İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İKSA SİSTEMLERİNDE KÖŞE ETKİSİNİN İKİ BOYUTLU SONLU ELEMAN ANALİZ YÖNTEMİ İLE İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Berna Merve CANSIZ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

MAYIS 2014

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İKSA SİSTEMLERİNDE KÖŞE ETKİSİNİN İKİ BOYUTLU SONLU ELEMAN ANALİZ YÖNTEMİ İLE İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Berna Merve CANSIZ
501101303

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Hüseyin YILDIRIM

MAYIS 2014

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501101303 numaralı Yüksek Lisans / Doktora Öğrencisi **Berna Merve CANSIZ**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı **"İKSA SİSTEMLERİNDE KÖŞE ETKİSİNİN İKİ BOYUTLU SONLU ELEMAN ANALİZ YÖNTEMİ İLE İNCELENMESİ"** başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı :	**Prof. Dr. Hüseyin YILDIRIM** İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
Jüri Üyeleri :	**Prof. Dr. Turgut Öztürk** İstanbul Teknik Üniversitesi	.....
	Prof. Dr. Erol Güler Boğaziçi Üniversitesi	.....

Teslim Tarihi : **05 Mayıs 2014**
Savunma Tarihi : **27 Mayıs 2014**

ÖNSÖZ

Tez çalışmalarım boyunca engin bilgisi ve tecrübelerinden yararlandığım, bana yol gösteren ve desteğini esirgemeyen değerli hocam Sayın Prof. Dr. Hüseyin YILDIRIM'a sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmamda kullanmış olduğum analiz programı ile ilgili bana yardımcı olan, değerli zamanını ayırıp bilgi ve deneyimlerini paylaşan İnş. Yük. Müh. Oral DOĞU'ya teşekkürü bir borç bilirim.

Tezimin hazırlanması sırasında beni cesaretlendiren, bilgi ve deneyimlerini paylaşan değerli arkadaşlarım İnş. Yük. Müh. Berra Gürgüç,İnş. Yük. Müh. Burçin Erdiker ve İnş. Yük. Müh. Sercan Özkorkmaz'ateşekkürlerimi sunarım.

Bu çalışmayı, yetiştirmemde emeği geçen ve benden maddi, manevi hiçbir desteği esirgemeyen aileme ithaf ederim.

Mayıs 2014

Berna Merve CANSIZ
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ..... **v**
İÇİNDEKİLER ..... **vii**
KISALTMALAR ..... **ix**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xi**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xiii**
ÖZET ..... **xv**
SUMMARY ..... **xvii**
1. GİRİŞ **1**
1.1 Tezin Amacı 2
2. YANAL TOPRAK BASINÇLARI **3**
2.1 Rankine Teorisi 4
2.1.1 Sükunetteki toprak basıncı 4
2.1.2 Aktif toprak basıncı 5
2.1.3 Pasif toprak basıncı 7
2.2 Cloumb Teorisi – Kama Metodu 9
2.2.1 Aktif toprak basıncı 9
2.2.2 Pasif toprak basıncı 10
2.3 Toprak Basıncına İlave Yükler 11
2.4 İksa Sistemlerine Etkiyen Toprak Basınçları 12
3. LİTERATÜR TARAMASI **15**
4. GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ **27**
4.1 Sonlu Elemanlar Yöntemi 27
4.2 Plaxis Programı 29
5. KÖŞE ETKİSİ ÜZERİNE VAKA ANALİZİ ÇALIŞMASI **35**
5.1 Giriş 35
5.2 Proje ve Proje Alanı Hakkında Genel Bilgi 35
5.3 Proje Alanındaki Zemin Koşulları 36
5.4 Uygulanan İksa Sistemi 39
5.5 Aletsel Gözlem Sistemi 39
5.6 Sonlu Eleman Analizleri 41
5.6.1 İksa modeli geometrisi 41
5.6.2 Malzeme özellikleri 43
5.6.3 Sonlu elemanlar ağı 45
5.6.4 Hesap aşamaları 46
5.7 Sonlu Eleman Analiz Sonuçları 47
6. SONUÇ VE ÖNERİLER **57**
KAYNAKLAR **59**
EKLER **61**
ÖZGEÇMİŞ **73**

