygulaması.

Kazıklı perdelerden oluşan iksa sistemlerinin inşası birbirini takip eden birkaç aşamadan meydana gelmektedir. Bunlar kısaca;

- Zemin, yüksek tork gücüne sahip makineler yardımıyla auger, karotiyer veya rotary yöntemleri ile düşey olarak delinir ve içi boş kuyular oluşturulur.
- İçi boş kuyulara kazık donatıları statik projesine uygun olarak yerleştirilir ve beton dökümü yapılır. Beton dökümü esnasında segregasyonun önlenmesi için donatı kafesi ortasından kuyu dibine tremi borusu indirilir.

şeklinde sıralanabilir.

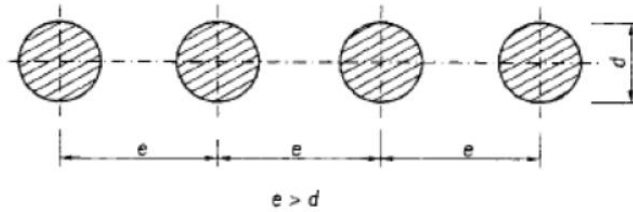
Kazıklar, zemin cinsine ve zemin yeraltı suyu durumuna göre olarak farklı şekillerde imal edilebilirler. Örneğin, killi bir zemin kendini kısmen tutabilirken, kazıklar arasındaki zemin stabil kalabilir. Fakat kumlu zeminlerde kazıklar arasındaki zemin malzemesi kazı alanına doğru akabilir. Benzer şekilde yeraltı suyu varlığında

kazıklar arasındaki mesafe, suyun kazı sahasına kontrolsüz biçimde geçmesine sebep olabilir. Bu gibi durumlarda, kazık dizilim şekline bağlı olarak çözümler üretilir. Dizilimlerine göre kazıklı perdeler; aralıklı dizilime sahip kazıklı perde, teğet kazıklı perde ve kesişen kazıklı perde olarak sınıflandırılabilir [1].

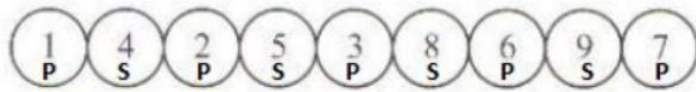
Aralıklı dizilime sahip kazıklı perde, yeraltı suyu içermeyen ve kendini tutabilen kohezyonlu zeminlerde yapılır. Bu gibi ortamlarda, kazıklar arasında bulunan malzeme kazı esnasında stabil kalabilmekte ve kazı çukuruna akmamaktadır. Kazıklar arası merkez-merkez mesafesi kazık çapının birkaç katına kadar çıkabilmektedir [1]. Şekil 3.3' te aralıklı dizilime sahip kazıklı perdeye ait yerleşim gösterilmektedir.

Teğet kazıklı perde, birbirleri ile temasta ya da bitişik imal edilmiş donatılı kazıklardan oluşur. Genellikle konsol perde olarak çalışacak kazıklar için bu tip dizilim seçilir [1]. Şekil 3.4' te teğet kazıklı perdeye ait yerleşim gösterilmektedir.

Kesişen kazıklı perde, geçirimsizlik sağlamak için imal edilir. Genellikle birincil kazıklar donatısız olarak imal edilir. Birkaç gün içerisinde ikincil kazıklar donatılı olarak birincil kazıkları keserek imal edilir ve geçirimsiz bir perde oluşturulur [1]. Şekil 3.5' te kesişen kazıklı perdeye ait yerleşim gösterilmektedir.



Şekil 3.3: Aralıklı dizilime sahip kazıklı perde.



Şekil 3.4: Teğet kazıklı perde.



Şekil 3.5: Kesişen kazıklı perde.

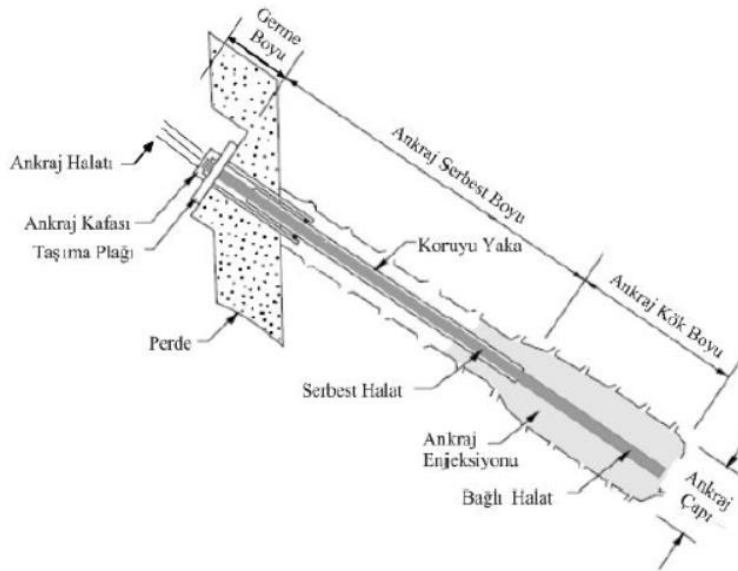
3.3 Zemin Ankrajları

Ankrajlar, kaya veya zemin ortamlarında yapılacak derin kazılar sonucu meydana gelen yükleri kaya veya zemin ortama aktarmak ve perde yatay hareketini minimize etmek amacıyla kullanılırlar.

Zemin ankrajı üzerine uygulanan öngerme yükünün kayma yüzeyi gerisinde bulunan taşıyıcı zemine aktarılması prensibi ile çalışmaktadır [9].

3.3.1 Ankrajların kısımları

Bir zemin ankrajı; ankraj kafası, ankraj serbest boyu ve ankraj kökü olmak üzere üç kısımdan oluşmaktadır ve bu kısımlar Şekil 3.6’ da gösterilmektedir.



Şekil 3.6: Ankrajların kısımları [9].

- Ankraj kafası

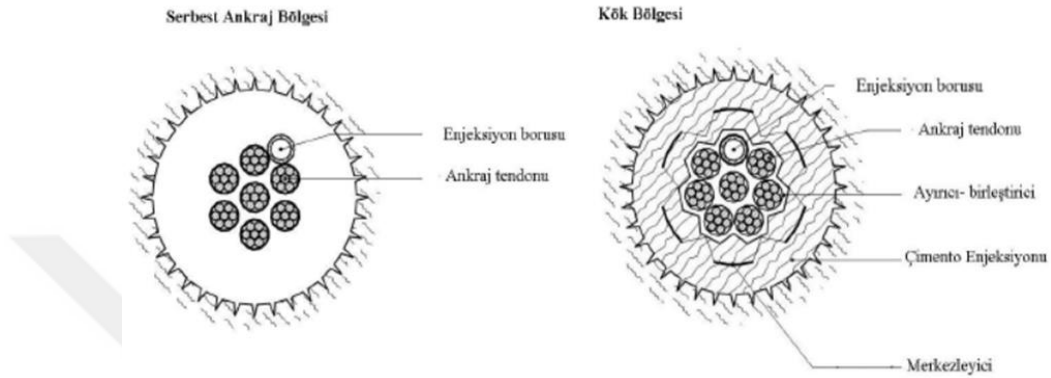
Bu bölge, öngerme kuvvetinin yüzeye yayılmasını sağlar. Öngermenin uygulandığı ve servis yüküne gerilen ankrajın kilitlenmesinin yapıldığı bölgedir (Şekil 3.8).

- Serbest ankraj boyu

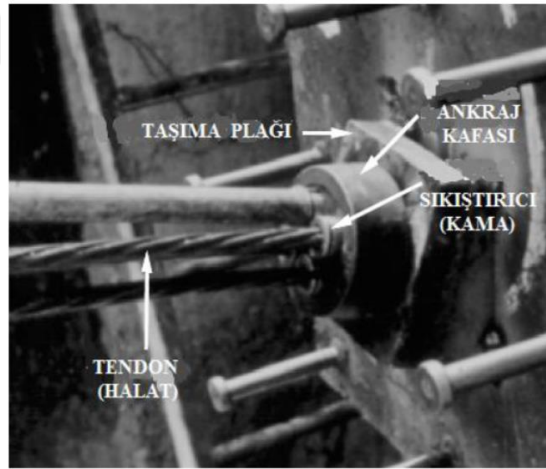
Tendon, delme işlemi sonrasında yerleştirildikten sonra enjeksiyon uygulanır. Böylece sabitlenmiş ankraj oluşturulmuş olur. Tendonun harçsız bölümüne serbest ankraj boyu denir. Ankraj gövdesinin başlangıcı ile ankraj kafası arasındaki mesafedir (Şekil 3.6). Bu kısım öngerme kuvvetini ankraj kök bölgesine aktarmaktadır (Şekil 3.7).

- Ankraj kökü

Öngerme kuvvetini zemine ortamına aktaran kısımdır. Çimento harcının yüksek basınç altında ankraj deliğine doldurulması ile kök bölgesi oluşturulur (Şekil 3.7).. Ankraj kökü ile zemin arasındaki yük aktarımı; köke etkiyen normal gerilme, adhezyon ve sürtünme gibi faktörlere bağlıdır (Şekil 3.6). Ankraj kök boyu zemin ankrajlarında 3-12 m., kaya ankrajlarında 3-10 m. arasında değişmektedir.



Şekil 3.7: Ankrajların kesiti.



Şekil 3.8: Ankraj kafası bileşenleri [9].

3.3.2 Ankrajların sınıflandırılması

3.3.2.1 Kullanım sürelerine göre ankrajlar

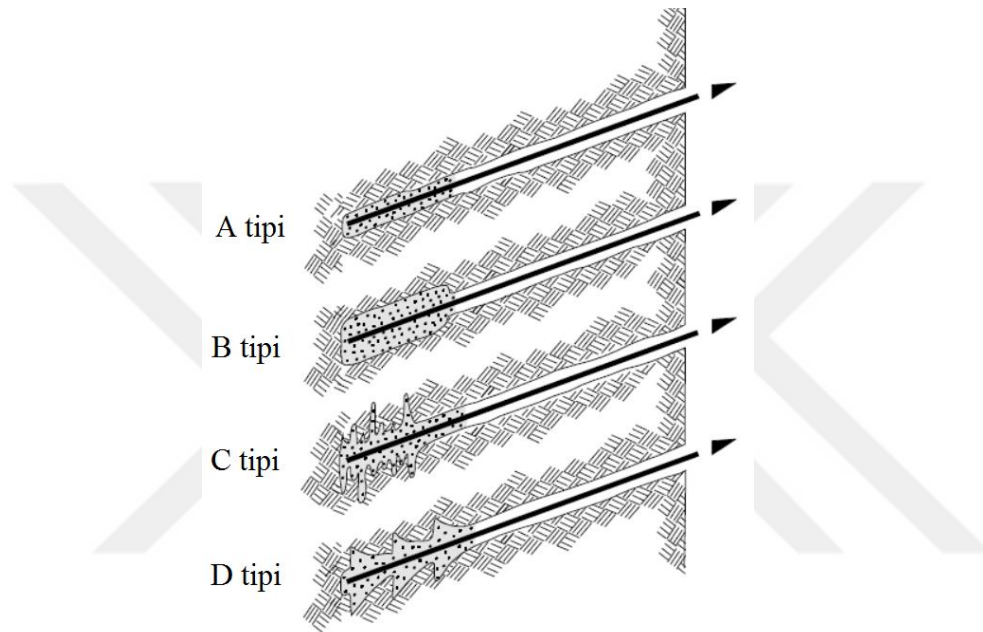
- Geçici ankrajlar

Bir derin kazı projesi kapsamında belirli bir süre yük taşımak maksadıyla kullanılan ankrajlardır. İnşaat sonrası bu ankrajlara gerek kalmayabilir. Servis ömürleri 2 yıl civarındadır.

Bir derin kazı projesi kapsamında servis ömrü boyunca yük taşıyacak şekilde dizayn edilen ankrajlardır. Servis ömürleri 75-100 yıl civarındadır. Performansları sürekli gözlenmelidir.

3.3.2.2 İmalat tekniklerine göre ankrajlar

İmalat tekniklerine göre ankrajlar A tipi, B tipi, C tipi ve D tipi olmak üzere 4 grupta incelenebilir (Şekil 3.9).



Şekil 3.9: İmalat tekniklerine göre ankrajlar [9].

- A tipi ankrajlar

Zemin ile harç arasındaki kayma mukavemeti, kök kısmındaki sıyrılmaya karşı direnci oluşturur. Dayanım; deliğin stabilitesine bağlı olup, doğrusal ya da doğrusal olmayan düz şaftlı ankrajlardır. Çoğunlukla kaya veya katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılır [10].

- B tipi ankrajlar

Ankraj kök çapının zemin içinde minimum hasar yaratarak genişletilmesi sonrası çimento harcı enjeksiyon basıncının 1000 kN/m² değerinden küçük basınç altında boşluklara ve çatlaklara girmesi sağlanarak oluşturulan ankraj tipleridir. İyi derecelenmiş kohezyonsuz zeminlerde kullanıldığı gibi yumuşak çatlaklı kayalarda ve kaba alüvyonlarda da kullanılabilir. Bu tip ankrajların imalatında dikkat edilmesi

gereken nokta, enjeksiyon basıncının her zaman toplam jeolojik yükten düşük olması gerektiğidir [10].

- C tipi ankrajlar

Bu tip ankrajlarda ilk olarak ağırlık- enjeksiyonu ile kök gövdesi oluşturulur. İlk enjeksiyonun yapılmasından 1-2 gün sonra, tendonlara önceden yerleştirilmiş, özel tüpler içinden yüksek basınçlı ikincil enjeksiyon yapılır. İkincil enjeksiyon sonucunda, çimento zemin içinde mikto kırıklar oluşturarak düzensizce ilerler. Bu tip ankrajlar kohezyonsuz zeminlerde, ek olarak kohezyonlu zeminlerde de uygulanabilir [9].

- D tipi ankrajlar

Bu tip ankrajlar sert kohezyonlu zeminlerde uygulanır. Kök enjeksiyonu tremi ile yapılırken özel aletlerle kök bölgesi genişletilir. Bu teknikle imal edilen ankrajlarda, çimento gövdesi- zemin yüzeyi arasındaki kesme direncine ek olarak uç direnci de ankraj kök direncine dahil olmaktadır [11].

3.3.3 Ankraj imalat aşamaları

Ankraj imalatı önemli bir uygulama olmakla birlikte tecbrübe gerektirmektedir. İmalat aşamasında yapılabilecek bir hata ankrajda yük kaybına veya ankrajın hiç yük aktarmayacak şekilde imal edilmesine sebep olabilir. Ankraj imalatı 4 aşamadan oluşmaktadır:

- Ankraj delgisinin yapılması
- Ankraj tendonunun yerleştirilmesi
- Enjeksiyon yapılması
- Germe yapılması

olarak sıralanabilir.

- Ankraj delgisinin yapılması

Çalışılan zeminde yapılacak delgi için kullanılacak teknik ve makine- ekipman, zemin veya kaya tabaka özelliklerine göre değişmektedir. Bu teknikler; rotary, darbeli ve her iki tekniğin beraber kullanılmasıdır. Kendini tutabilen ve yumuşak zeminler için rotary sisteme bağlı burgu (auger) tekniği, sert kayalarda ise darbeli delgi tekniği kullanılmalıdır.

- Ankraj tendonunun yerleştirilmesi

Yüksek dayanımlı, düşük gevşemeli 7 telli sarmal çelik halatlar projesinde belirtilen adet sayısınca ve boyda (boy= serbest boy+ kök boyu+ germe payı), merkezleyici elemanlar eşliğinde bir araya getirilerek ankraj demeti oluşturulur. Ankraj serbest boyu polietilen kaplama borusu ile sarılarak ve izolasyon yapılarak serbest bölgeye enjeksiyon girmesi engellenir. Bu işlemten sonra, enjeksiyon hortumu montajı yapılır. Enjeksiyon hortumu serbest boyda kaplama borusu dışında kalırken kök bölgesinde merkezleyici elemanın içinden geçirilir.

- Enjeksiyon yapılması

Ankraj tendonu delgi içerisine yerleştirildikten sonra zaman kaybetmeden enjeksiyon işlemine geçilmelidir. Enjeksiyon karşısında su/çimento oranı 0.45 mertebesinde olmalıdır. Enjeksiyon malzemesi, enjeksiyon hortumu vasıtasıyla 1-10 bar basınç ile kök bölgesinde delik dibinden itibaren yukarıya doğru doldurulur.

- Germe yapılması

Enjeksiyon işlemi tamamlandıktan 10 gün sonra germe işlemi yapılabilir. Enjeksiyonda katkı maddesi kullanımı ile germe yapılması için geçen süre kısaltılabilir.

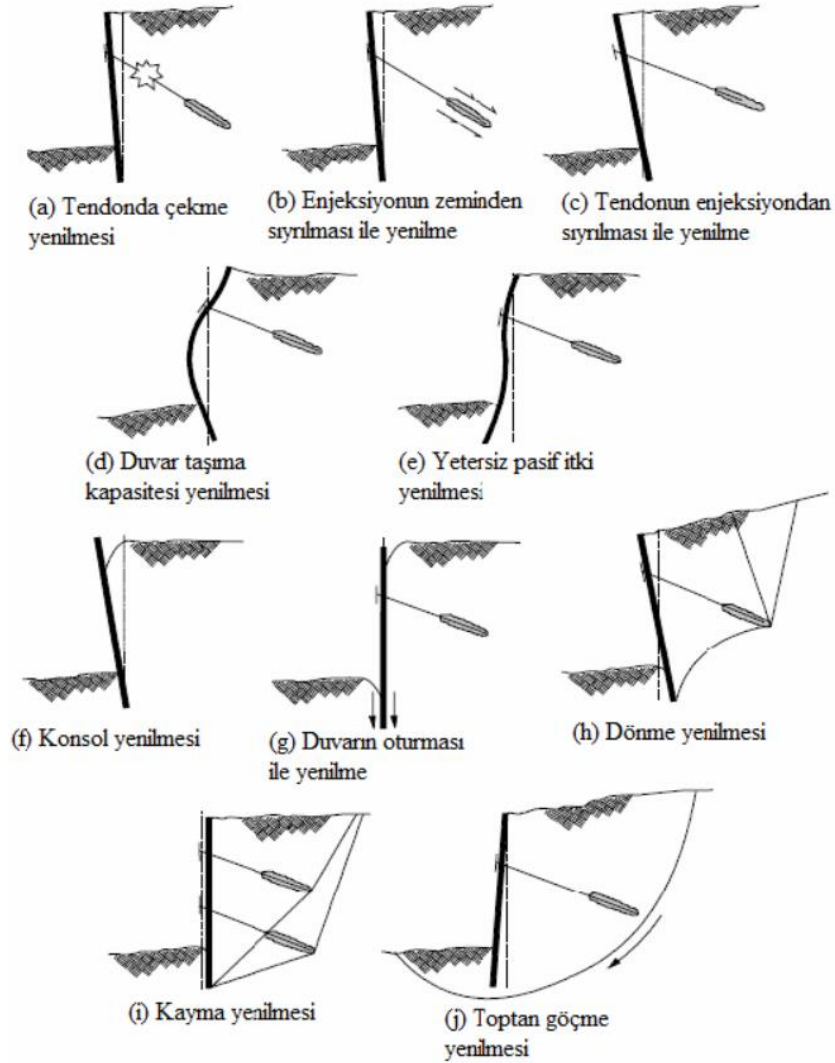
3.4 Zemin Ankrajlarının Tasarımı

Çok sıra ankrajla destekli bir iksa sisteminde takip edilmesi gereken tasarım aşamaları aşağıdaki şekildedir [9]:

- Kazı yüzeyinin açık kalacağı süre belirlenerek, iksa sisteminin geçici veya kalıcı olmasına karar verilmelidir.
- Kazı sahasında yapılan sondajlar neticesinde zemin profili oluşturulmalı ve geoteknik parametreler belirlenmelidir.
- Güvenlik katsayıları dikkate alınarak dizayn parametreleri belirlenir.
- İksa sistemine etkiyecek toprak basıncı dağılım kabulü seçilir. Su basıncı, sürşarj basıncı ve deprem etkisiyle oluşacak basınçlar toplam basınca dahil edilir.
- Yatay ankraj yükleri ve iksa perdesine gelen eğilme momentleri hesaplanır.

- Ankraj eğim açıları belirlenir.
- Ankraj yatay aralıkları belirlenir.
- Ankraj imalat tipi seçilir.
- İksa perdesinin yatay ve düşey yük taşıma kapasitesi kontrol edilir.
- İksa sisteminin iç ve dış stabilite tahkikleri yapılır.
- İksa sisteminin maksimum yatay deplasmanı ve oturma miktarı tahmin edilir.

Çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinde meydana gelebilecek yenilme durumları Şekil 3.10’ da gösterilmektedir [9].



Şekil 3.10: Çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinde yenilme şekilleri [9].

3.4.1 Ankraj taşıma gücü hesabı

Zemin ankrajı; zemin veya kayada destek bularak, arkasındaki zemin kitlesini veya uygulanan dış yükleri tutan yapısal bir eleman olarak tanımlanmaktadır. Ankraj

taşıma gücü hesabının doğru tahmin edilmesi, sistemin güvenliği açısından çok önemlidir.

Zemin ankrajının taşıma gücü hesabının yapılabilmesi için enjeksiyon-zemin ara kesitindeki etkileşiminin bilinmesi gerekmektedir. Maksimum ankraj taşıma gücü, ankrajın zeminden sıyrıldığı yük olarak kabul edilir.