KISALTMALAR

AKO : Aşırı konsolidasyon oranı
c : Kohezyon
$\mathbf{C_c}$: Sıkışma indeksi
$\mathbf{C_s}$: Şişme indeksi
$\mathbf{E_i}$: Başlangıç elastisite modül değeri
$\mathbf{e_{init}}$: Başlangıç boşluk oranı
$\mathbf{E_{oed}}$: Ödometre deneyinden elde edilen elastisite modülü
$\mathbf{E_{oed}^{ref}}$: Birincil ödometre yüklemesinden elde tanjant rijitlik değeri
$\mathbf{E_{ur}}$: Yükleme-boşaltma gerilme izi, elastisite modülü
$\mathbf{E_{ur}^{ref}}$: Referans basınç değerine (pref) karşılık gelen E_{ur} değeri
$\mathbf{E_{50}}$: Göçme gerilme değerinin %50'sine karşılık gelen elastisite modulü
$\mathbf{E_{50}^{ref}}$: Referans basınç değerine (pref) karşılık gelen E_{50} değeridir
h : Zemin tabakasının toplam derinliği
I : Atalet momenti
K : Yanal toprak basıncı katsayısı
$\mathbf{K_a}$: Aktif toprak basıncı katsayısı
$\mathbf{K_o}$: Sükunetteki toprak basıncı katsayısı
$\mathbf{K_p}$: Pasif toprak basıncı katsayısı
m : Gerilme katsayısı
$\mathbf{P_a}$: Aktif toprak basıncı
$\mathbf{P_h}$: Yanal toprak basıncı
PSR : İki boyut oranı
$\mathbf{P_p}$: Pasif toprak basıncı
$\mathbf{P_{ref}}$: Referans basınç değeri
$\mathbf{P_v}$: Düşey basınç
$\mathbf{R_f}$: Göçme oranı
$\mathbf{R_{inter}}$: Yüzey elemanı faktörü
$\boldsymbol{\nu}$: Poisson oranı
z : Zeminin serbest yüzeyinden itibaren aşağıya doğru ölçülen derinlik
$\boldsymbol{\alpha}$: Duvarın yatay ile yaptığı açı
$\boldsymbol{\beta}$: Zemin yüzeyinin yatay ile yaptığı açı
$\boldsymbol{\gamma_w}$: Suyun birim haci ağırlığı
$\boldsymbol{\gamma}$: Zeminin birim hacim ağırlığı
$\boldsymbol{\psi}$: Dilatasyon açısı
$\boldsymbol{\phi}$: İçsel sürtünme açısı
$\boldsymbol{\delta}$: Kazık ve zemin arasındaki sürtünme açısı
$\boldsymbol{\delta_{hmax}}$: Maksimum yanal deplasman
$\boldsymbol{\delta_{vmax}}$: Maksimum düşey deplasman
$\boldsymbol{\delta_{3B}}$: Üç boyutlu analizlerden elde edilen maksimum deplasman
$\boldsymbol{\delta_{2B}}$: İki boyutlu analizlerden elde edilen maksimum deplasman
$\boldsymbol{\sigma}$: Gerilme
$\boldsymbol{\sigma_{d,f}}$: Standart üç eksenli deneyde göçme anındaki deviatör gerilme

$\sigma_{d,ult}$:Standartüçeksenlideneydenihaideviatörgerilme

σ'_v :Efektifgerilme

σ'_3 :Standartüçeksenlideneyiçin efektifminimumasalgerilmedeğeri

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Tipik K_0değerleri (Berilgen, 2012). 5
Çizelge 5.1 : Zemin/kaya tabakalarına ait mühendislik parametreleri 38
Çizelge 5.2 : Analizlerde kullanılan zemin/kaya parametreleri..... 44
Çizelge 5.3 : Analizlerde kullanılan yapı elemanları parametreleri 45
Çizelge 5.4 : Zemin tipine göre deplasmanlar (NAVFAC DM7.2, 1982). 47
Çizelge 5.5 : Strut elemanlı ve normal çözüme ait analiz sonuçları..... 48

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Sükunetteki yatay zemin itkisi (Berilgen, 2012). 5
Şekil 2.2 : Aktif toprak basıncı (Berilgen, 2012)..... 6
Şekil 2.3 : Yer değiştirmeye bağlı gerilme değişimi (Berilgen, 2012). 6
Şekil 2.4 : Rankine aktif toprak basınçları (Kumbasar ve Kip, 1999)..... 7
Şekil 2.5 : Pasif toprak basıncı (Berilgen, 2012). 8
Şekil 2.6 : Yer değiştirmeye bağlı gerilme değişimi (Berilgen, 2012). 8
Şekil 2.7 : Rankine pasif toprak basınçları (Kumbasar ve Kip, 1999). 9
Şekil 2.8 : Cloumb aktif toprak basıncı kayma kaması 10
Şekil 2.9 : Cloumb pasif toprak basıncı kayma kaması..... 11
Şekil 2.10 : Çok sıra ankrajlı duvarda toprak basıncı dağılımı (Bowles, J. E., 1998)... 13
Şekil 2.11 : Birleştirilmiş toprak basıncı dağılımları (Terzaghi ve Peck, 1967). 14
Şekil 2.12 : Birleştirilmiş toprak basıncı dağılımları (Tschebotarioff, 1951)..... 14
Şekil 3.1 : Sistem rijitliğine bağlı duvar deplasmanı tahmin grafiği (Cloug ve O'Rourke, 1990)..... 15
Şekil 3.2 : Parametrik çalışmada kullanılan modelgeometrisi (Ou ve diğ, 1996). 23
Şekil 3.3 : Çeşitli birincil duvar uzunluklarında değişken ikincil duvar uzunluklarının köşeye olan mesafesine bağlı PSR oranları (Ou ve diğ, 1996).. 24
Şekil 3.4 : B/L ve köşeye olan mesafeye bağlı PSR değerleri (Ou ve diğ, 1996). 25
Şekil 4.1 : Sürekli bir sistemin sonlu elemanlara ayrılması..... 29
Şekil 4.2 : Ödometre testinden $\mathbf{E_{oed}^{ref}}$ değerinin hesaplanması (Plaxis 3D Foundation V2 Material Manual, 2007).. 31
Şekil 4.3 : Standart bir drenajlı üç eksenli basınç deneyinde hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis Manual 2002).. 32
Şekil 5.1 : Çiftçi Towers Zincirlikuyu proje alanının konumu..... 36
Şekil 5.2 : Proje sahası sondaj noktalarını gösterir plan..... 37
Şekil 5.3 : İksa sistemi kesit görünüşü 39
Şekil 5.4 : Saha plan görünüşü, kazı destek sistemleri ve inklinometre yerleşim planı.. 40
Şekil 5.5 : İksa modeli (Model-1) geometrisi kesit görünüşü. 42
Şekil 5.6 : İkinci palyede köşe noktasını gösterir plan. 42
Şekil 5.7 : Strut çözümlü iksa modeli (Model-2) geometrisi kesit görünüşü 43
Şekil 5.8 : İksa kesiti modeline (Model-1) ait iki boyutlu sonlu eleman ağı görünüşü… 45
Şekil 5.9 : Strut çözümlü Modele-2'ye ait iki boyutlu sonlu eleman ağı görünüşü .. 46
Şekil 5.10 : Strut elemansız analize ait deplasman sonuçları ile inklinometre sonuçlarının karşılaştırılması. 49
Şekil 5.11 : Strut elemanlı çözüm ve normal çözüme ait derinlik–deplasman ilişkisi… 50
Şekil 5.12 : Strut elemanlı ve normal çözüme ait derinlik – gerilme ilişkisi..... 52

Şekil 5.13 : Strut elemanlı ve normal çözüme ait derinlik – moment ilişkisi..... 53
Şekil 5.14 : Strut elemanlı ve normal çözüme ait derinlik – kesme kuvveti ilişkisi.. 54
Şekil 5.15 : Model-1'e ait kritik kayma dairesi görünüşü 55
Şekil 5.16 : Model-2'ye ait kritik kayma dairesi görünüşü 55
Şekil A.1 : P-6 sondaj logo – Sayfa 1 62
Şekil A.2 : P-6 sondaj logu – Sayfa 2 63
Şekil A.3 : P-6 sondaj logu – Sayfa 3 64
Şekil A.4 : İnklinometre-1 sonuçları..... 65
Şekil A.5 : Model-1'e ait deforme durumdaki sonlu eleman ağı görünüşü..... 66
Şekil A.6 : Model-2'ye ait deforme olmuş sonlu eleman ağı görünüşü 66
Şekil A.7 : Model-1'e ait deplasman dağılımları..... 67
Şekil A.8 : Model-2'ye ait deplasman dağılımları..... 67
Şekil A.9 : Model-1'e ait efektif yatay gerilme dağılımları 68
Şekil A.10 : Model-2'ye ait efektif yatay gerilme dağılımları 68
Şekil A.11 : Model-1'e ait moment dağılımı..... 69
Şekil A.12 : Model-2'ye ait moment dağılımı..... 69
Şekil A.13 : Model-1'e ait kesme kuvveti dağılımı..... 70
Şekil A.14 : Model-2'ye ait kesme kuvveti dağılımı..... 70
Şekil A.15 : Model-1'e ait kritik kayma dairesi görünüşü 71
Şekil A.16 : Model-2'ye ait kritik kayma dairesi görünüşü 71

İKSA SİSTEMLERİNDE KÖŞE ETKİSİNİN İKİ BOYUTLU SONLU ELEMAN ANALİZ YÖNTEMİ İLE İNCELENMESİ

ÖZET

Bu tezde iki boyutlu sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak, birden fazla kademeli ankrajlarla desteklenen fore kazıklı derin kazı iksa sistemi analiz edilmiştir.Köşe etkisinin anlaşılabilmesi için köşenin iksa sistemine dik doğrultuda yatay elemanlar olarak tanımlandığı bir diğer model üzerinde deformasyon, efektif yatay gerilme, moment ve kesme kuvveti değerleri incelenmiştir. Bu kapsamda örnek çalışma olarak Çiftçi Towers Zincirlikuyu Projesi kapsamında inşa edilmekte olan rezidans binalarının kazısında uygulanan fore kazık ve öngermeli ankrajlardan oluşan iksa sistemi dikkate alınmıştır.Kazı süresince duvar deplasmanları sürekli ölçülmüş ve duvar davranışı sürekli olarak izlenmiştir.