Ankraj taşıma gücüne etki eden faktörler şu şekilde sıralanabilir:

- Ankraj kök bölgesi çevresindeki zemin-kayanın geoteknik özellikleri
- Ankraj kökü üzerindeki jeolojik yük
- Ankraj kökünün çapı, boyu ve imalat şekli
- Enjeksiyon basıncı

Ankraj kök bölgesinde, uniform dağılım kabulü yapılarak ankraj taşıma gücü (3.1) bağıntısı ile ifade edilebilir.

$$P_{ult} = \pi \cdot D \cdot L_k \cdot \tau \quad (3.1)$$

Burada; D ankraj kök bölgesini çapını, L_k ankraj kök bölgesi uzunluğunu ve τ değeri ise enjeksiyon-zemin/kaya ara kesitindeki ortalama kayma gerilmesini ifade etmektedir.

Granüler zeminlerde ankraj taşıma gücü (3.2) bağıntısı ile hesaplanmaktadır.

$$P_{ult} = 1.5 \cdot \pi \cdot D \cdot L_k \cdot \sigma_v \cdot \tan \phi \quad (3.2)$$

Burada; D ankraj kök bölgesini çapını, L_k ankraj kök bölgesi uzunluğunu, σ_v değeri ankraj kök bölgesi orta kısmındaki düşey gerilme ve ϕ içsel sürtünme açısını ifade etmektedir.

Killi zeminlerde ankraj taşıma gücü (3.3) bağıntısı ile hesaplanmaktadır [11].

$$P_{ult} = \pi \cdot D \cdot L_k \cdot a \cdot s_u \quad (3.3)$$

Burada; D ankraj kök bölgesini çapını, L_k ankraj kök bölgesi uzunluğunu, a değeri adhezyon faktörü (0.28- 0.45 arası bir değer) ve s_u kök bölgesindeki zeminin drenajsız kayma mukavemetidir.

Kaya ankrajlarında taşıma gücü (3.4) bağıntısı ile hesaplanmaktadır.

$$P_{ult} = \pi \cdot D \cdot L_k \cdot \tau \quad (3.4)$$

Burada; D ankraj kök bölgesini çapını, L_k ankraj kök bölgesi uzunluğunu ve τ değeri ise enjeksiyon-kaya ara kesitindeki ortalama kayma gerilmesini ifade etmekte olup çeşitli kaya ortamları için Çizelge 3.1’ de verilmektedir.

Çizelge 3.1: Bazı kayaçlar için tipik kök sıyrılma değerleri NAVFAC 1983.

Kayaç Tipi (sağlam, bozulmamış)	Ankraj Kökünde Son Kayaç- Enjeksiyon Gerilmesi (kPa)
Granit ve Bazalt	1725- 3100
Kireçtaşı	207- 2760
Dolomitik Kireçtaşı	1380- 2070
Yumuşak Kireçtaşı	1035- 1520
Kayrak ve Sert Şeyl	830- 1380
Yumuşak Şeyl	205- 830
Kumtaşı	830- 1035
Tebeşir	205- 1035
Marn (sert, gevşek, fissürlü)	170- 250

3.4.2 Ankraj tasarımı için kullanılan diğer etmenler

Ankraj tasarımında; çelik halatta kopma, zeminde göçme, enjeksiyon-zemin sıyrılması, enjeksiyon-tendon sıyrılması ve toptan göçme durumlarının da irdelenmesi gerekmektedir.

3.4.2.1 Çelik halatta kopma durumu

Ankraj yüklendiğinde; tendona gelen yük, tendononun maksimum taşıma kapasitesini aştığı durumlarda tendonda kopma meydana gelmektedir. Bu sebeple, tasarım yapılırken tendon çekme kapasitesi 0.6 güvenlik katsayısı ile çapılarak azaltılmalı ve buna göre hesap yapılmalıdır [9].

3.4.2.2 Zeminde göçme durumu

Zeminde kayma yüzeyi, ankraj kökü mobilize olduğunda ankraj kökünün önünde oluşur. Ankraj fazla yüklendiğinde, aşırı yükten dolayı kök bölgesindeki zeminde kopma meydana gelebilir. Pratikte zeminde göçme durumu 4.5 m.' den daha derin ankrajlarda pek sık meydana gelmez [9].

3.4.2.3 Enjeksiyon-zemin sıyılması durumu

Zemin ankrajları, kök bölgesi ile zemin arasında oluşan sürtünme ile mobilize olurlar. Ankraj kökünün mobilize olması, ankraj kökünün üzerindeki düşey gerilme ve adhezyon kuvvetlerine bağlıdır. Ankraj kökü yüklendiğinde, kök bölgesi yükü zemine aktarır. Ankraj kök bölgesine gelen yük enjeksiyon-zemin arasındaki aderans kuvvetinden büyük olursa, tendoların enjeksiyondan ayrılmadan direk enjeksiyonlu bölgenin zeminden kopması durumu meydana gelebilir. Bu durum genellikle kayma mukavemeti düşük zeminlerde meydana gelir [9].

3.4.2.4 Enjeksiyon-tendon sıyılması durumu

Ankraj kök bölgesi enjeksiyonu ile tendon arasındaki aderans kaybı bu durumun oluşmasına sebep olur. Enjeksiyon ve enjeksiyon imalatı kalitesinin düşük olması, tendonların yeteri kadar enjeksiyonla kaplanmaması bu durumun sebepleri arasında gösterilebilir [9].

3.4.2.5 Toptan göçme durumu

İksa sisteminin altından geçen bir kayma yüzeyi boyunca stabilitesini kaybetmesi toptan göçme durumu olarak ortaya çıkmaktadır. Zemin ankrajları, duvar arkasındaki potansiyel kayma kamaları düşünülerek dizayn edilir. Fakat iksa sistemini içine alan bir kayma yüzeyi oluşursa toptan göçme durumu oluşur [9].

3.5 Kazık Düşey Taşıma Gücü Hesabı

Çok sıra ankrajlı sistemlerin tasarımında kullanılan kazıklara, kazık kendi ağırlığı haricinde ankraj yüklerinin düşey bileşenleri de gelmektedir. Kazıkta oluşan bu yükleri çevre sürtünmesi veya kazık ucu yardımıyla zemin ortamına aktarılır.

4. YATAK KATSAYISI VE SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

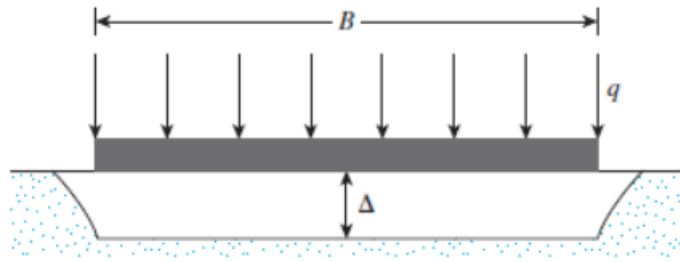
4.1 Genel Bilgiler

Bu bölümde Winkler (1867) tarafından geliştirilen yatak katsayısı kavramı, yatay yatak katsayısı kavramı ve çok sıra ankrajlı sistemlere uygulandığı ile Bowles (1974) tarafından geliştirilen sonlu elemanlar yöntemi ayrıntılı olarak anlatılmaktadır.

4.2 Yatak Katsayısı Kavramı

Yatak katsayısı kavramı ilk olarak Winkler (1867) tarafından ortaya atılmıştır. Yatak katsayısı (k_s) yapı-zemin etkileşiminin modellenmesine imkan vermekte ve yaygın olarak kullanılmaktadır. En basit tabirle, zeminde bir noktada meydana gelen gerilme (q) ile aynı noktada meydana gelen yer değiştirmenin (Δ) oransal olarak ifadesi olup (4.1) bağıntısıyla verilmektedir (Şekil 4.1).

$$k_s = q / \Delta \quad (4.1)$$



Şekil 4.1: Yatak katsayısının tanımı [12].

Yatak katsayısı kullanılarak elastik teoriye dayalı yapılan çözümlerde, zemin ortamı birbirine yakın bağımsız yaylarla tanımlanır. Elastik zemine oturan kirişe ait diferansiyel denklem (4.2) bağıntısı ile tanımlanır.

$$EI.(d^4y/dx^4) + k_s.y = 0 \quad (4.2)$$

Burada; EI terimi kiriş eğilme rijitliğini, B terimi kiriş genişliğini ifade etmektedir. Eksenel kuvvetlerin (P_z) devreye girmesiyle (4.2) bağıntısı (4.3) bağıntısı şekline dönüşür.

$$EI.(d^4y/dx^4) + P_z.(d^4y/dx^4) + k_s.y = 0 \quad (4.3)$$

4.3 Yatay Yatak Katsayısı Kavramı

Kazıklar, düşey kiriş olarak düşünülerek yatay yatak katsayısı (k_h) terimi tanımlanmıştır. Yatay yatak katsayısının kazık boyunca değişimi bilinirse; kazığa ait deplasman ve iç kuvvet dağılımları belirlenebilmektedir. Yatay yatak katsayısını temsilen kazığa belli aralıklarla yaylar tanımlanmasıyla, zeminin lineer olmayan davranışı göz önünde bulundurularak çözüm yapılır.

Yatay yatak katsayısı, taşıma gücü formülleri kullanılarak tanımlanır. Bowles tarafından yatay yatak katsayısının değişimini gösteren (4.4) bağıntısı verilmiştir.

$$k_h = A_s + B_s z^n \quad (4.4)$$

Yatak katsayısı tanımından ($k_s = q / \Delta$), 2.54 cm' lik (1 inç) oturma için temel nihai taşıma gücü q_{ult} olmak üzere ($C=1/0.0254 \text{ m} = 40$),

$$k_s = C.q_{ult} = C [c.N_c + q.N_q + 1/2B.N_\gamma] \quad (4.5)$$

Bağıntı (4.5), yatay yatak katsayısı için düzenlenirse,

$$A_s = 40 (c.N_c + 1/2B.N_\gamma) \quad (4.6)$$

$$B_s = 40 (\gamma.N_q) \quad (4.7)$$

Burada; c terimi kohezyon, q terimi sürüşarj, B terimi kazık genişliği ve N_c , N_q , N_γ terimleri zemin taşıma gücü katsayılarını ifade etmektedir.

Dairesel kazıklar için (4.4) bağıntısı daha genel olarak ifade edilirse,

$$k_h = s_1 A_s + s_2 B_s z^n \quad (4.8)$$

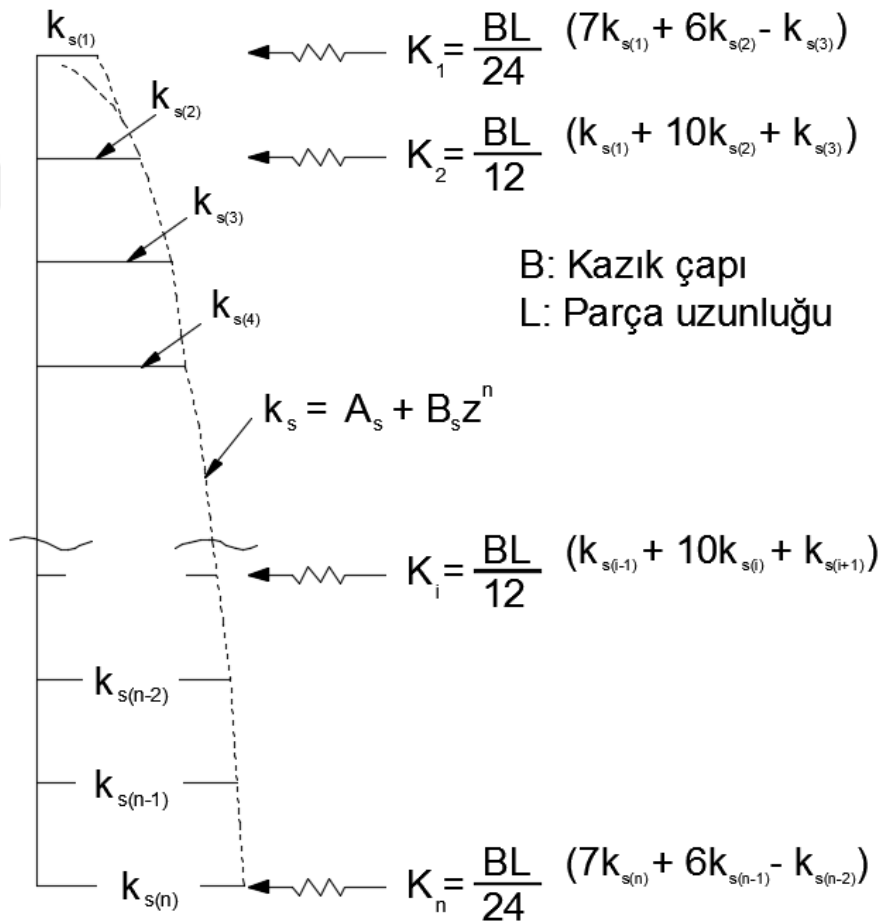
şeklını alır. $s_1 = 1.3 \sim 1.7$ ve $s_2 = 2.0 \sim 4.4$ arasında değişen sabitler olup, kare kazıklar için 1 alınabilir. $n = 0.5 \sim 1.0$ arasında değişen bir katsayıdır. Çeşitli zeminler için önerilen yatay yatak katsayısı aralıkları Çizelge 4.1' de gösterilmektedir.

Çizelge 4.1: Yatay yatak katsayısı için önerilen aralıklar [13].

Zemin tipi	k_h (MN/m ³)
Sıkı kumlu çakıl	220-400
Orta sıkı kum	157-300
Orta kum	110-280
İnce veya siltli ince kum	80-200
Katı kil (ıslak)	60-220
Katı kil (doygün)	30-110
Orta katı kil (ıslak)	39-140
Orta katı kil (doygün)	10-80
Yumuşak kil	2-40

4.4 Yatay Yatak Katsayısının Çok Sıra Ankrajlı Sistemlere Uygulanması

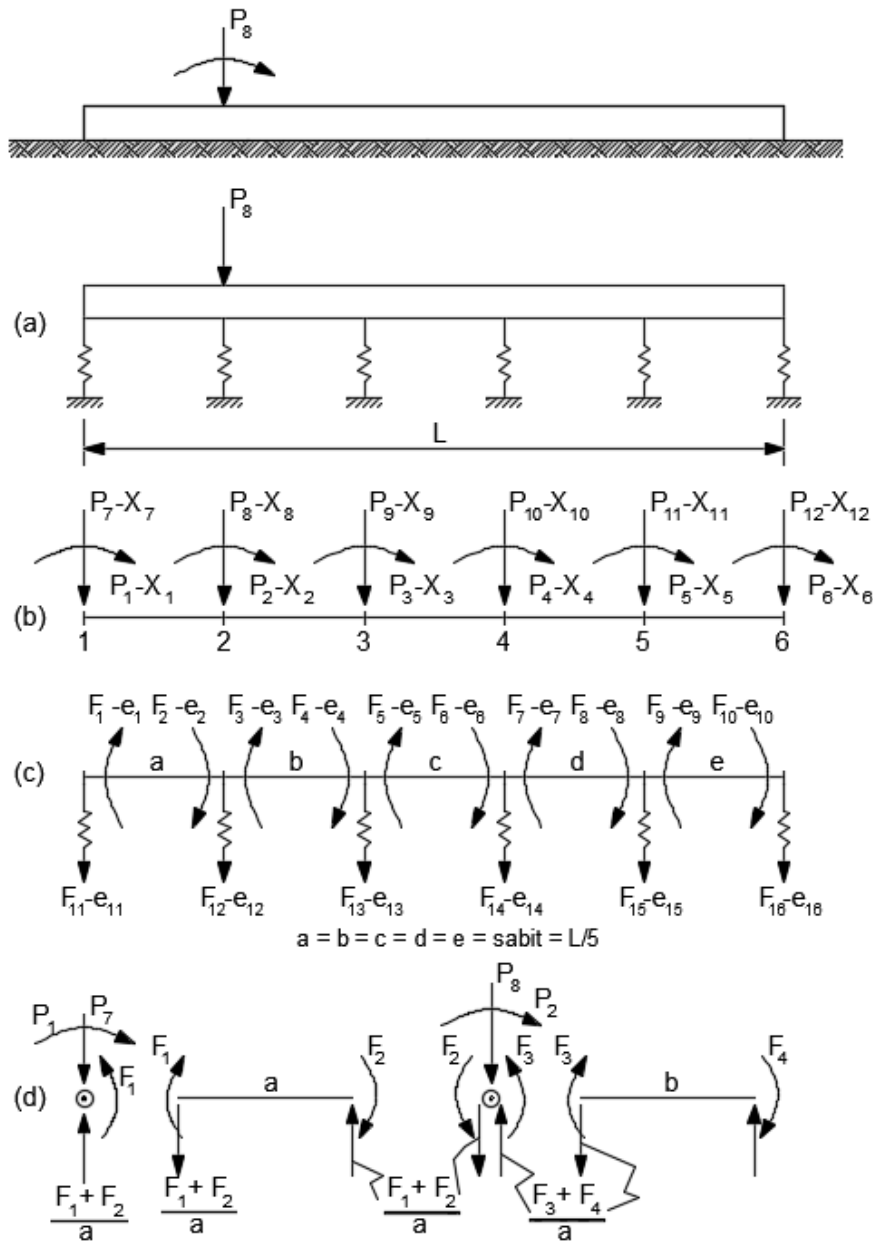
Newmark (1942), yatak katsayısı değerinin sabit olmayıp, derinlikle parabolik olarak değiştiğini ifade etmiştir (Şekil 4.2).



Şekil 4.2: Yatak katsayısının derinlikle değişimi [14].

4.5 Sonlu Elemanlar (Matris) Yöntemi

Bowles (1974), yatak katsayısı kavramını kullanarak bir sonlu elemanlar (matris) yöntemi geliştirmiştir. Bu yöntemle temelde oluşan deplasman, moment ve kuvveti değerleri kolaylıkla hesaplanabilmektedir. Yöntemin açıklaması, elastik zemine oturan bir kiriş üzerinde (Şekil 4.3) yapılacaktır.



Şekil 4.3: Elastik zemine oturan kiriş, (a) Temelin Winkler modeli, (b) dış kuvvet- deplasman P - X tanımı, (c) iç kuvvet- deplasman P - e tanımı, (d) düğüm noktası denge diyagramları [14].

Temelin herhangi bir noktasında matris formda,

$$[P] = [A] [F] \quad (4.9)$$

olarak yazılabilir. Burada; P matrisi dış kuvvetleri, F matrisi iç kuvvetleri ve A matrisi ise katsayılar matrisini temsil etmektedir [14].

İç kuvvetlerin meydana getirdiği deformasyon (e) ile dış kuvvetlerin (X) meydana getirdiği deformasyon matris formda,

$$[e] = [A^T] [X] \quad (4.10)$$

Burada; A^T matrisi A matrisinin transpozesidir.

Meydana gelen iç kuvvetler (F) ile iç kuvvetlerin meydana getirdiği deformasyon (e) arasında matris formda,

$$[F] = [S] [e] \quad (4.11)$$

bağıntısı bulunmaktadır.

Bağıntı (4.10), bağıntı (4.11)' de yerine yazılırsa;

$$[F] = [S A^T] [X] \quad (4.12)$$

elde edilir.

Bağıntı (4.12), bağıntı (4.9)' da yerine yazılırsa;

$$[P] = [A S A^T] [X] \quad (4.13)$$

elde edilir. Bu bağıntı (4.13), X için çözümlerse,

$$X = [A S A^T]^{-1} [P] \quad (4.14)$$

elde edilir. Bağıntı (4.14) ile bulunan X matrisi, bağıntı (4.12)' de yerine konulursa, iç kuvvetler elde edilir.

4.5.1 “A” matrisinin oluşturulması

Şekil 4.3 (a)' da gösterildiği gibi, zemin yatak katsayısı sabit ve K olan bir zemine oturan kiriş düşünölsün. Şekil 4.3 (b)' de P_1 - P_6 arası terimler dış momentleri, X_1 - X_6

arası terimler düğüm noktası dönmelerini, P_7 - P_{12} arası terimler düşey kuvvetleri ve X_7 - X_{12} arası terimler düğüm noktası düşey deplasmanlarını göstermektedir [14].

Şekil 4.3 (c)' de F_1 - F_{10} arası terimler eleman uç noktalarındaki moment iç kuvvetlerini, F_{11} - F_{16} arası terimler yay kuvvetlerini, e_1 - e_{10} arası terimler eleman uç dönmelerini ve e_{11} - e_{16} arası terimler yay deplasmanlarını göstermektedir [14].

Dış kuvvetlerle iç kuvvetler arasında bir ilişkinin mevcut olduğu görülmektedir. Statik bilgisinden bu ilişki şu şekildedir [14].

$$[P] = [A] [F] \quad (4.9)$$

Bu bağıntı (4.9). Şekil (4.3)' te tanımlanan örneğe göre genişletilirse, Şekil 4.3 (d)' de 1 düğüm noktasında (kuvvet düğüm noktasına etkir ve temsili zemin yayları düğüm noktalarında tanımlanır) [14],

$$P_1 - F_1 = 0 \rightarrow P_1 = F_1 \quad (4.15)$$

aynı şekilde,

$$P_7 = \frac{F_1}{a} + \frac{F_2}{a} - F_{11} \quad (4.16)$$

2 nolu düğüm noktasında moment dengesinden,

$$P_2 = F_2 + F_3 \quad (4.17)$$

2 nolu düğüm noktasında düşey kuvvet dengesinden,

$$P_8 = -\frac{F_1}{a} - \frac{F_2}{a} + \frac{F_3}{a} + \frac{F_4}{a} - F_{12} \quad (4.18)$$

6 nolu düğüm noktasında moment dengesinden,

$$P_6 = F_{10} \quad (4.19)$$

6 nolu düğüm noktasında düşey kuvvet dengesinden,

$$P_{12} = -\frac{F_9}{a} - \frac{F_{10}}{a} - F_{16} \quad (4.20)$$

olarak hesaplanır.

A matrisi Şekil 4.4’ te gösterilmektedir. Matriste boş olan alanlar sıfır ile doldurulmalıdır.

P/F	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	1															
2		1	1													
3				1	1											
4						1	1									
5								1	1							
6										1						
7	Z	Z									-1					
8	-Z	-Z	Z	Z								-1				
9			-Z	-Z	Z	Z							-1			
10					-Z	-Z	Z	Z						-1		
11							-Z	-Z	Z	Z					-1	
12									-Z	-Z						-1

$Z=1/a$

Şekil 4.4: “A” matrisinin oluşturulması [14].

4.5.2 “A^T” matrisinin oluşturulması

Eğer 1 düğüm noktası $X=1$ radyan dönme yaparsa zemini temsil eden yay dönme yapamayacağından kirişte oluşacak e_1 dönmesi,

$$e_1 = X_1 + \frac{X_7}{a} - \frac{X_8}{a} \quad (4.21)$$

aynı şekilde,

$$e_2 = X_2 + \frac{X_7}{a} - \frac{X_8}{a} \quad (4.22)$$

diğer taraftan temsili zemin yaylarında meydana gelen deplasmanlar,

$$e_{11} = -X_7 \quad (4.23)$$

olarak hesaplanır.

A^T matrisi Şekil 4.5’ te gösterilmektedir. Matriste boş olan alanlar sıfır ile doldurulmalıdır.

e/X	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	1						Z	-Z				
2		1					Z	-Z				
3			1					Z	-Z			
4				1				Z	-Z			
5					1				Z	-Z		
6						1			Z	-Z		
7							1			Z	-Z	
8								1		Z	-Z	
9									1		Z	-Z
10										1	Z	-Z
11								-1				
12									-1			
13										-1		
14											-1	
15												-1
16												

$Z=1/a$

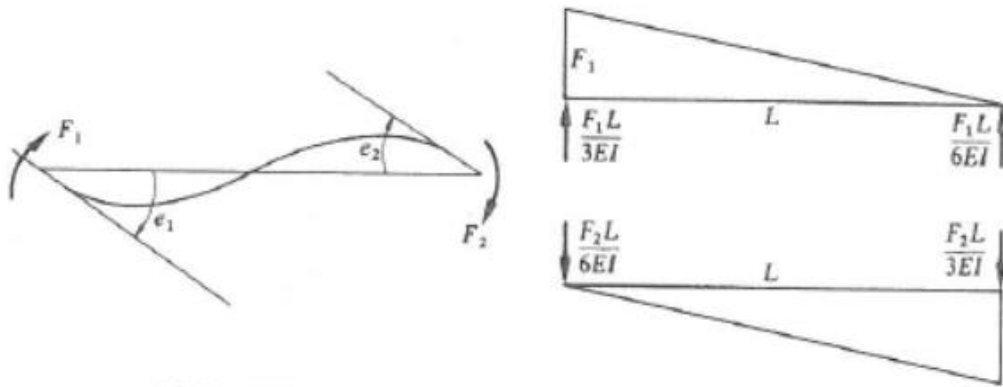
Şekil 4.5: “A^T” matrisinin oluşturulması [14].

4.5.3 “S” matrisinin oluşturulması

S matrisi terimlerinin çıkarılması için Şekil 4.6’ da gösterilen eşlenik kiriş yöntemine göre e_1 ve e_2 uç dönmeleri,

$$\frac{F_1 L}{3EI} - \frac{F_2 L}{6EI} = e_1 \quad (4.24)$$

$$-\frac{F_1 L}{6EI} + \frac{F_2 L}{3EI} = e_2 \quad (4.25)$$



Şekil 4.6: Eşlenik kiriş yöntemine göre iç kuvvet- deformasyon ilişkisi [14].

Bağıntı (4.24) ve bağıntı (4.25) $a=L$ için çözülürse,

$$F_1 = \frac{4EI}{a} e_1 + \frac{2EI}{a} e_2 \quad (4.26)$$

$$F_2 = \frac{2EI}{a} e_1 + \frac{4EI}{a} e_2 \quad (4.27)$$

elde edilir. Diğer taraftan,

$$F_{11} = K_1 e_{11} \quad (4.28)$$

olarak hesaplanır.

S matrisi Şekil 4.7’ de gösterilmektedir. Matriste boş olan alanlar sıfır ile doldurulmalıdır.

F/e	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	A	B														
2	B	A														
3			A	B												
4			B	A												
5					A	B										
6					B	A										
7							A	B								
8							B	A								
9									A	B						
10									B	A						
11											K ₁					
12												K ₂				
13													K ₃			
14														K ₄		
15															K ₅	
16																K ₆

$$A = 4EI/a$$

$$B = 2EI/a$$

Şekil 4.7: “S” matrisinin oluşturulması [14].

4.5.4 “P” matrisinin oluşturulması

Şekil 4.3 (b)’ de tanımlandığı gibi P_i terimi herhangi bir i düğüm noktasındaki dış kuvveti temsil etmektedir. Bağıntı (4.15)’ ten (4.20)’ ye kadar olan eşitlikler daha genel halde yazılırsa aşağıdaki şekli alır [14].

$$P_1 = F_1 + 0F_2 + 0F_3 + \dots + 0F_{16}$$

$$P_2 = 0F_1 + F_2 + F_3 + \dots + 0F_{16}$$

$$P_2 = 0F_1 + 0F_2 + 0F_3 + F_4 + F_5 + \dots + 0F_{16}$$

.....

$$P_7 = \frac{F_1}{a} + \frac{F_2}{a} + \dots - F_{11} + \dots + 0F_{16}$$

.....

$$P_{12} = 0F_1 + 0F_2 + \dots - \frac{F_9}{a} - \frac{F_{10}}{a} + \dots - F_{16}$$

Bu eşitliklerde bulunan P terimi, düğüm noktalarına herhangi bir dış kuvvet etkimiyorsa sıfır alınır. P kuvvetleri yardımıyla kesme kuvveti ve eğilme momenti iç kuvvetlerine ulaşılır [14].

4.6 Örnek İksa Kesiti Çözümü

Ankraj yerleşimi 2 sıra olarak Şekil 4.8’ de gösterilen 5 m. yüksekliğindeki kazıklı iksa perdesine ait sonlu elemanlar çözümü yapılacaktır. Zemin içsel sürtünme açısı $\phi = 30^\circ$, zemin kohezyonu $c=1$ kPa, zemin birim hacim ağırlığı $\gamma = 18$ kN/m³ olarak dikkate alınmıştır. Sürşarj etkisi 5 kN/m² düzgün yayılı yük olarak alınmıştır. Toprak basıncı dağılımı olarak çok sıra ankrajlı sistemleri için önerilen “Terzaghi- Peck” toprak basıncı dağılımı kabulü ile işlem yapılmıştır. Kazık çapı olarak $d=40$ cm kazık yatay aralığı 1.5 m ve beton olarak C30 ($E= 32000$ N/mm²) alınmıştır. Ankraj noktaları $k= 10000$ kN/m olan yaylarla tanımlanmıştır. Kazık soket bölgesindeki yay katsayıları “Bölüm 4.3” te anlatıldığı şekilde derinlikle parabolik olarak değişken hesaplanacaktır. Yatay yatak katsayısı terimlerinden üs değeri $n= 0.6$, $s_1= 1.3$ ve $s_2= 2.0$ olarak kabul edilecektir.

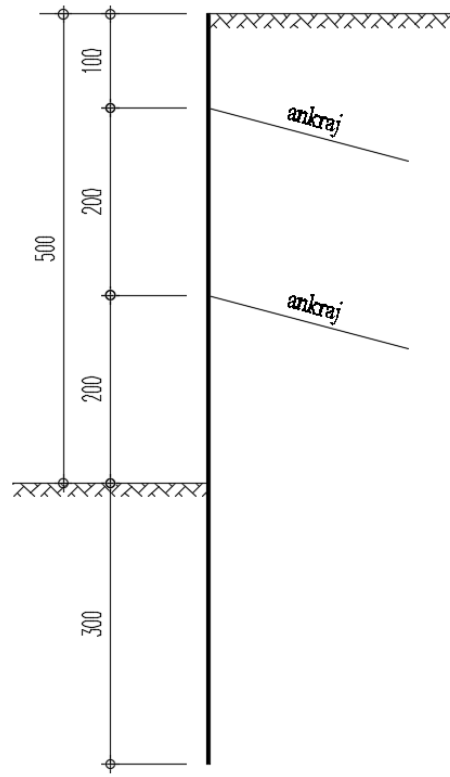
$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 30/2) = 0.333$$

$$\text{Yanal toprak basıncı: } \sigma_{\text{toprak}} = 0.65 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot h = 0.65 \cdot 0.333 \cdot 18 \cdot 5 = 19.5 \text{ kN/m}^2$$

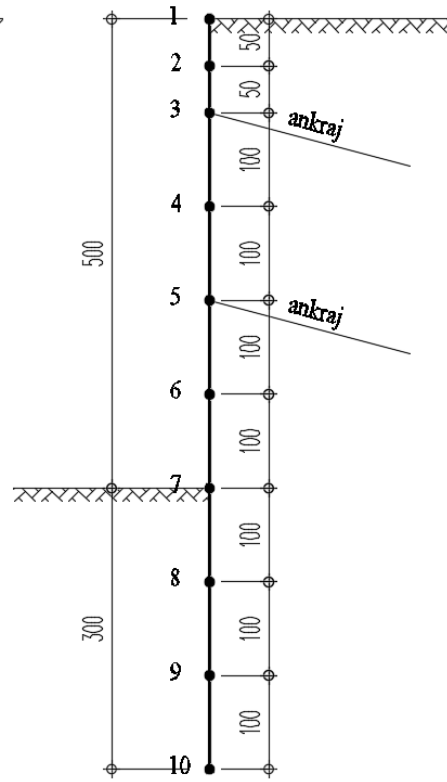
$$\text{Yanal sürşarj basıncı: } \sigma_{\text{sürşarj}} = q \cdot K_a = 5 \cdot 0.333 = 1.67 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Toplam basınç: } \sigma_{\text{toplam}} = 19.5 + 1.67 = 21.17 \text{ kN/m}^2$$

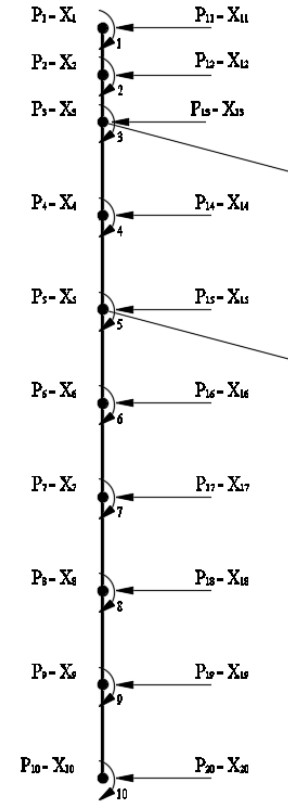
Toprak basıncı dağılımları Şekil 4.9’ da gösterilmektedir.



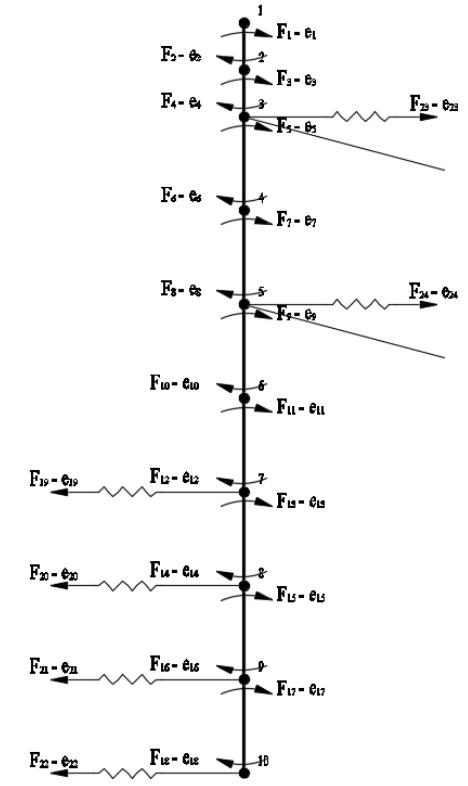
(a) İksa kesiti



(b) Düğüm noktaları

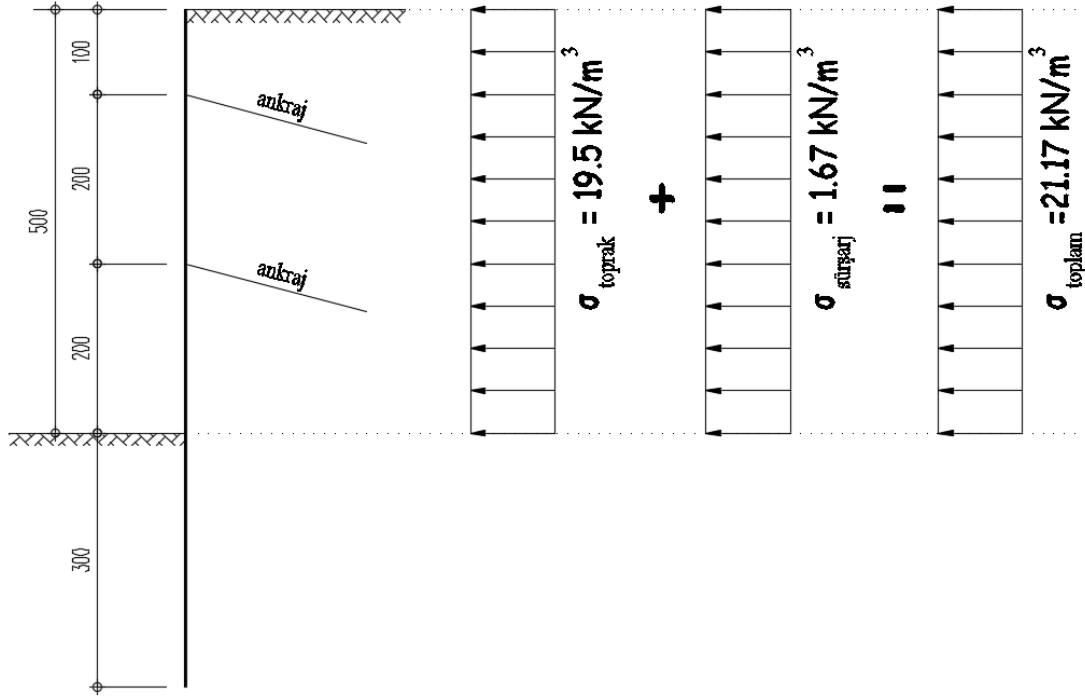


(c) Dış kuvvet-deformasyon



(d) İç kuvvet-deformasyon

Şekil 4.8: Örnek probleme ait kesit.



Şekil 4.9: Toprak basıncı dağılımları.

- Kazık soket boyunca yatay yatak katsayısının hesabı:

Zemin taşıma gücü katsayıları, içsel sürtünme açısı $\phi = 30^\circ$ için $N_c = 37.16$, $N_q = 22.46$, $N_\gamma = 19.13$ olarak tablodan seçilir.

$$A_s = 40 (c \cdot N_c + 1/2 B \cdot N_\gamma) = 40 * (1 * 37.16 + 1/2 * 0.40 * 19.13) = 1639.44$$

$$B_s = 40 (\gamma \cdot N_q) = 40 * (18 * 22.46) = 16171.2$$

$$k_h = s_1 A_s + s_2 B_s z^n = 2130 + 32342 z^{0.6}$$

Şekil 4.2' ye göre düğüm noktalarına etkiyen yaylara ait katsayılar hesaplanırsa,

7 nolu düğüm noktası	: $K_7 = 2843 \text{ kN/m}$
8 nolu düğüm noktası	: $K_8 = 13266 \text{ kN/m}$
9 nolu düğüm noktası	: $K_9 = 20354 \text{ kN/m}$
10 nolu düğüm noktası	: $K_{10} = 12083 \text{ kN/m}$

olarak bulunur.

“A” matrisi Şekil 4.10' da, “A^T” matrisi Şekil 4.11' de ve “S” matrisi Şekil 4.12' de gösterilmektedir.

“A” matrisinin oluşturulması

P/F	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0
11	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	-2	-2	2	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	-2	-2	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0
14	0	0	0	0	-1	-1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	-1	-1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
16	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	1	1	0	0	0	0	-1	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	1	1	0	0	0	-1	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	1	1	0	0	-1	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	-1	0	0	0	-1	0	0

Şekil 4.10: Örnek problem “A” matrisi.

“A^T” matrisinin oluşturulması

e/X	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	-2	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2	-2	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	-2	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2	-2	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	-1
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-1
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0

Şekil 4.11: Örnek problem “A^T” matrisi.

“S” matrisinin oluşturulması

F/e	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	321699	160850	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	160850	321699	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	321699	160850	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	160850	321699	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	160850	80425	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	80425	160850	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	160850	80425	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	80425	160850	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	160850	80425	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	80425	160850	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	160850	80425	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	80425	160850	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	160850	80425	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	80425	160850	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	160850	80425	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	80425	160850	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	160850	80425	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	80425	160850	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2843.2	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13267	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20355	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	12083	0	0
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10000	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10000

Şekil 4.12: Örnek problem “S” matrisi.

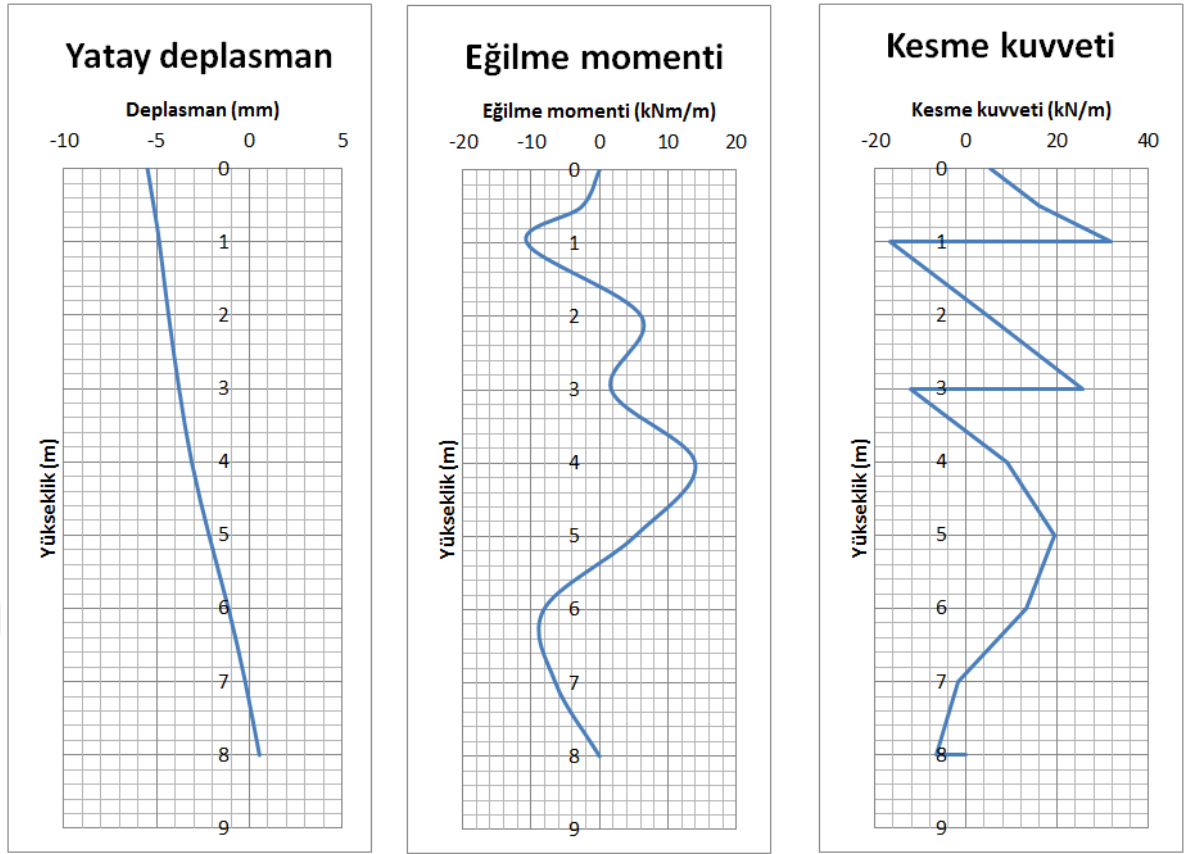
“P” matrisinin oluşturulması:

Düğüm noktalarına etkiyen dış moment olmadığı için P_1 - P_{10} arası yük matrisi sıfır olarak oluşturuldu. P_{11} - P_{17} arasında ise düğüm noktalarına etkiyen yükler kullanılarak matris tamamlanmıştır. Şekil 4.13’ te P matrisi gösterilmektedir.

	Kuvvet
1	0
2	0
3	0
4	0
5	0
6	0
7	0
8	0
9	0
10	0
11	5.3
12	10.6
13	15.89
14	21.17
15	21.17
16	21.17
17	10.6
18	0
19	0
20	0

Şekil 4.13: Örnek problem “P” matrisi.

Oluşturulan bu matrisler ile bağıntı (4.14) yardımıyla kazıkta meydana gelen yatay deplasmanlar ve düğüm noktası dönmeleri bulunur. Bağıntı (4.12) yardımıyla kazıkta eğilme momenti değerleri bulunur. Hesaplar sonucu elde edilen yatay deplasman, eğilme momenti ve kesme kuvveti diyagramları Şekil 4.14’ te gösterilmektedir.



Şekil 4.14: Örnek problem sonuç diyagramları.

Şekil 4.14’ teki grafikler incelendiğinde kazıkta meydana gelen maksimum yatay deplasman, kazık üst uç noktasında ve 5.49 mm olarak hesaplanmıştır. Maksimum moment 14 kNm/m olarak ve maksimum kesme kuvveti 31.79 kN/m olarak hesaplanmıştır. Üst sıra ankraj kuvveti 48.52 kN/m ve alt sıradaki ankraj kuvveti 37.89 kN/m olarak bulunmuştur.

Kazık elemanının tasarımında, elde edilen maksimum moment 14 kNm/m değeri kazık aralığı 1.5 m ile çarpılarak ve S420 donatı çeliği kullanılarak gerekli boyuna donatı hesaplanmıştır. Betonarme hesap sonucu 7 ϕ 16 boyuna donatı bulunmuştur. Kesme donatısı hesabında ise maksimum kesme kuvveti değeri 31.79 kN/m değeri kazık aralığı 1.5 m ile çarpılarak, gerekli etriye ϕ 12/20 olarak hesaplanmıştır.

Aynı mantıkla kuşak kirişlerinin tasarımı da yapılmıştır. Kuşak kirişi elemanı 25/50 boyutlarında seçilmiş olup betonarme hesabı yapılmıştır. Hesaplarda paspayı 50 mm olarak alınmıştır. Boyuna donatı olarak üst sıra ankrajda bulunan kuvvet dikkate alınarak 3 ϕ 14 olarak hesaplanmıştır. Kesme donatısı da benzer şekilde hesaplanarak, gerekli etriye ϕ 10/20 olarak bulunmuştur.



5. SONLU ELEMANLAR ANALİZ PROGRAMI

Derin kazı iksa sistemleri içinde zemin ankrajlı perdeler yaygın uygulama alanına sahiptir. İnşaat mühendisleri, iksa sistemini emniyetli ve ekonomik şekilde boyulandırmak zorundadır. İksa sisteminin tasarımında zeminin geoteknik parametreleri ve iksa sistemine gelen yanal toprak basınçlarının tahmini, iksa sisteminin davranışı açısından önemlidir.

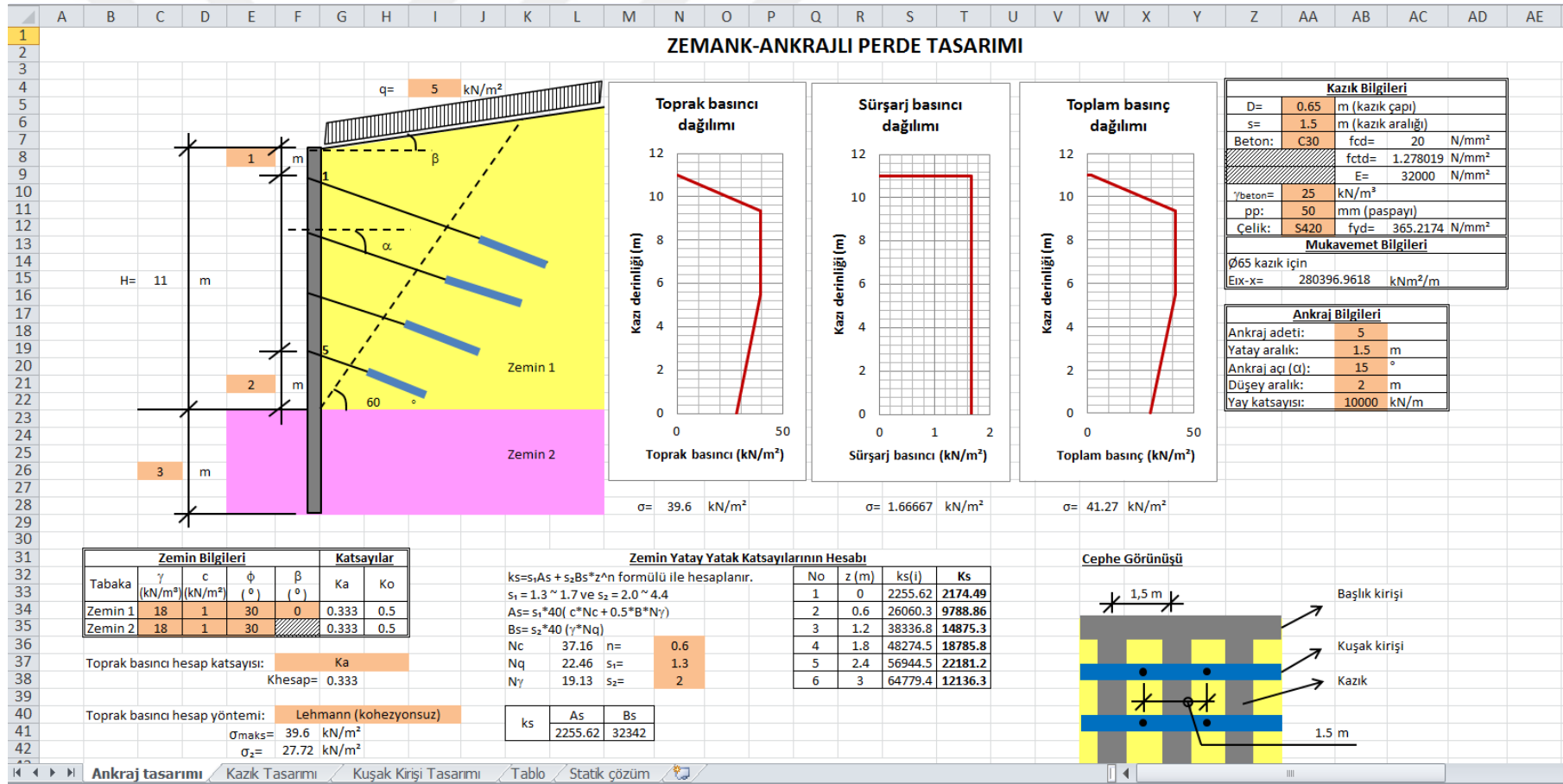
5.1 Zemank Sonlu Elemanlar Analiz Programı

Bu tez çalışması kapsamında sonlu elemanlar yöntemi ile çok sıra ankrajlı iksa sistemi analiz ve tasarımı yapan “Zemank” isimli bilgisayar programı geliştirilmiştir. Bowles (1974) tarafından geliştirilen sonlu elemanlar yöntemi ile hiperstatik kiriş çözümü yapan program, Microsoft Excel olanakları ile geliştirilmiştir. Programla, iksa perdesine gelen toprak basınçları (Terzaghi- Peck, Tschebotarioff, Lehmann, Klenner tarafından önerilen) modellenerek; kazık kesit tesirleri ve yatay deplasman değerleri hesaplanır, sonuçlar grafiksel olarak görülebilir. Kazık ve kuşak kirişi betonarme tasarımı yapılır. Aynı zamanda ankraj kuvvetleri de hesaplanmaktadır. Elde edilen ankraj kuvvetlerine göre, ankraj tasarımı yapılarak kök boyu hesaplanır, ankraj tahkikleri yapılarak kullanıcıya tablo halinde sunulur.

5.2 Zemank Sonlu Elemanlar Analiz Programı Menüleri

5.2.1 Veri giriş bölümü

Şekil 5.1’ de programa ait veri girişi bölümü gösterilmektedir. Turuncu renkli hücrelere veri girişi yapılmaktadır. İksa kesitini gösteren kesit şematiktir. Seçilen toprak basıncı hesap yöntemine göre elde edilen dağılımlar grafiksel olarak gösterilmektedir.



Şekil 5.1: Zemank programı veri giriş ekranı.

Programa ait veri girişi açılır listelerine ait içerikler Şekil 5.2’ de gösterilmektedir. Bu açılır listelerden kazık tasarımında kullanılacak beton donatı çeliği sınıfları, düşey ankraj sırası, toprak basıncı hesap katsayısı ve toprak basıncı dağılım yöntemleri seçilebilmektedir.

S=	1.5	m (kda)
Beton:	C30	fcd=
	C20	ctd=
	C25	E=
	C30	γbeton=
	C35	4/m
pp:	C40	m (
Çelik:	S420	fcd=
pp:	SU	mm
Çelik:	S420	fcd=
	S220	mm
	S420	mm
	S500	mm
Ø65 kazı	280590.361	
Eix-x=	280590.361	

Toprak basıncı hesap yöntemi:	Lehmann (kohezyonsuz)
σmaks=	Terzaghi-Peck (kohezyonsuz)
σ ₂ =	Tschebotarioff (kohezyonsuz)
	Lehmann (kohezyonsuz)
	Klenner (kohezyonsuz)
	İsviçre SIA-191 (kohezyonsuz)
	Terzaghi-Peck (kohezyonlu)
	Tschebotarioff (kohezyonlu)
	Lehmann (kohezyonlu)

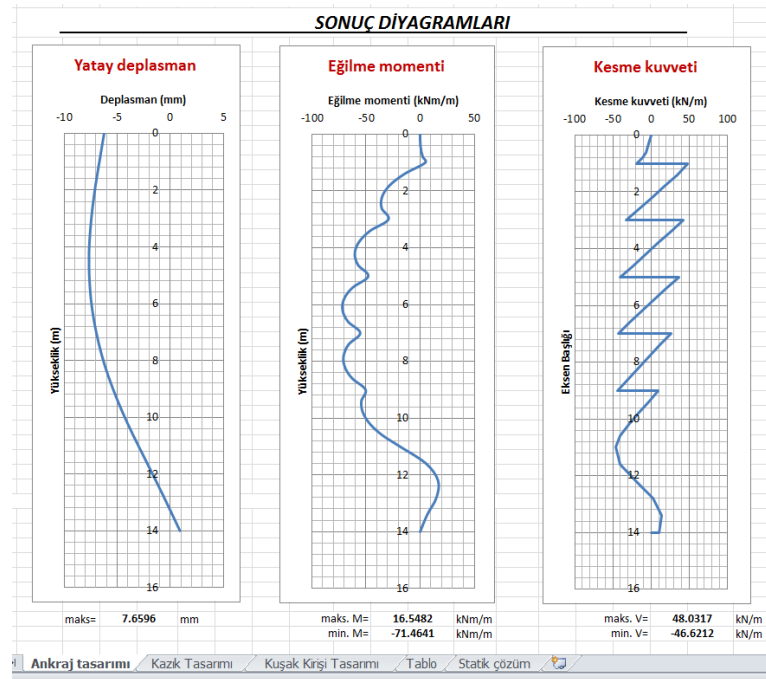
Toprak basıncı hesap katsayısı:	Ka
Ko	Ka
0.50Ka + 0.50 Ko	
0.25Ka + 0.75Ko	
0.75Ka + 0.25Ko	
σmaks=	

Ankraj Bilgileri	
Ankraj adeti:	5
Yatay aralık:	3
Ankraj açısı (α):	4
Düşey aralık:	5
Yay katsayısı:	1/n

Şekil 5.2: Zemank programı veri girişi açılır listeleri.

5.2.2 Sonuç diyagramları bölümü

Programda veri girişleri sonrasında, sonlu elemanlar çözümü için gerekli matrisler oluşturulmakta, bu matrislere göre yatay deplasman ve kesit tesir diyagramları çizilmekte, maksimum ve minimum kesit tesiri değerleri gösterilmektedir. Sonuç diyagramları programda Şekil 5.3’ te olduğu şekilde gösterilmektedir.



Şekil 5.3: Zemank programı sonuç diyagramlarının gösterimi.

5.2.3 Ankraj tasarımı ve tahkikler bölümü

Ankraj noktalarında meydana gelen kuvvetlere göre ankraj tasarımı Şekil 5.4' te gösterildiği şekilde yapılmaktadır. Ankraj tahkikleri Şekil 5.5' te gösterilen tablo yardımıyla yapılmaktadır.

A

B

C

D

E

F

G

H

I

J

K

L

M

N

O

P

Q

R

S

T

U

V

W

X

ANKRAJ TASARIMI

Ankrajlara Gelen Yüklerin Hesabı

Ankraj sıra no	Ankraj kotu (m)	P=Yatay yük (kN/m)	cos α	Ankraj yükü P/cosα(kN/m)	Yatay mesafe (m)	Ankraj yükü (kN)
1	1.00	66.83166843	0.965925826	69.18923442	1.5	103.7838516
2	3.00	74.42016831	0.965925826	77.04542759	1.5	115.5681414
3	5.00	76.34374492	0.965925826	79.03686063	1.5	118.555291
4	7.00	69.85212144	0.965925826	72.31623748	1.5	108.4743562
5	9.00	54.04205558	0.965925826	55.94845288	1.5	83.92267933

Şekil 5.4: Zemank programı ankraj tasarım tabloları.

132	Ankraj Tahkikleri					
133	$\tau_{em}=700 \text{ kN/m}^2$ olarak alınabilir.					
134	Ankraj sıra no	Hesap kuv. (kN) Gs=2	Germe yükü (kN) Hes*0.75	Kablo yüzey alanı (m²)	Kablo aderansı (kN/m²)	Kont.
135	1	207.5677033	155.6757774	3.769911184	55.05904333	uygun
136	2	231.1362828	173.3522121	2.827433388	81.74773762	uygun
137	3	237.1105819	177.8329364	2.35619449	100.6328565	uygun
138	4	216.9487124	162.7115343	1.884955592	115.0948666	uygun
139	5	167.8453587	125.884019	1.413716694	118.7263045	uygun
140						
141						
142						
143						
144						
145						

Şekil 5.5: Zemank programı ankraj tahkikleri tablosu.

5.2.4 Kazık betonarme tasarım bölümü

Kazık birim genişliğinde meydana gelen eğilme momentleri Şekil 5.3' te gösterilen şekilde hesaplanır. Bu moment değerleri kazık aralığı ile çarpılarak, bir kazıkta meydana gelen eğilme momentleri hesaplanır. Betonarme hesapta bir kazıkta meydana gelen moment, yük güvenlik katsayısı 1.6 ile çarpılarak hesap eğilme momenti elde edilir ve bu momente göre kesit donatı hesabı yapılır. Hesap momenti ile yapılan kesit hesabında bulunan donatı alanı minimum donatı alanından küçükse minimum donatı alanı kullanılır, aksi halde hesapla bulunan donatı kullanılır. Kazık etriye hesabı için Şekil 5.3' te gösterilen maksimum kesme kuvveti değeri kullanılarak gerekli etriye donatı alanı belirlenir. Şekil 5.6' da kazık betonarme tasarım tablosu gösterilmektedir. Kazık en kesiti şematiktir.

KAZIK BETONARME TASARIMI

Boy Donatı Hesabı

Maksimum açıklık momenti $M_{max} = 24.82$ kNm/kazık

$M_d = 1.6 * M_{max} = 39.72$ kNm/kazık

Maksimum mesnet momenti $M_{max} = 107.2$ kNm/kazık

$M_d = 1.6 * M_{max} = 171.5$ kNm/kazık

$A = 0.332$ m²

$m_d = 0.05$

$\rho(ro) = 0.3$

$A_s = 4634$ mm²

$\rho_{min} = 0.01$

$A_{s,min} = 3318$ mm²

$A_{s,min} < A_s$

hesapla bulunan donatı kullanılacak

Kullanılan $\Rightarrow A_s = 4634$ mm²

Seçilen donatı $\Rightarrow 15 \Phi 20$ 4712 mm² ✓

Etriye Hesabı

Maksimum kesme kuvveti = 72.05 kN/kazık

$V_d = 1.6 * V_{max} = 115.3$ kN/kazık

Kesme dayanım kontrolü:

$V_{cr} = 0.58 * f_{ctd} * b_w * d = 407.7$ kN/kazık

$V_d = 115.3$ kN/kazık

$V_{cr} > V_d$ kesme güvenliği sağlanmıştır. **MİNİMUM ETRİYE**

****Kesitin daire olması sebebiyle V_{cr} ifadesinde 0.65 yerine 0.58 alınmıştır.**

Etriye hesabı:

seçilen etriye: $\Phi 12$ / 200 mm

$\rho_w = A_{sw} / (s * b_w) = 0.00113097$

$\rho_{wmin} = 0.3 * f_{ctd} / f_{ywd} = 0.0010498$

$\rho_w > \rho_{wmin}$ etriye uygun

KAZIK ENKESİTİ

Şekil 5.6: Zemank programı kazık betonarme tasarım tablosu.

5.2.5 Kuşak kirişi betonarme tasarım bölümü

Kuşak kirişlerine etkiyen yük (kN/m) biriminde ankraj yatay kuvvetleridir. Bu yüke göre kuşak kirişinin eğilme ve kesme etkileri dikkate alınarak donatılandırılır. Şekil 5.7' de kuşak kirişi boyuna donatı hesap tablosu ve Şekil 5.8' de kuşak kirişi etriye hesap tablosu gösterilmektedir.

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
1	KUŞAK KIRIŞI BETONARME TASARIMI													
2														
3														
4														
5														
6														
7														
8														
9														
10														
11														
12														
13														
14														
15														
16														
17														
18														
19														
20														
21														
22														
23														
24														
25														
26														
27														
28														
29														
30														
31														
32														
33														
34														
35														
36														
37														
38														
39														
40														
41														
42														
43														
44														
45														
46														

Şekil 5.7: Zemank programı kuşak kirişi boyuna donatı hesap tablosu.

50	Etriye Hesabı													
51	$V_d = 1.6 \cdot V_{maks} =$	91.61	kN											
52	Kesme dayanım kontrolü:													
53	$V_{cr} = 0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d =$	124.6	kN											
54	$V_d =$	91.61	kN											
55	$V_{cr} > V_d$													
56	Etriye hesabı:													
57	seçilen etriye:	Φ10	/	200	mm									
58	$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w) =$	0.001308997												
59	$\rho_{wmin} = 0.3 \cdot f_{ctd} / f_{ywd} =$	0.001049802												
60	$\rho_w > \rho_{wmin}$													
61														

Şekil 5.8: Zemank programı kuşak kirişi etriye hesap tablosu.

6. PARAMETRİK ÇALIŞMA

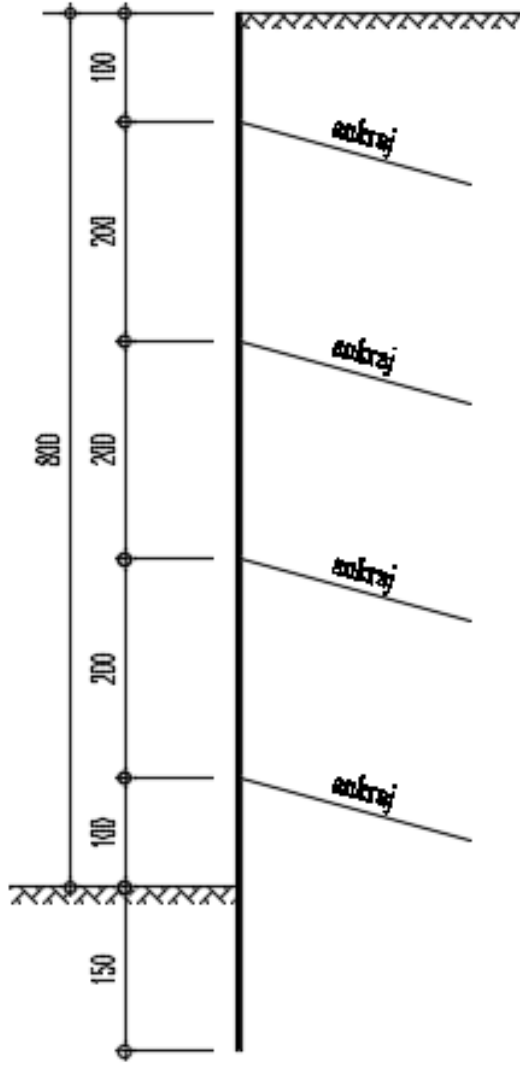
Bu bölümde tez çalışması kapsamında geliştirilen Zemank programı ile çeşitli analizler yapılmış ve sonuçları profesyonel yazılımlar SAP2000 ve Plaxis 2D (2016) ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma için iki farklı kazı derinliği ve üç farklı zemin durumu dikkate alınarak her programla 6 adet analiz yapılmıştır. Zemin parametrelerinden, içsel sürtünme açısı ve birim hacim ağırlık değerleri değiştirilmiştir. Çizelge 6.1’ de toplu olarak verilmiştir. Şekil 6.1’ de iksa kesitlerine ait çizimler gösterilmektedir. Kazık çapı 60 cm, kazık yatay aralığı 1.5 m ve beton sınıfı C30 ($E= 32\ 000\ \text{N/mm}^2$) kabul edilmiştir.

Çizelge 6.1: Analizlere ait veriler.

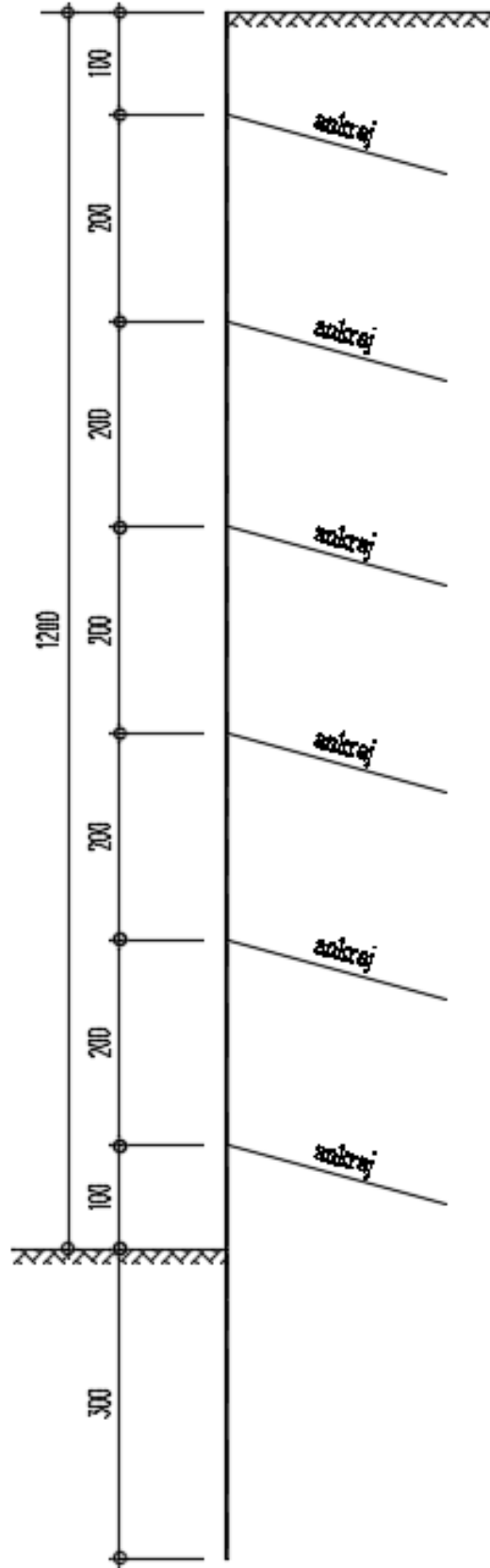
Analiz no	İksa yüksekliği H (m)	Ankraj adeti	c (kN/m ²)	ϕ (°)	γ (kN/m ³)
Analiz-1	8	4	5	30	18
Analiz-2	12	6	5	30	18
Analiz-3	8	4	5	35	19
Analiz-4	12	6	5	35	19
Analiz-5	8	4	5	40	20
Analiz-6	12	6	5	40	20

Yapılan analizler sonucu üç programa ait kazıkta meydana gelen yatay deplasman, moment ve kesme kuvveti diyagramları karşılaştırmalı olarak verilmiştir.

Plaxis ile yapılan analizlerde “Mohr- Coulomb” ve “Hardening Soil” zemin modelleri kullanılmıştır. “Hardening Soil” zemin modelinde, zeminin rijitliği gerilme düzeyi ile ilişkilidir. Tanımlanan mukavemet parametreleri ve elastisite modülü değerleri derinlik boyunca arttırılarak kullanılmaktadır. “Mohr- Coulomb” zemin modelinde ise sabit mukavemet parametreleri ile analiz yapılmaktadır. Tez çalışması kapsamında elastisite modülü içsel sürtünme açıları ile uyumlu olması bakımından tüm hesaplarda $E= 50\ 000\ \text{kN/m}^2$ olarak kabul edilmiştir.



(a) İksa kesiti 1

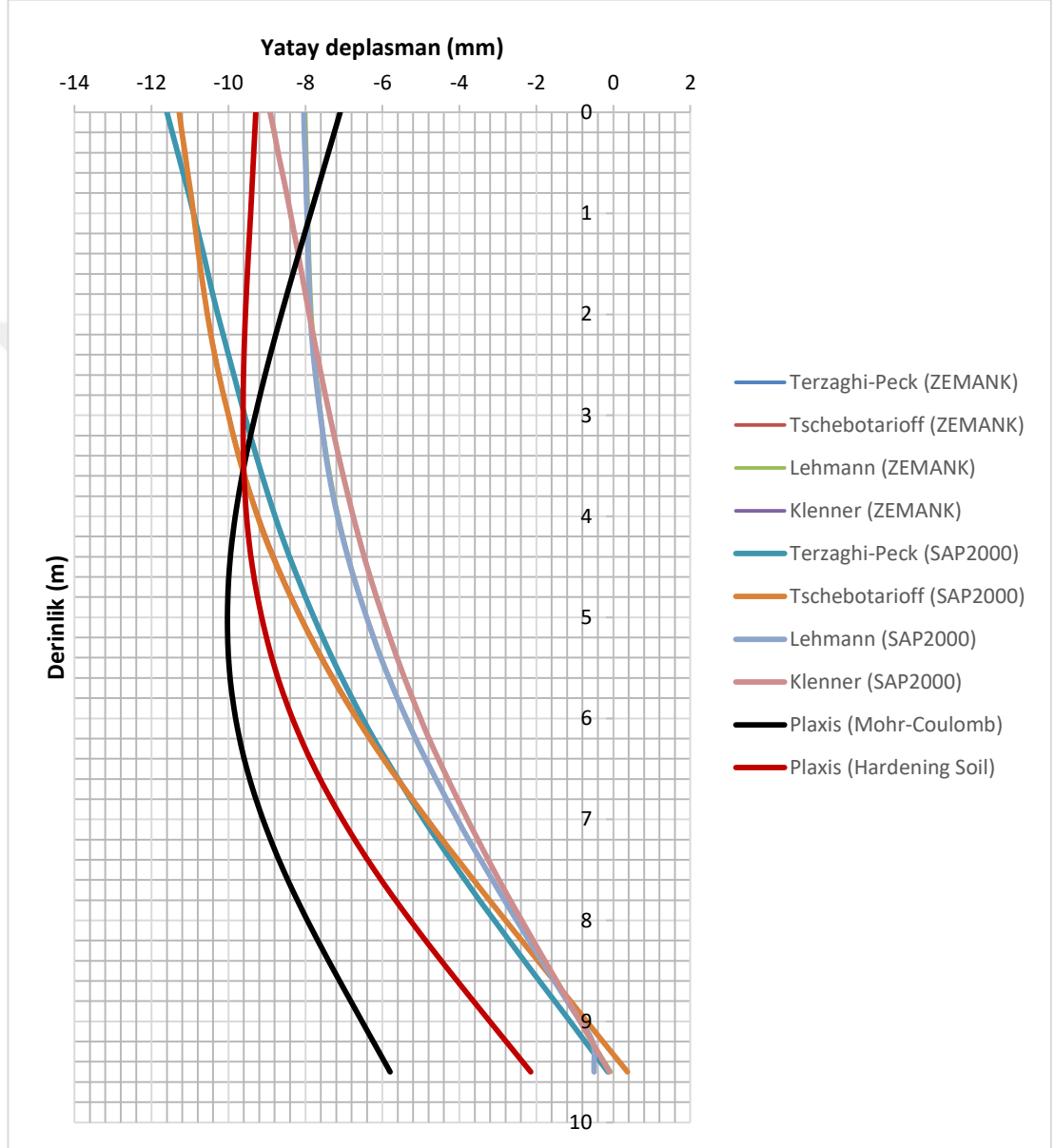


(a) İksa kesiti 2

Şekil 6.1: İksa kesitleri.

6.1 Analiz-1 Sonuçları

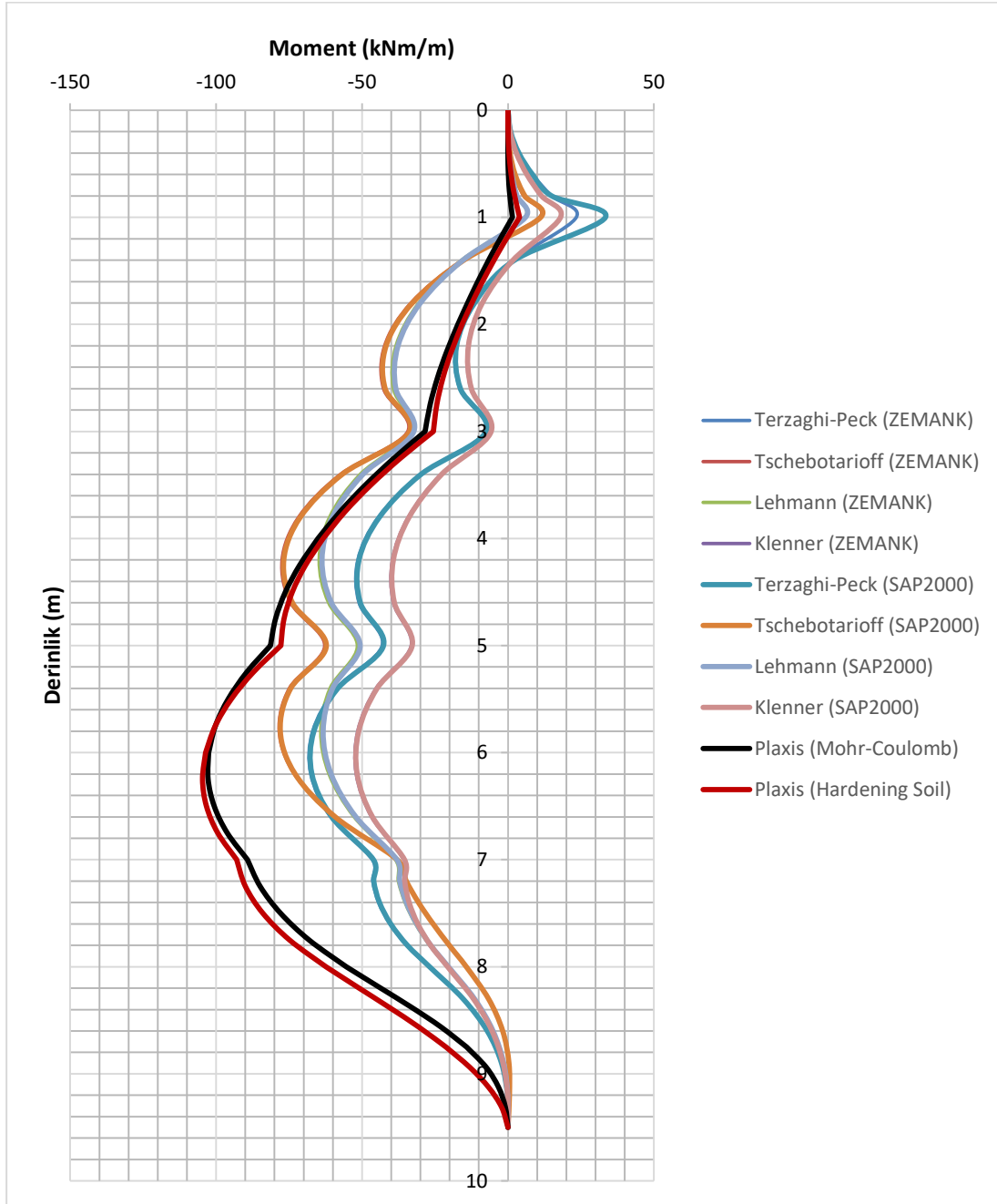
Analiz; 4 ankrajlı, iksa yüksekliği $H=8$ m, $\gamma=18$ kN/m³, $c=5$ kN/m² ve $\phi=30^\circ$ için yapılmıştır ve kazık boyunca meydana gelen yatay deplasman grafiği Şekil 6.2’ de gösterilmiştir.



Şekil 6.2: Analiz-1 kazık boyunca yatay deplasman grafiği.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum yatay deplasmanlar, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Terzaghi-Peck tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 11.62 mm olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 10.03 mm ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 9.62 mm olarak elde edilmiştir.

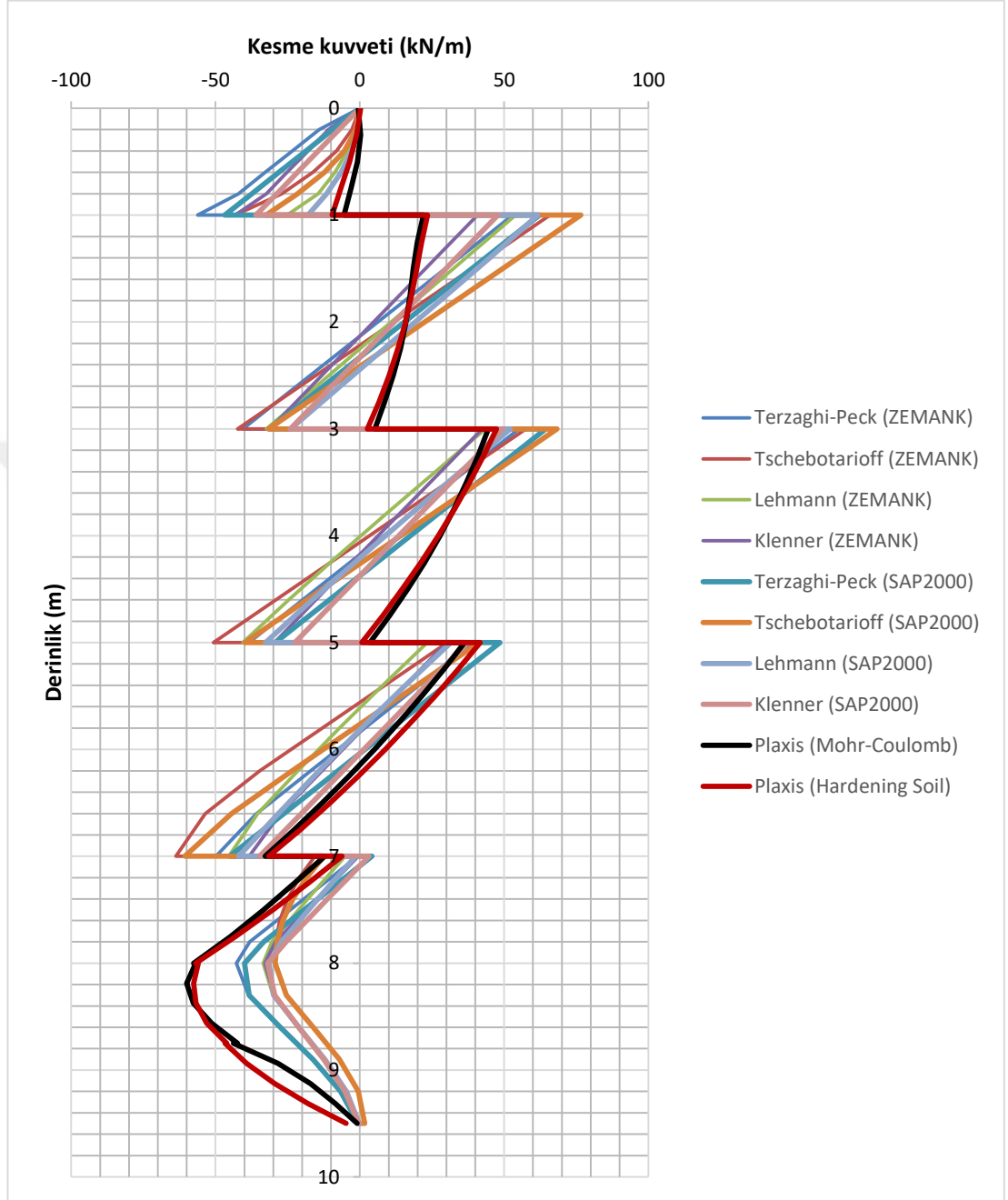
Analiz-1 sonucuna göre, kazık boyunca meydana gelen moment diyagramı Şekil 6.3’te gösterilmiştir.



Şekil 6.3: Analiz-1 kazık boyunca moment diyagramı.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum momentler, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 78.37 kNm/m olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 102.70 kNm/m ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 104.65 kNm/m olarak elde edilmiştir.

Analiz-1 sonucuna göre, kazık boyunca meydana gelen kesme kuvveti diyagramı Şekil 6.4’ te gösterilmiştir.

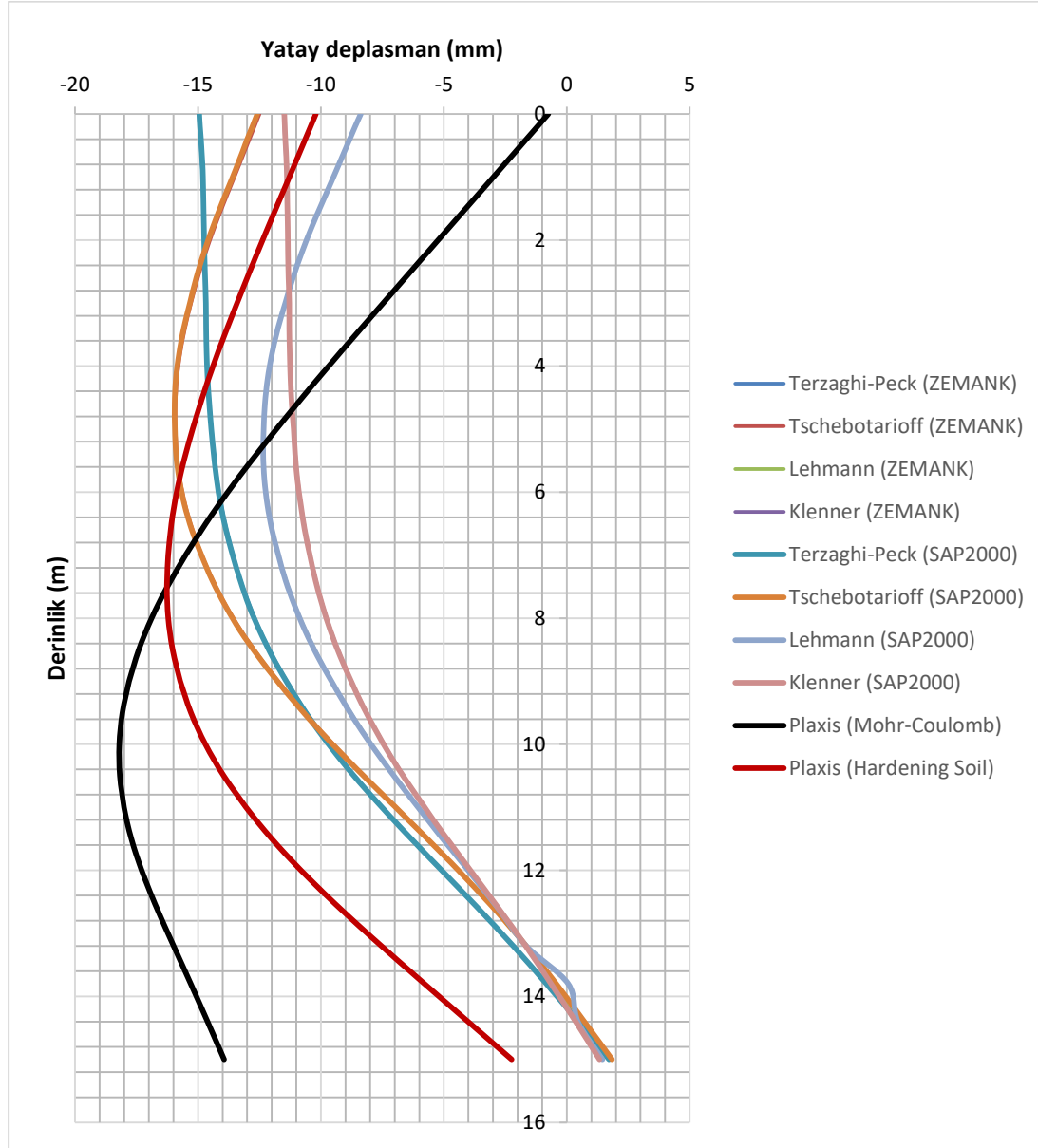


Şekil 6.4: Analiz-1 kazık boyunca kesme kuvveti diyagramı.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum kesme kuvvetleri, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 76.60 kN/m olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 60.01 kN/m ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 57.56 kN/m olarak elde edilmiştir.

6.2 Analiz-2 Sonuçları

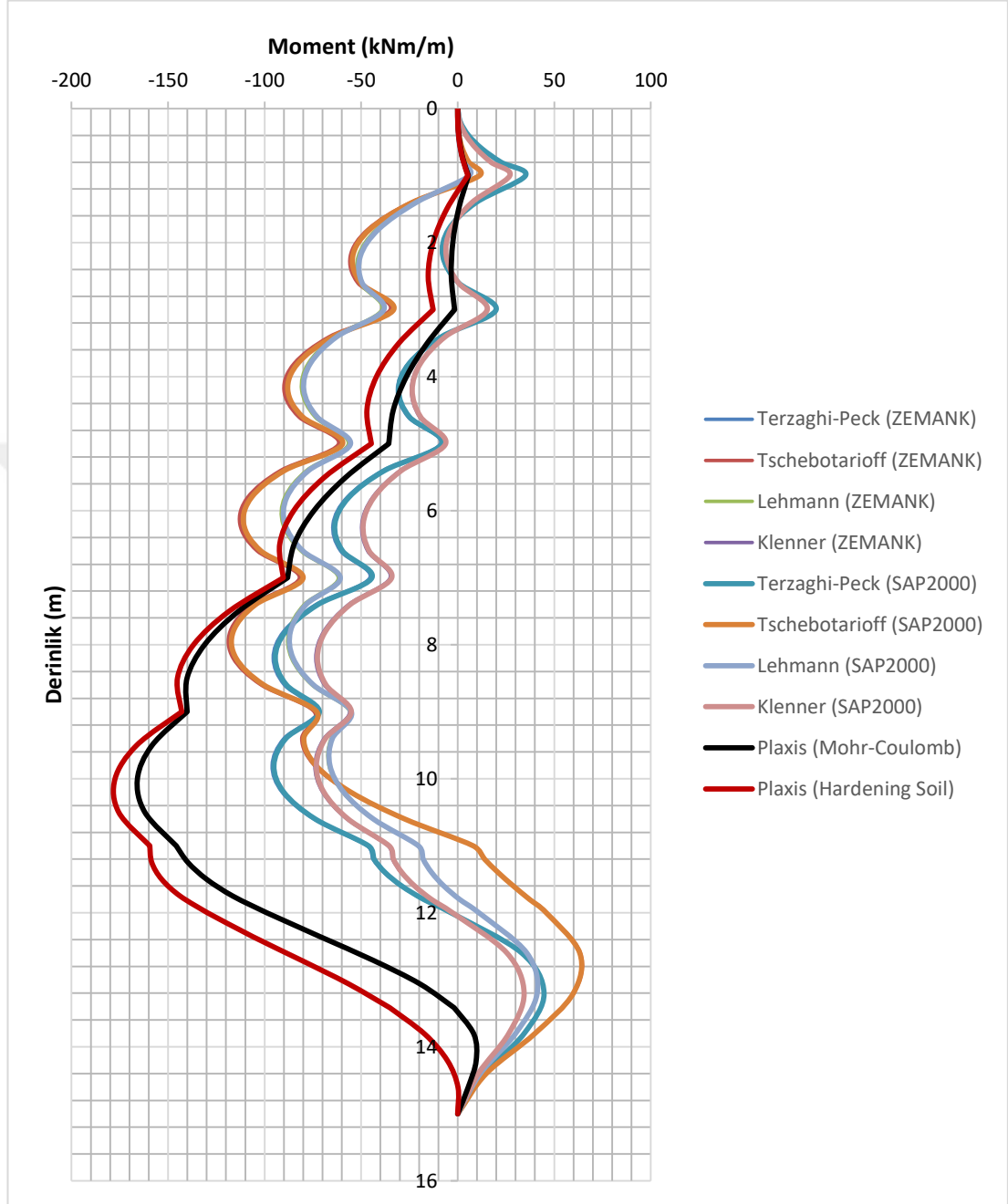
Analiz; 6 ankrajlı, iksa yüksekliği $H=12$ m, $\gamma=18$ kN/m³, $c=5$ kN/m² ve $\phi=30^\circ$ için yapılmıştır ve kazık boyunca meydana gelen yatay deplasman grafiği Şekil 6.5’ te gösterilmiştir.



Şekil 6.5: Analiz-2 kazık boyunca yatay deplasman grafiği.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum yatay deplasmanlar, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 15.92 mm olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 18.20 mm ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 16.27 mm olarak elde edilmiştir.

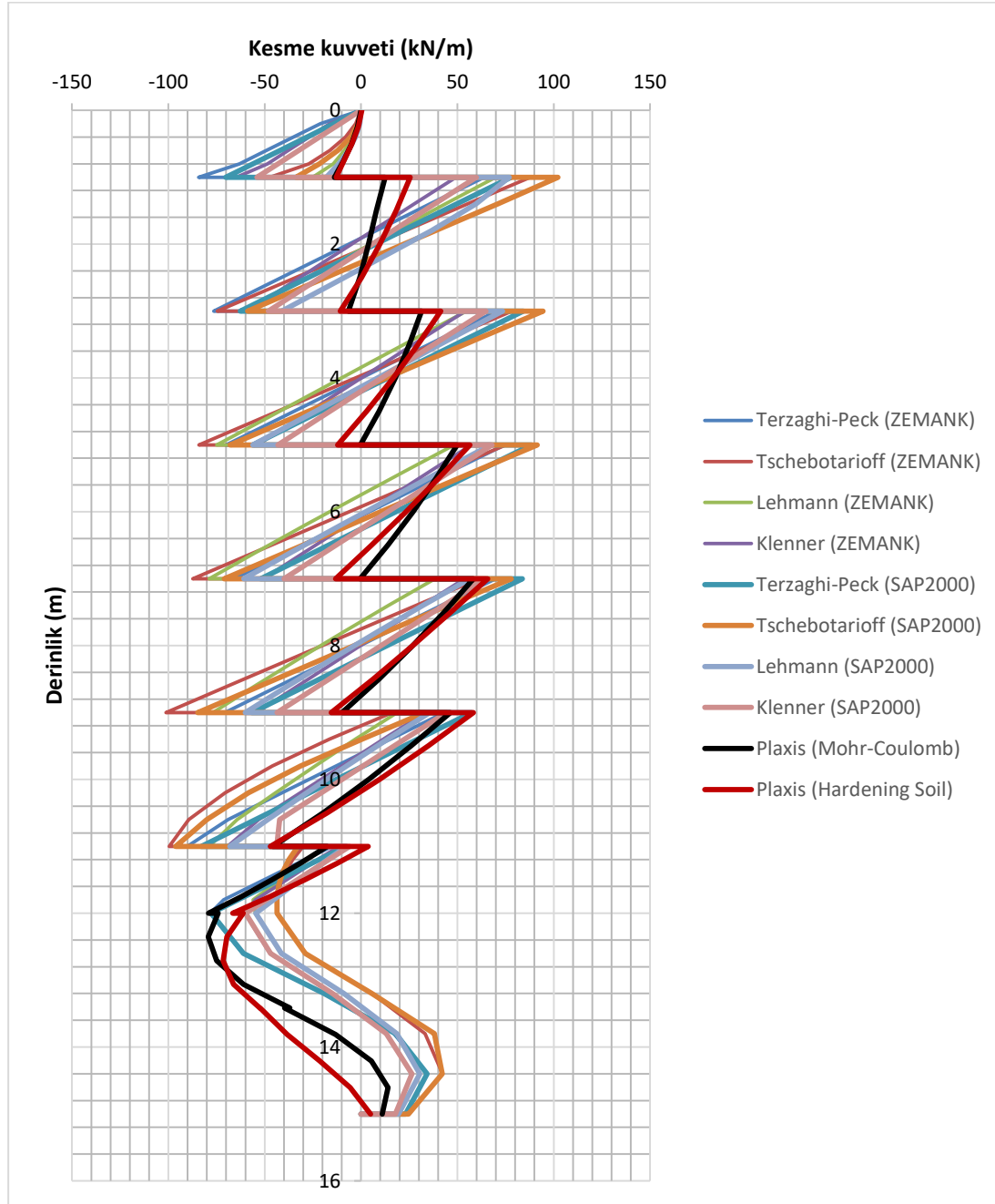
Analiz-2 sonucuna göre, kazık boyunca meydana gelen moment diyagramı Şekil 6.6’ da gösterilmiştir.



Şekil 6.6: Analiz-2 kazık boyunca moment diyagramı.

Kazıkta boyunca meydana gelen maksimum momentler, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 117.86 kNm/m olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 166 kNm/m ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 177.45 kNm/m olarak elde edilmiştir.

Analiz-2 sonucuna göre, kazık boyunca meydana gelen kesme kuvveti diyagramı Şekil 6.7’ de gösterilmiştir.

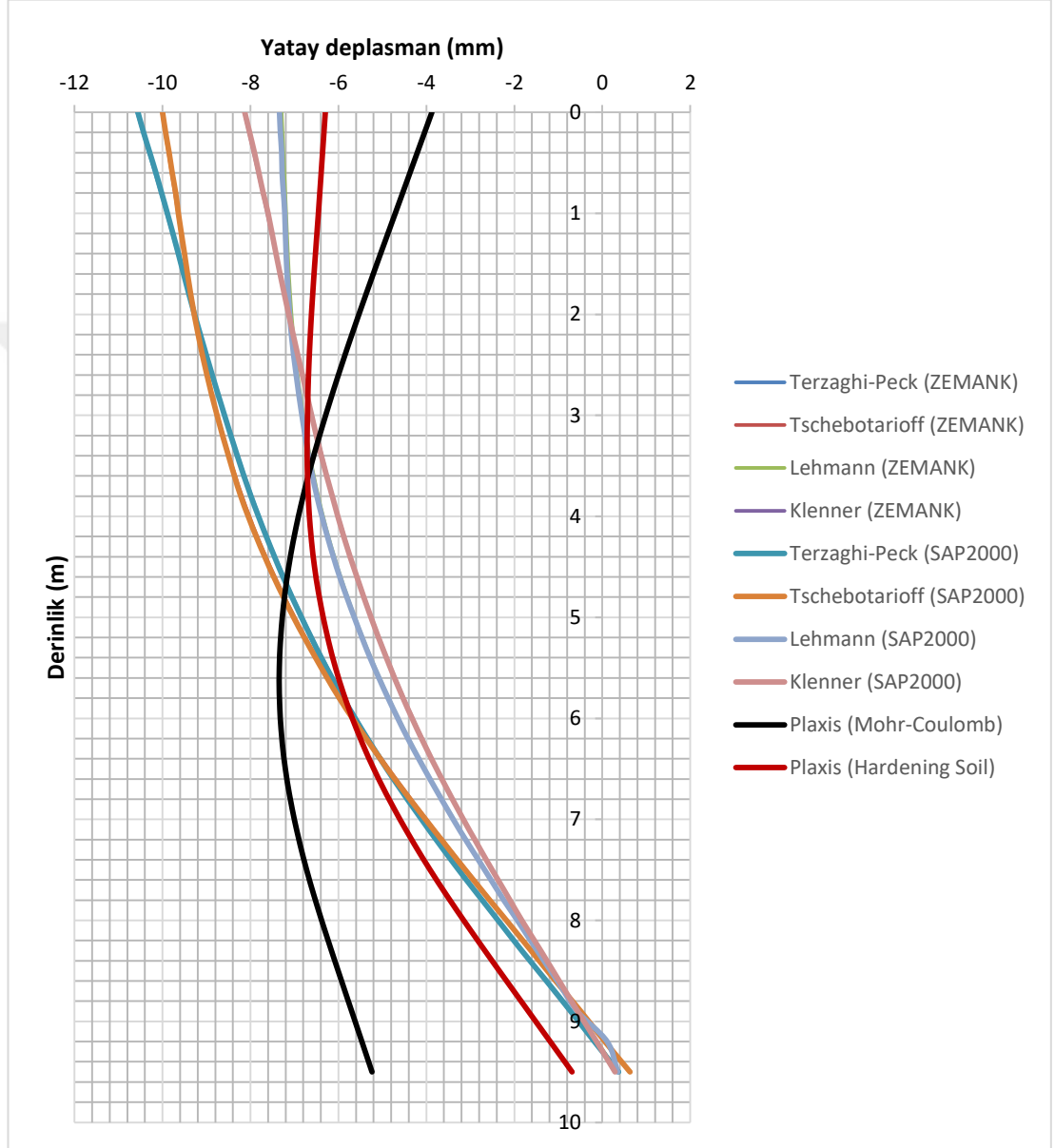


Şekil 6.7: Analiz-2 kazık boyunca kesme kuvveti diyagramı.

Kazıkta boyunca meydana gelen maksimum kesme kuvvetleri, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 102.12 kN/m olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 79.00 kN/m ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 71.55 kN/m olarak elde edilmiştir.

6.3 Analiz-3 Sonuçları

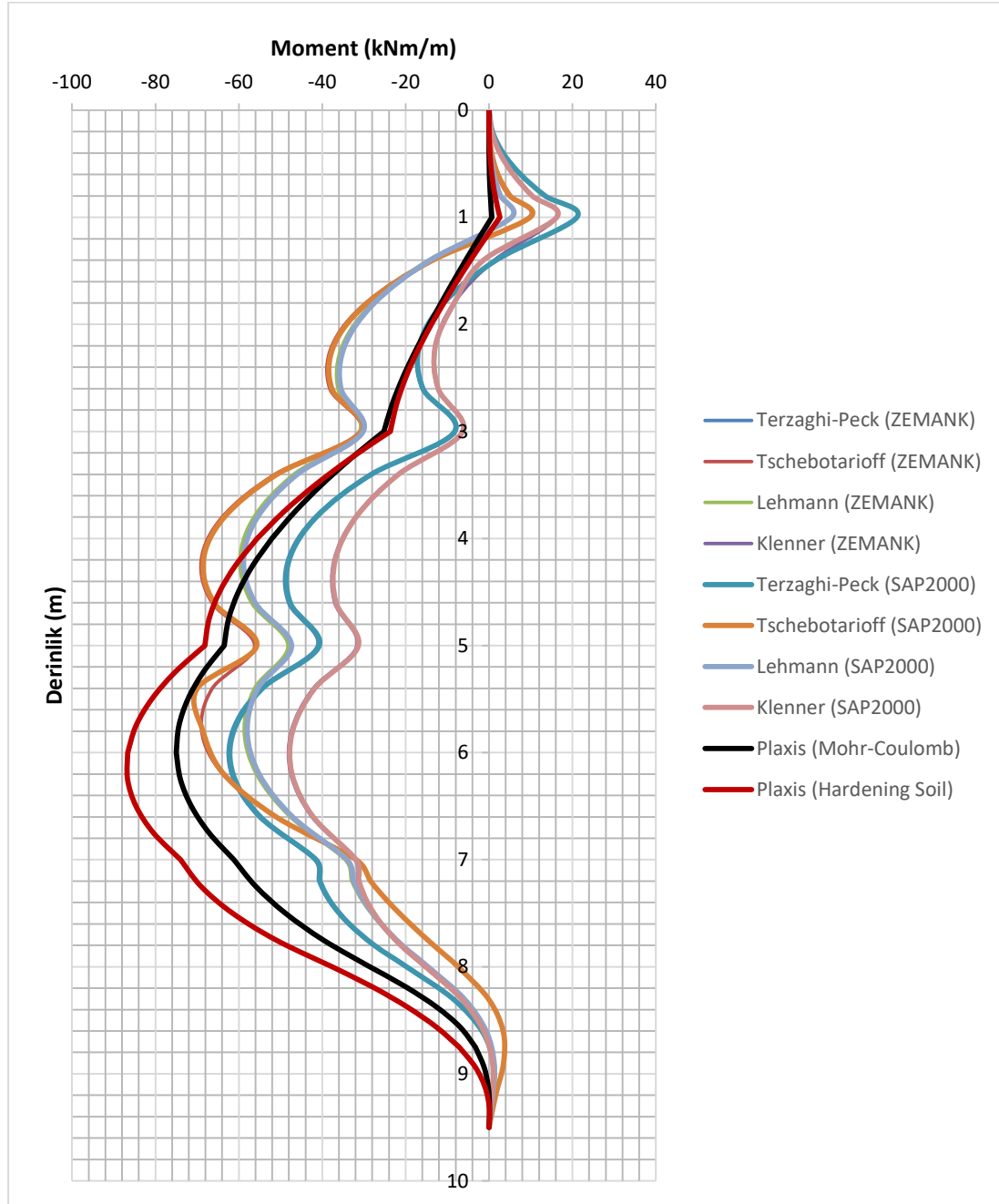
Analiz; 4 ankrajlı, iksa yüksekliği $H=8$ m, $\gamma=19$ kN/m³, $c=5$ kN/m² ve $\phi=35^\circ$ için yapılmıştır ve kazık boyunca meydana gelen yatay deplasman grafiği Şekil 6.8’ de gösterilmiştir.



Şekil 6.8: Analiz-3 kazık boyunca yatay deplasman grafiği.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum yatay deplasmanlar, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Terzaghi-Peck tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 10.58 mm olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 7.35 mm ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 6.71 mm olarak elde edilmiştir.

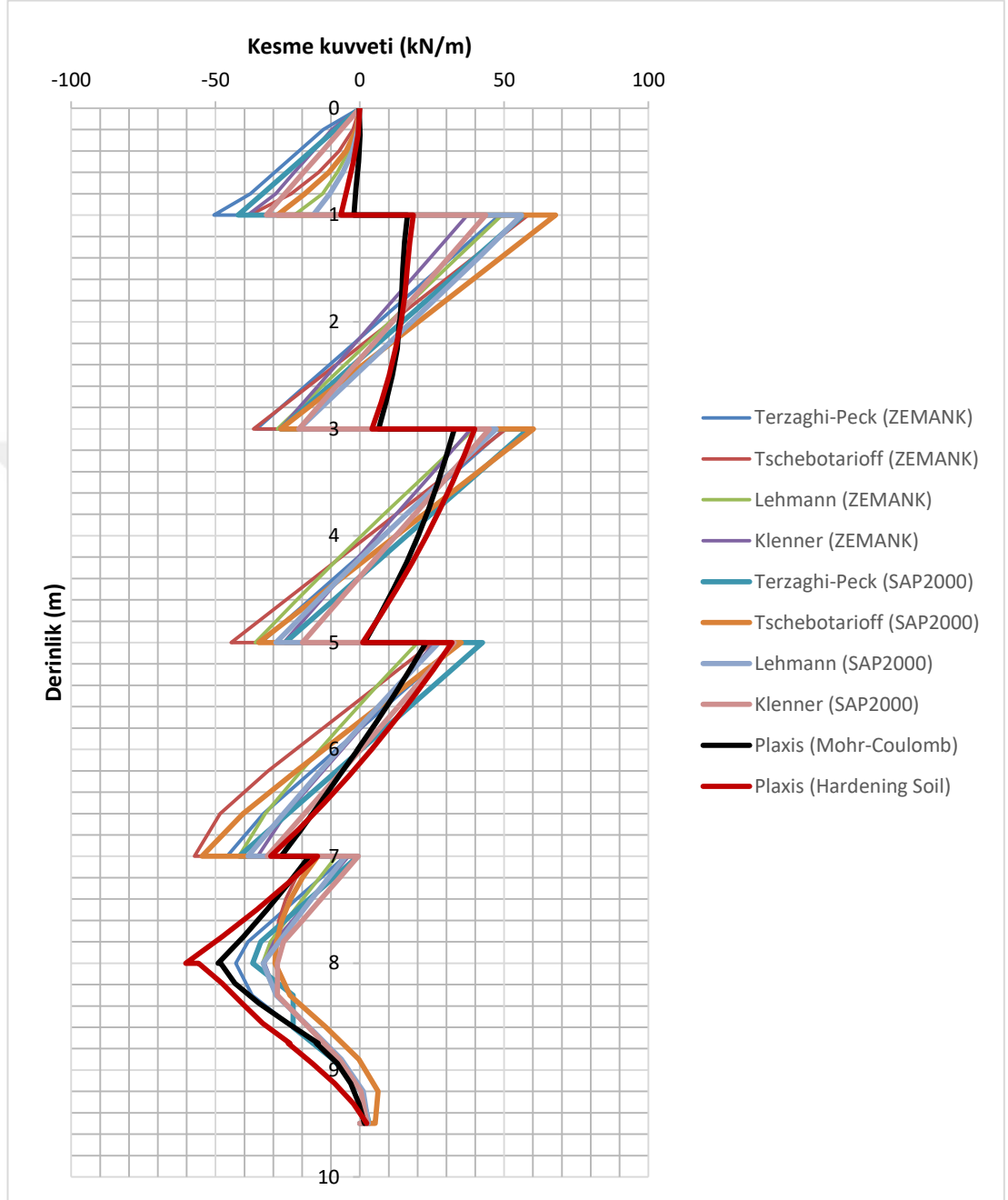
Analiz-3 sonucuna göre, kazık boyunca meydana gelen moment diyagramı Şekil 6.9’ da gösterilmiştir.



Şekil 6.9: Analiz-3 kazık boyunca moment diyagramı.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum momentler, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 69.00 kNm/m olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 75.00 kNm/m ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 86.68 kNm/m olarak elde edilmiştir.

Analiz-3 sonucuna göre, kazık boyunca meydana gelen kesme kuvveti diyagramı Şekil 6.10’ da gösterilmiştir.

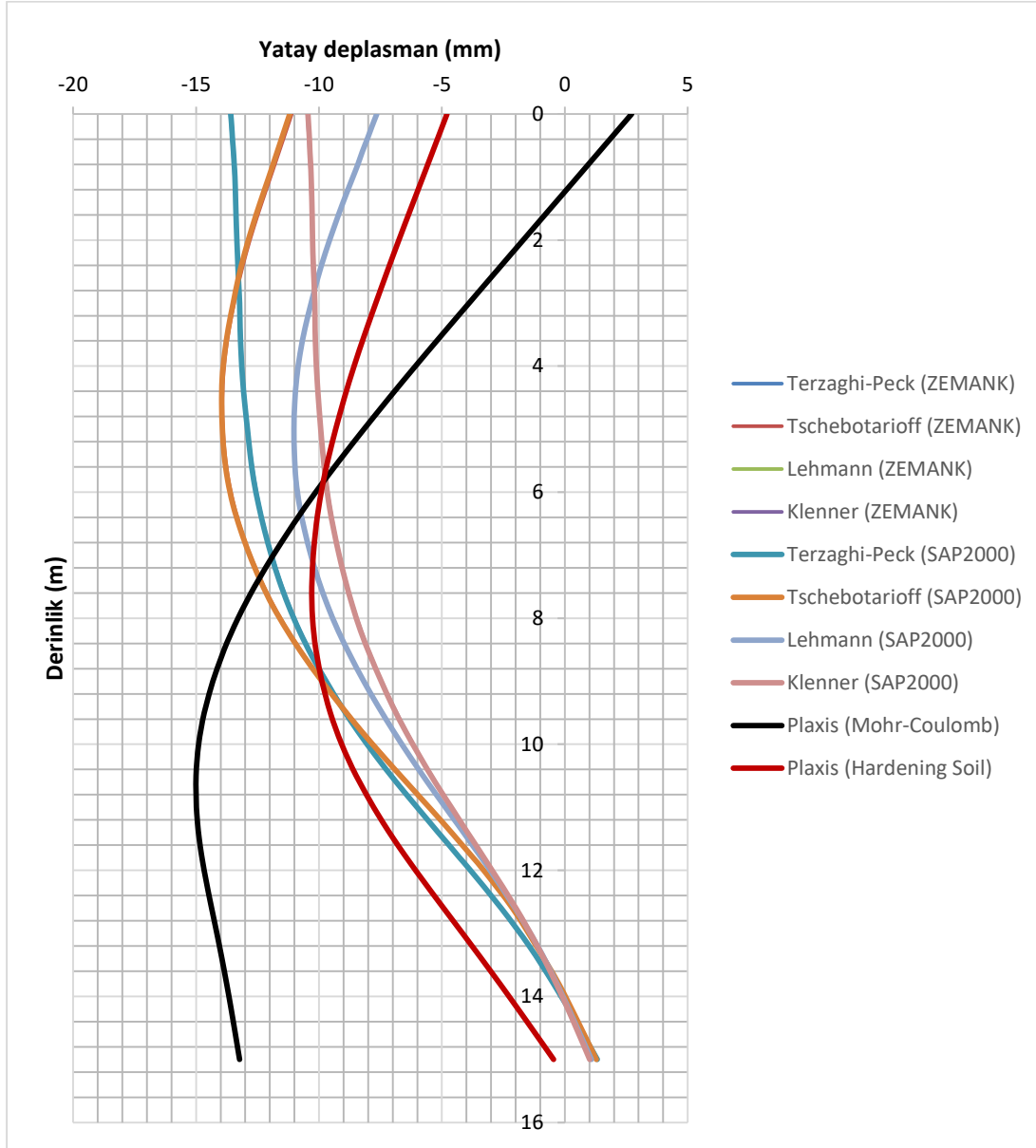


Şekil 6.10: Analiz-3 kazık boyunca kesme kuvveti diyagramı.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum kesme kuvvetleri, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 67.20 kN/m olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 49.12 kN/m ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 60.30 kN/m olarak elde edilmiştir.

6.4 Analiz-4 Sonuçları

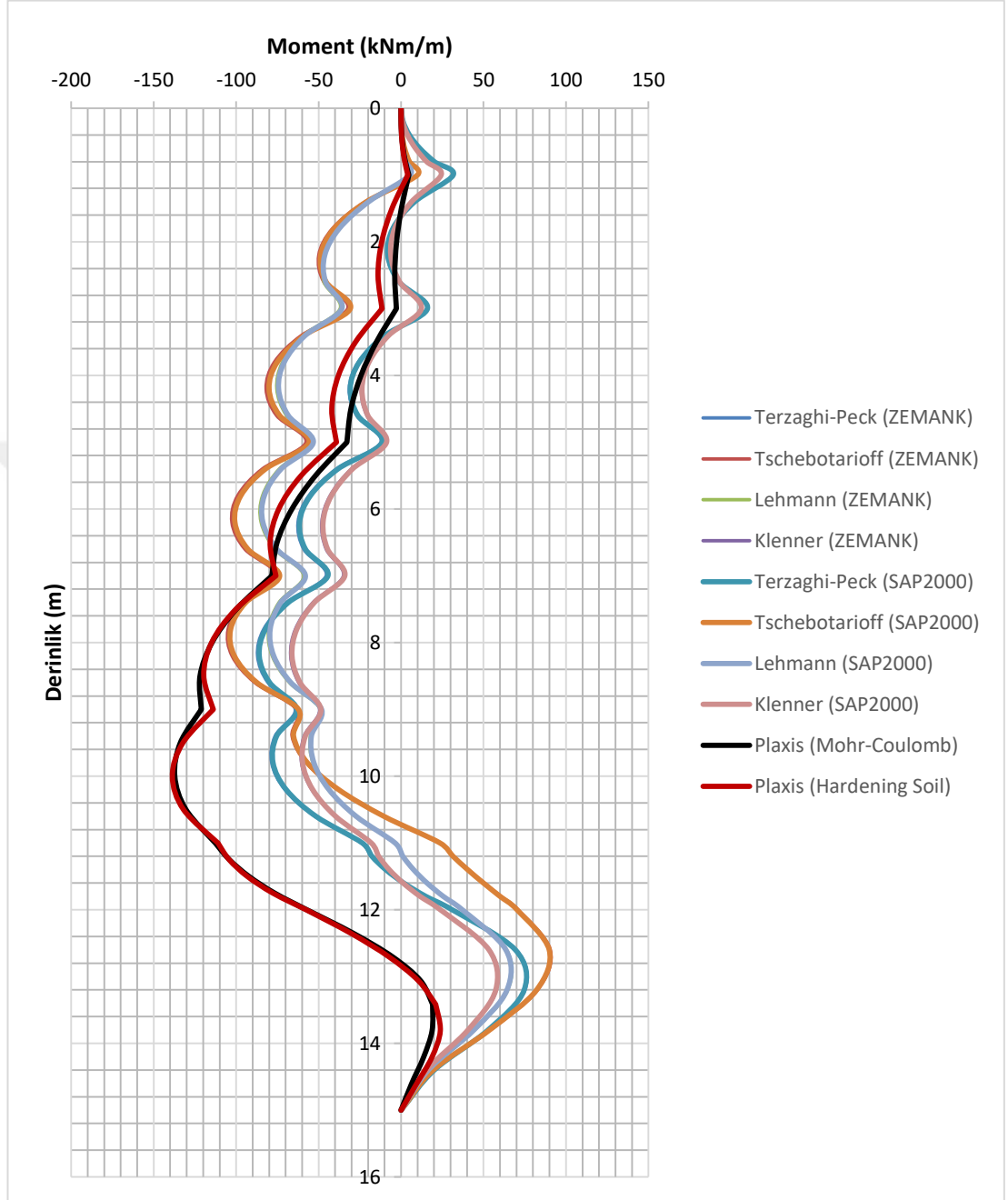
Analiz; 6 ankrajlı, iksa yüksekliği $H=12$ m, $\gamma=19$ kN/m³, $c=5$ kN/m² ve $\phi=35^\circ$ için yapılmıştır ve kazık boyunca meydana gelen yatay deplasman grafiği Şekil 6.11’ de gösterilmiştir.



Şekil 6.11: Analiz-4 kazık boyunca yatay deplasman grafiği.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum yatay deplasmanlar, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 13.96 mm olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 15.00 mm ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 10.29 mm olarak elde edilmiştir.

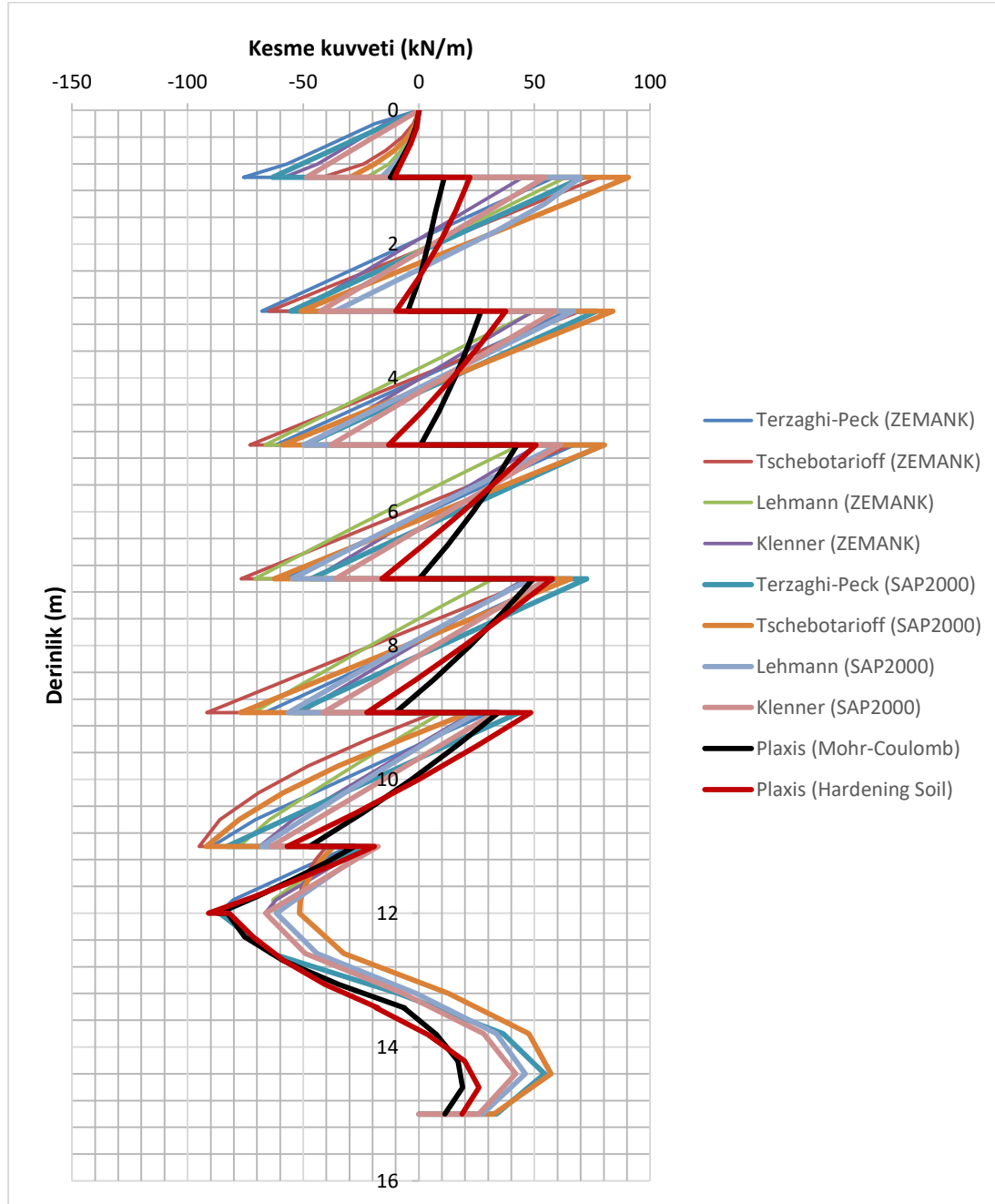
Analiz-4 sonucuna göre, kazık boyunca meydana gelen moment diyagramı Şekil 6.12’ de gösterilmiştir.



Şekil 6.12: Analiz-4 kazık boyunca moment diyagramı.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum momentler, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 104.84 kNm/m olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 137.20 kNm/m ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 138.66 kNm/m olarak elde edilmiştir.

Analiz-4 sonucuna göre, kazık boyunca meydana gelen kesme kuvveti diyagramı Şekil 6.13’ te gösterilmiştir.

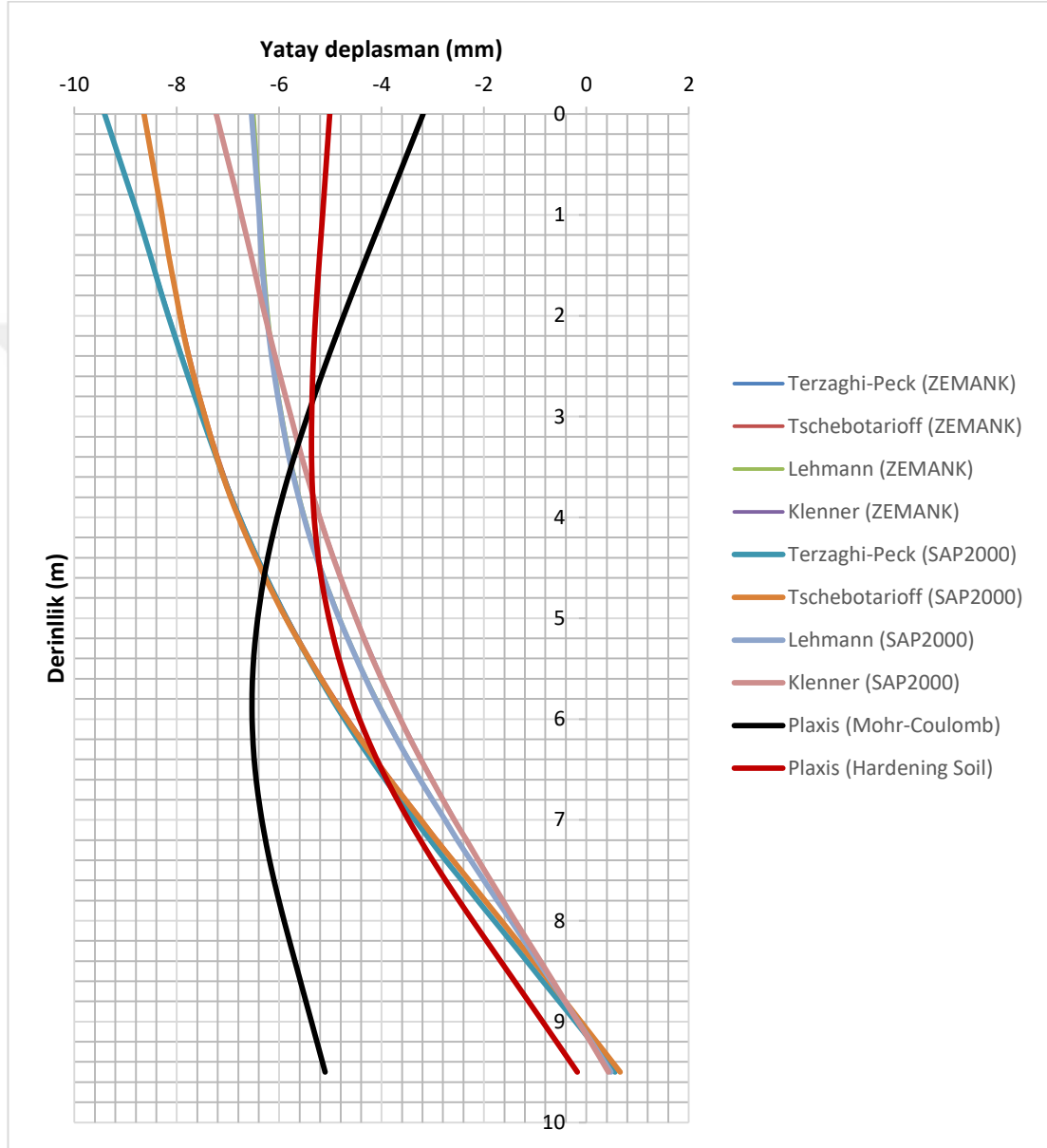


Şekil 6.13: Analiz-4 kazık boyunca kesme kuvveti diyagramı.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum kesme kuvvetleri, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 94.93 kN/m olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 86.90 kN/m ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 90.95 kN/m olarak elde edilmiştir.

6.5 Analiz-5 Sonuçları

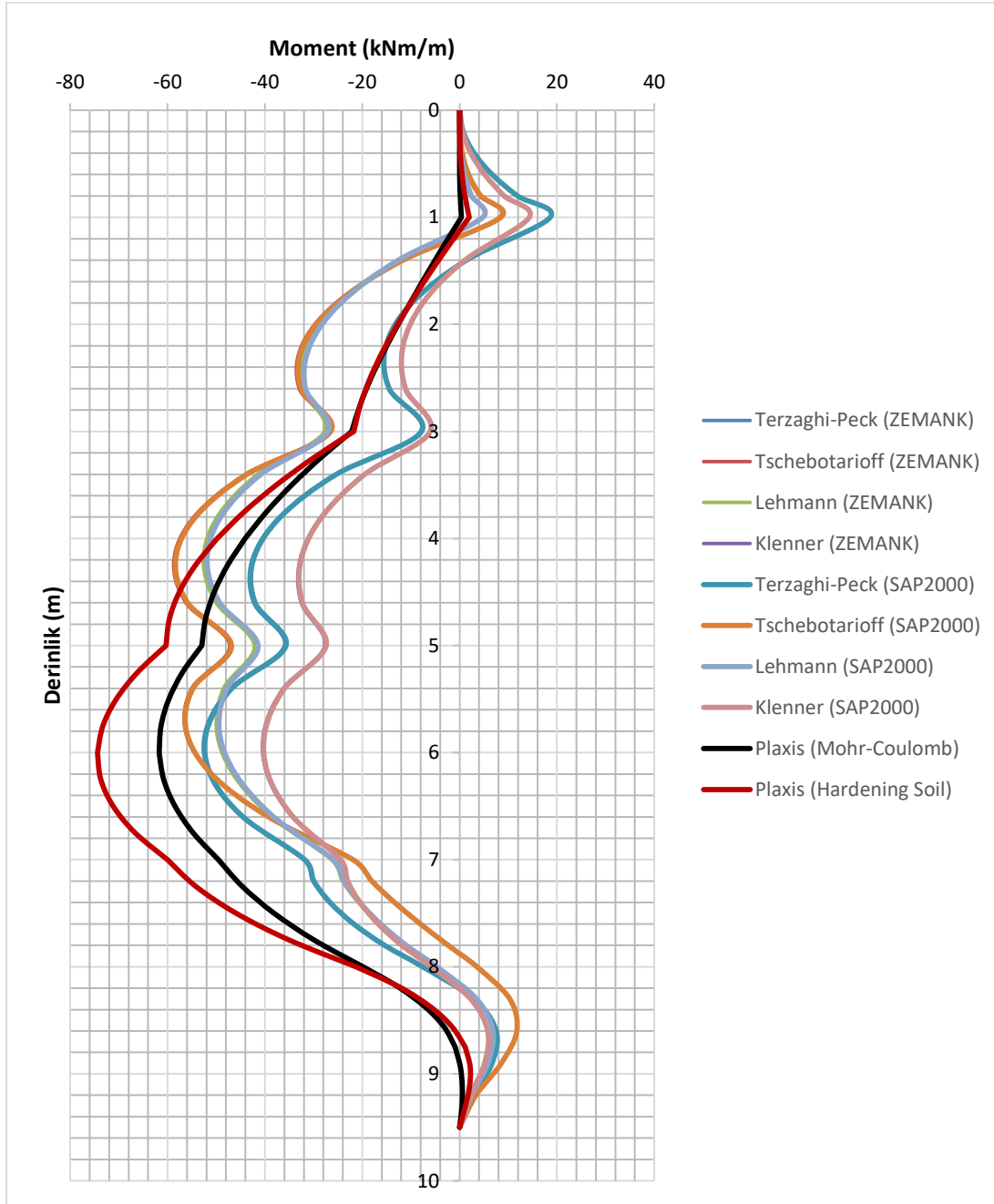
Analiz; 4 ankrajlı, iksa yüksekliği $H=8$ m, $\gamma=20$ kN/m³, $c=5$ kN/m² ve $\phi=40^\circ$ için yapılmış ve kazık boyunca meydana gelen yatay deplasman grafiği Şekil 6.14’ te gösterilmiştir.



Şekil 6.14: Analiz-5 kazık boyunca yatay deplasman grafiği.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum yatay deplasmanlar, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 9.41 mm olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 6.53 mm ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 5.37 mm olarak elde edilmiştir.

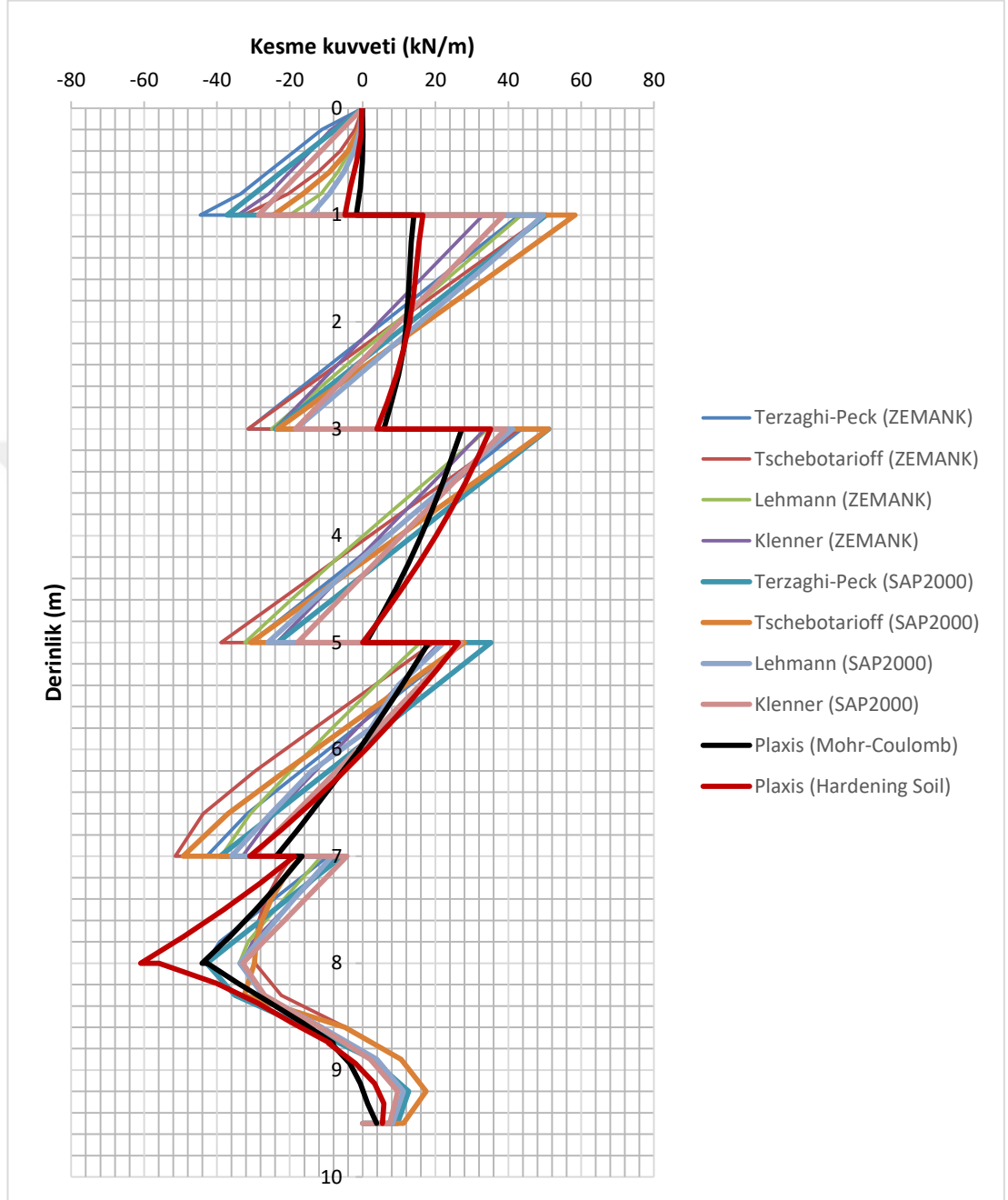
Analiz-5 sonucuna göre, kazık boyunca meydana gelen moment diyagramı Şekil 6.15’ te gösterilmiştir.



Şekil 6.15: Analiz-5 kazık boyunca moment diyagramı.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum momentler, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 58.91 kNm/m olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 61.73 kNm/m ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 74.39 kNm/m olarak elde edilmiştir.

Analiz-5 sonucuna göre, kazık boyunca meydana gelen kesme kuvveti diyagramı Şekil 6.16’ da gösterilmiştir.

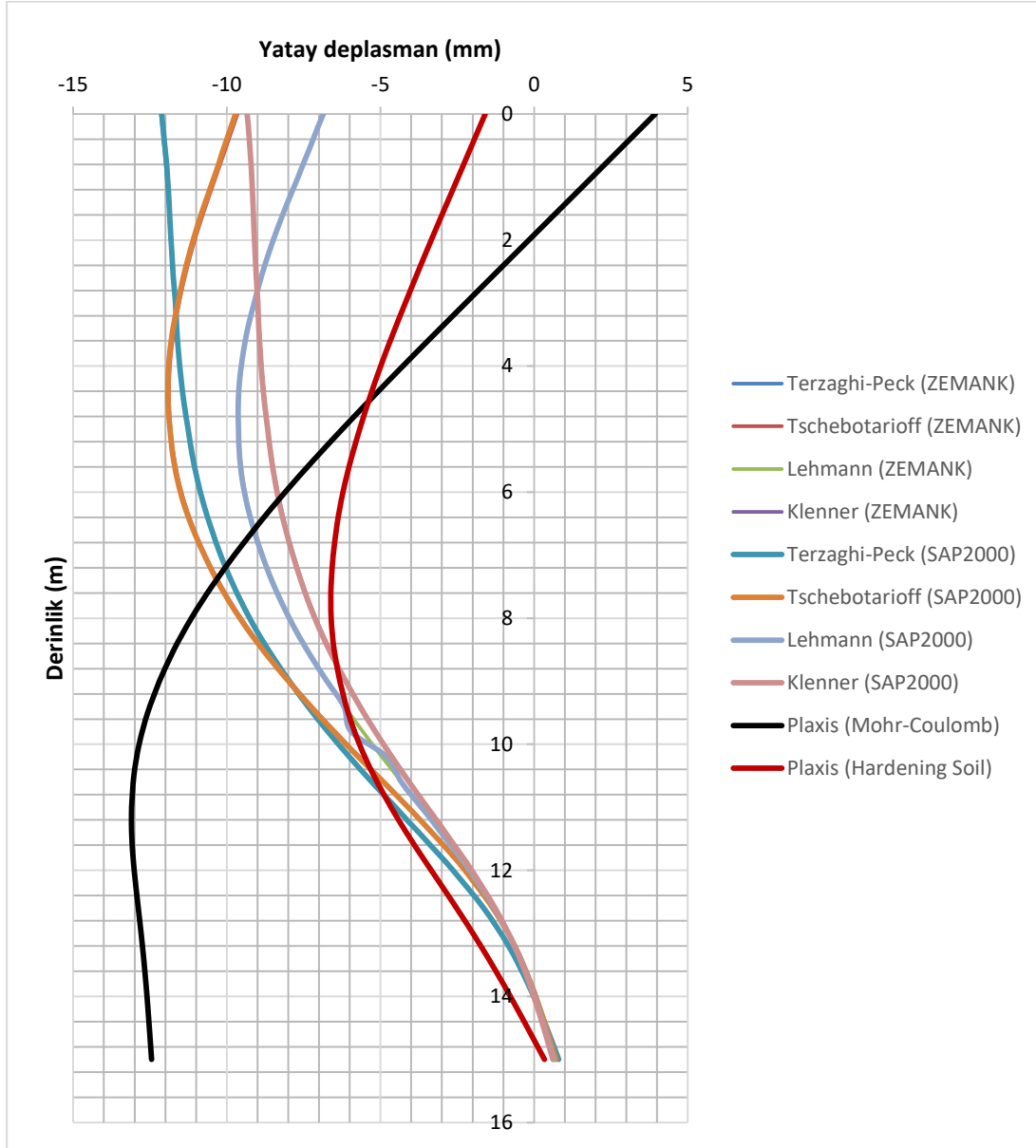


Şekil 6.16: Analiz-5 kazık boyunca kesme kuvveti diyagramı.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum kesme kuvvetleri, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 58.32 kN/m olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 44.07 kN/m ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 60.95 kN/m olarak elde edilmiştir.

6.6 Analiz-6 Sonuçları

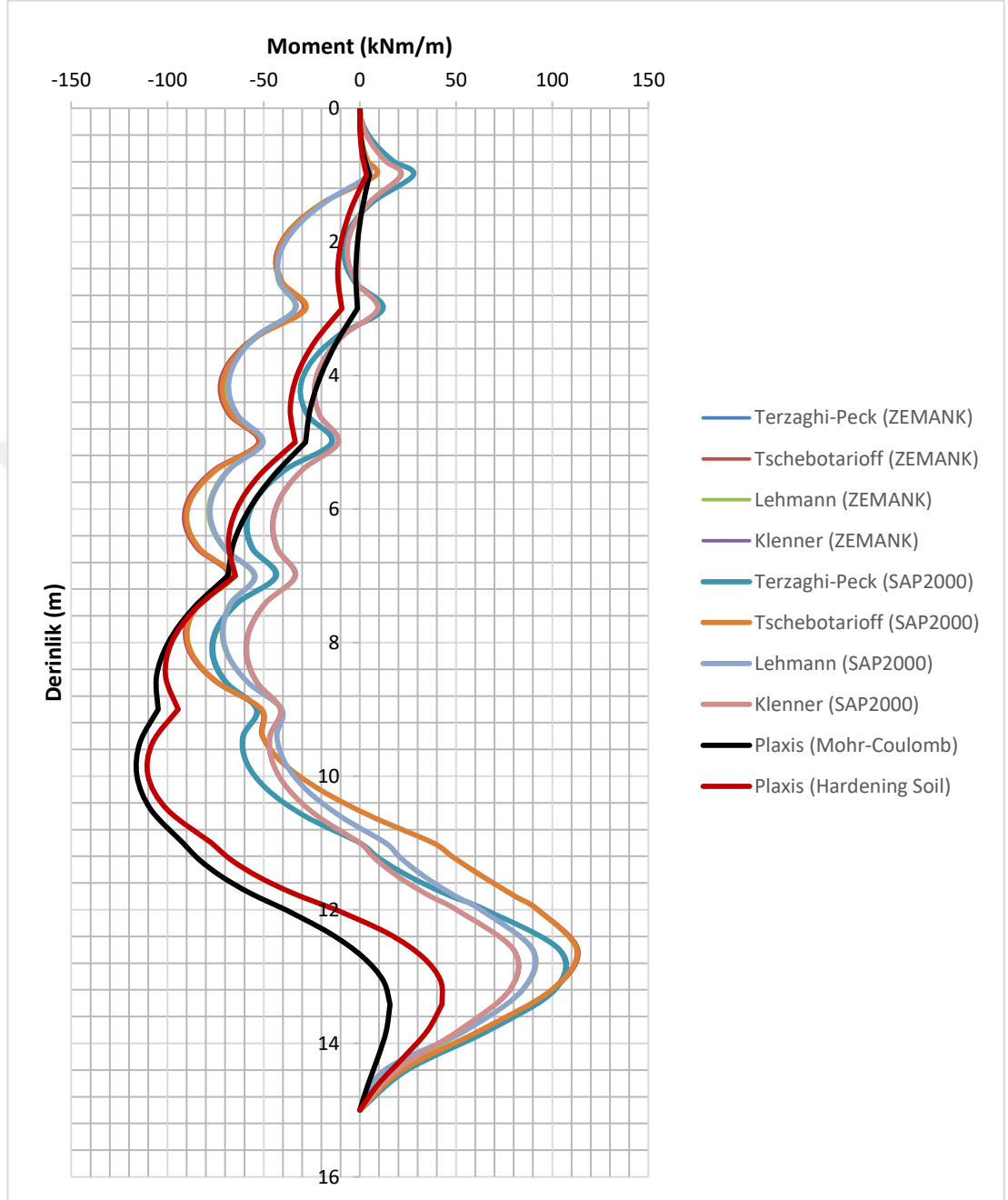
Analiz; 6 ankrajlı, iksa yüksekliği $H=12$ m, $\gamma=20$ kN/m³, $c=5$ kN/m² ve $\phi=40^\circ$ için yapılmış ve kazık boyunca meydana gelen yatay deplasman grafiği Şekil 6.17’ de gösterilmiştir.



Şekil 6.17: Analiz-6 kazık boyunca yatay deplasman grafiği.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum yatay deplasmanlar, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Terzaghi-Peck tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 12.15 mm olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 13.10 mm ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 6.33 mm olarak elde edilmiştir.

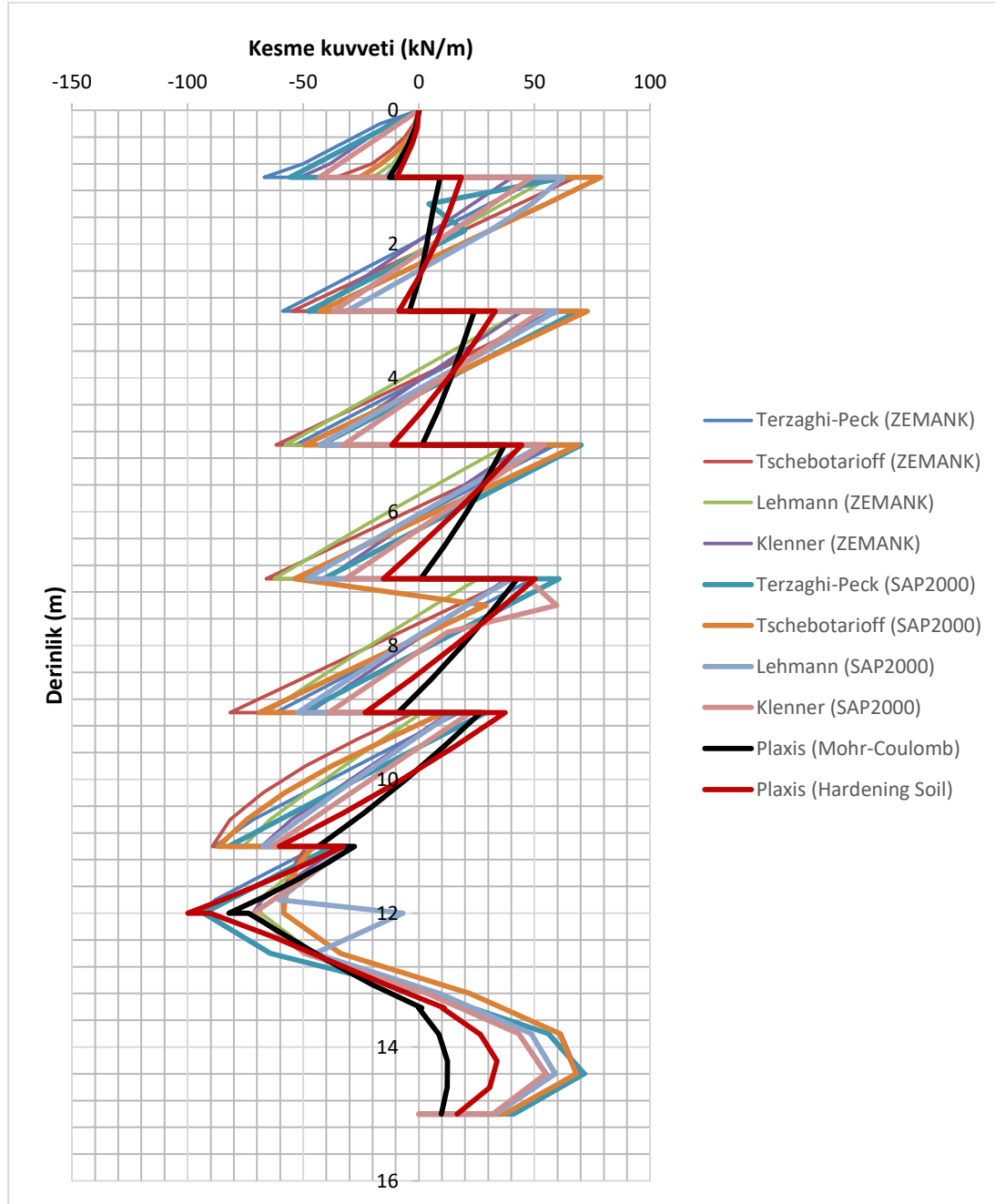
Analiz-6 sonucuna göre, kazık boyunca meydana gelen moment diyagramı Şekil 6.18’ de gösterilmiştir.



Şekil 6.18: Analiz-6 kazık boyunca moment diyagramı.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum momentler, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 113.75 kNm/m olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 115.80 kNm/m ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 110.02 kNm/m olarak elde edilmiştir.

Analiz-6 sonucuna göre, kazık boyunca meydana gelen kesme kuvveti diyagramı Şekil 6.19’ da gösterilmiştir.



Şekil 6.19: Analiz-6 kazık boyunca kesme kuvveti diyagramı.

Kazık boyunca meydana gelen maksimum kesme kuvvetleri, Zemank ve SAP2000 ile yapılan çözümlerde Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı ile elde edilmiş ve 93.57 kN/m olarak, Plaxis ile “Mohr-Coulomb” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 82.11 kN/m ve “Hardening Soil” zemin modeli kullanılarak yapılan hesapta 99.86 kN/m olarak elde edilmiştir.

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Derin kazı yapılabilmesi için bir iksa sistemi gerekmektedir. Tez çalışması kapsamında geliştirilen “Zemank” sonlu elemanlar analiz programı ile çeşitli analizler yapılmış ve sonuçları profesyonel yazılımlar Plaxis 2D (2016) ve SAP2000 ile karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma için iki farklı kazı derinliği ve üç farklı zemin durumu dikkate alınarak her programla 6 adet analiz yapılmıştır. Kullanılan zemin parametrelerinden içsel sürtünme açısı ve zemin birim hacim ağırlık değerleri değiştirilerek zemin ankrajlı kazık davranışında meydana gelen değişimler incelenmiştir.

Yapılan analizler sonucunda;

- Sonlu elemanlar metodu ile oluşturulan Zemank programı, profesyonel yazılım SAP2000 ile hemen hemen aynı sonuçlar verdiği görülmüştür. Zemank ile Plaxis karşılaştırıldığında ise sonuçların bir miktar farklılık gösterdiği görülmüştür. Bulunan küçük farklar, çözüm aşamasında yapılan kabullerden kaynaklanmaktadır.
- Zemank ve SAP2000 programları ile Terzaghi-Peck ve Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basınç dağılımları kullanılarak yapılan hesaplar sonucu bulunan yatay deplasman değerleri, Plaxis ile hesaplanan yatay deplasman değerine yakın sonuçlar vermiştir. Lehmann ve Klenner tarafından önerilen toprak basınç yöntemlerine göre yatay deplasmanlar daha düşük hesaplanmıştır.
- Zemank ve SAP2000 programları ile yapılan hesaplar sonucu bulunan moment değerleri, Plaxis ile hesaplanan moment değerlerinden daha düşük çıkmıştır. Bu açıdan Plaxis ile hesaplanan moment değerleri daha muhafazakar tarafta kalmıştır. Bunun farkın sebebinin Plaxis ile yapılan hesapta zemin ortamının sonlu elemanlara bölünmesinin etkisinin olduğu düşünülmektedir.
- Zemank ve SAP2000 programları ile Terzaghi-Peck ve Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basınç dağılımları kullanılarak yapılan hesaplar

sonucu bulunan kesme kuvveti değerleri, Plaxis ile hesaplanan kesme kuvveti değerine yakın sonuçlar vermiştir. Lehmann ve Klenner tarafından önerilen toprak basınç yöntemlerine göre kesme kuvvetleri daha düşük hesaplanmıştır.

- İçsel sürtünme açısının artmasıyla kazıkta meydana gelen yatay deplasman değerlerinin azaldığı gözlenmiştir. Bunun durum; içsel sürtünme açısının artmasıyla, yatay toprak basıncı katsayısının azalması olarak açıklanabilir.

Çok sıra ankrajlı sistemlerin analizi için önerilen toprak basıncı dağılım yöntemleri incelendiğinde;

- Terzaghi-Peck ve Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımlarının, kazıkta meydana gelen maksimum yatay deplasman değeri açısından birbirine yakın sonuçlar verdiği görölmüştür. Aynı şekilde Lehmann ve Klenner tarafından önerilen toprak basıncı dağılımlarında da maksimum yatay deplasman değeri açısından birbirine yakın sonuçlar verdiği görölmüştür.
- Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımında, kazıkta meydana gelen moment açısından en büyük değeri aldığı görölmüştür. En küçük moment değeri Klenner tarafından önerilen toprak basıncı dağılımında elde edilmiştir.
- Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımının, kazıkta meydana gelen kesme kuvveti açısından en büyük değeri aldığı görölmüştür. En küçük kesme kuvveti değeri Klenner tarafından önerilen toprak basıncı dağılımında elde edilmiştir.

Plaxiste seçilen iki farklı zemin modelinin çok sıra ankrajlı sistemlere etkisi incelendiğinde;

- Kazıkta meydana gelen yatay deplasmanlar incelendiğinde, hardening soil zemin modeli ile çok sıra ankrajlı sistemler için önerilen toprak basınç dağılımları birbirine daha yakın sonuçlar vermektedir. İki zemin modeli hesap kabulleri sebebiyle farklı deformasyon şekli vermektedir. Hardening soil zemin modeli ile yapılan çözümlerde kazık deformasyon şekli Zemank programı ile benzerlik göstermektedir.
- Kazıkta meydana gelen moment dağılımları incelendiğinde, her iki zemin modeli de birbirine yakın sonuçlar vermektedir.

- Kazıkta meydana gelen kesme kuvveti dağılımları incelendiğinde, her iki zemin modeli de birbirine yakın sonuçlar vermektedir.

İleriki çalışmalarda;

- Zemank programı tek tabakalı zemin ortamları için çözüm yapmaktadır. Mevcut programda düzenleme yapılarak, çok tabakalı zemin ortamlarında çözüm yapacak şekilde geliştirilebilir.
- Zemank programı statik durum için çözüm yapmaktadır. Mevcut programa deprem hesabı ile ilgili parametreler eklenerek, depremli durum için çözüm yapacak şekilde geliştirilebilir.
- Bu tez çalışmasındaki parametrik çalışmada içsel sürtünme açısı ve zemin birim hacim ağırlığı parametrik olarak değiştirilmiştir. Benzer çalışma $c-\phi$ zeminleri içinde parametrik olarak yapılabilir.



KAYNAKLAR

- [1] **Sefi, F.**, (2014), Yarı Top-Down İnşaat Yönteminin Çok Sıra Ankrajlı İksa Üzerine Etkisi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [2] **Alkaya, D. Yeşil, B.**, (2010), Excel VBA ile Ankrajlı ve Ankrajsız İksa yapısı tasarımı, Yapı Teknolojileri Elektronik Dergisi.
- [3] **Dadaşbilge, O.**, (2015), Ankrajlı İksa Sistemlerinin Tasarım Esasları ve Proje Uygulamalarından Örnekler, Türkiye Mühendislik Haberleri (TMH) 485. sayı.
- [4] **Arslan, B. Öztoprak, S.**, (2005), Derin Kazılarda Çok Sıra Ankrajlı İksa Sistemleri ile Ankastre Fore Kazık İksa Sistemlerinin Tasarımı ve Maliyet Karşılaştırması, II. Mühendislik Bilimleri Genç Araştırmacılar Kongresi, İstanbul.
- [5] **Koyuncu, S.**, (2006), Derin Kazı Problemlerinde Betonarme Perde ve Mini Kazık Analizi, Yüksek Lisans Tezi, Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir.
- [6] **Cesur, A.S.**, (2010) Zemin Çivili Duvar Performanslarının Değerlendirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [7] **Uzuner, B.A.**, (2007), Temel Zemin Mekaniği, Derya Kitabevi, Trabzon.
- [8] **Terzaghi, K. Peck, R.B.**, (1967), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, New York.
- [9] **FHWA-IF-99-015**, (1999), Geotechnical Engineering Circular No.4: Ground Anchors and Anchored Systems, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington DC.
- [10] **Başeski, O.**, (2008), Derin Kazılarda İksa Sistemi Üzerine Bir İnceleme, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [11] **Xanthakos, P.P.**, (1991), Ground Anchors and Anchored Structures, John Wiley and Sons, Newyork.
- [12] **Das, B.M.**, (2007), Principles of Foundation Engineering, Cengage Learning, USA.
- [13] **Bowles, J.E.**, (1997), Foundation Analysis and Design, McGraw- Hill Book Company, New York.
- [14] **Bowles, J.E.**, (1974), Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering, McGraw- Hill Book Company, New York.
- [15] **Das, B.M. Shukla, S.K.**, (2013), Earth Anchors, J. Ross Publishing Inc., USA.
- [16] **Darwent, T.J.**, (1975) Diaphragm Walls& Anchorages, Institution of Civil Engineers, London.

- [17] **BS 8081**, (1989), British Standart Code of Practice for Ground Anchorages, British Standart Institution, London.
- [18] **Tschebotarioff, G.P.**, (1973), Foundations: Retaining and Earth Structure; The Art of Design and Construction and Its Scientific Basis in Soil Mechanics, McGraw-Hill Book Company, New York.
- [19] **Coduto, D.P.**, (2001), Foundation Design, Prentice Hall, New Jersey.
- [20] **Das, B.M.**, (2010), Principles of Geotechnical Engineering, Cengage Learning, USA.
- [21] **Das, B.M.**, (2014), Advenced Soil Mechanics, CRC Press, New York.
- [22] **TS500**, (2000), Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [23] **Doğangün, A.**, (2014), Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- [24] **Celep, Z.**, (2011), Betonarme Yapılar, Beta Dağıtım, İstanbul.
- [25] **Egan, D. Mothersille, D.**, (2016), The design of high performance anchored retaining walls within the Eurocode framework, UK.



ÖZGEÇMİŞ



Ad-Soyad : Safa ÇEVİK
Doğum Tarihi ve Yeri : 26.02.1989/ESKİŞEHİR
E-posta : safacevik@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2007-2011, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Müh. Bölümü/ Mezuniyet ortalaması: 3.52/4.00 (Yüksek Onur Öğrencisi).
- **Yandal Eğitimi** : 2010-2011, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mimarlık Fakültesi, Mimarlık Bölümü.
- **Yüksek Lisans** : 2012-2017, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı.

ÖDÜLLER:

- 2010 yılında Boğaziçi Üniversitesi tarafından düzenlenen üniversiteler arası çelik köprü yarışmasında takımı ile birlikte Türkiye 4. sü olmuştur.
- 2011 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü “Bölüm 2. liği” ödülünü almıştır.

MESLEKİ DENEYİM:

- Statik proje mühendisi : Altınsoy İnşaat Taah. Proje ve Tic. Ltd. Şti. 2011-2014 yılları arası
- Saha Mühendisi: Altınsoy İnşaat Taah. Proje ve Tic. Ltd. Şti. 2015- devam ediyor