Zincirlikuyu projesi derin kazısı iki boyutlu sonlu eleman modellenmesi yöntemi ile çözülmüştür. Analizi yapılan iksa kesiti için klasik çözümün yanındabir de köşenin etkisinin strut elemanlarla tanımlandığıbir model oluşturulmuştur. Bu analizlerin sonuçları, köşe noktasından 51 m ve 2.5 m mesafelerdeki iki adet inklinometreye ait okumalar ile karşılaştırılmış ve köşe etkilerinin duvar deplasmanlarına yansıması incelenmiştir.

Analizlerde yaklaşık 40 m derinliğinde kazı çukuru modellenmiş olup, zemin birimleri sondaj loglarında belirtildiği üzere yüzeyden itibaren 3 m derinliğe kadar dolgu ve devamında ise altere diyabaz olarak tanımlanmıştır. Zemin birimlerine ait mühendislik parametreleri laboratuvar deneylerinden elde edilen verilere göre girilmiş olup, zemin modeli olarak elasto-plastik malzeme modeli olan Hardening Soil modeli kullanılmıştır.Söz konusu proje sahasında yer altı suyuna rastlanmadığından drenajlı malzeme tipi seçilmiştir.

Kazı destek sistemi iki palyeli olarak analiz edilmiştir. İlk palyede 1.2 m arayla, 24 m uzunluğunda 100 cm çapında fore kazık, ikinci palyede ise 0.6 m arayla, 20.1 m uzunluğunda 30 cm çapında mini kazıklar modellenmiştir. Analizlerde, uzunlukları 24.5 m ile 39.5 m arasında değişen 4x0.6” ankraj halatları 1.2 m arayla yatay destek elemanı olarak atanmış olup, halatlara 500 kN’luk öngerme yükü uygulanmıştır.Kazı modeli 38 fazda çözülmüş ve analizler sonlandırılmıştır.

İksa duvarı üzerindeki köşe etkisi iki boyutlu programlar kullanılarak modellenemez. Bu nedenle iki boyutlu programda köşenin yatay destek (strut) olarak tanımlandığı bir model ile analiz yapılmıştır. Burada, incelenen kazıklara dik doğrultuda gelen komşu kenardaki kazıkların başlık ve kuşak kirişlerinin yatay destek olarak davrandığı düşünülmüştür. Başlık ve kuşak kirişlerinin rijitlik değeri ve kazıklar arası mesafe değeri aynı şekilde bu yatay destek elemanı için kullanılmıştır.

Analiz sonuçlarında; strut elemanlı çözümde strut elemansız çözüme göre daha düşük deplasman değerleri elde edilmiş olup, bu deplasman değerlerinin aynı zamanda köşe noktasından alınan saha ölçümleri ile uyumlu olduğu görülmüştür.

Bu sonuçlardan yola çıkarak köşe etkisinin ihmal edildiği durumlarda iki boyutlu sonlu eleman analiz programlarının saha ile uyumlu sonuçlar verdiği, ancak ihtiyaç duyulduğu durumlarda köşe etkisinin iki boyutlu analiz programlarına yansıtılabileceği görülmüştür.

TWO DIMENSIONAL ANALYSIS OF CORNER EFFECTS IN DEEP EXCAVATIONS

SUMMARY

The deflections, moments and effective earth pressures which occurs during excavation are mostly defined by using plain strain analysis methods. But the excavation behaviour is described as three dimensional. Most of excavations have corners and the corners can not be modeled by using two dimensional analysis programs.However the three dimensional analyses cause to increase the cost and lose a huge time at the beginning of the project desgining.The deflections acting on the wall during excavation were examined by many researchers and those studies show that the corner of an excavation pit affects the deflection behavior of the excavation wall.

In this thesis, a deep excavation wall that is supported by anchors more than one level is analyzed using plane strain finite element program. An in-situ wall is also analyzed by modeling the corner as a strut to understand corner effect. Deflection, moment, effective lateral earth pressures and shear forces acting on the walls are examined to see the differences between the models with corner and without corner. Besides, safety factors of support systems have been calculated and compared to each other.

A deep excavation case history namely Çiftçi Towers Zincirlikuyu is analyzed for this study. The deep excavation of the project is analyzed with two dimensional finite element analysis method by using program PLAXIS 2D V8.6. Two different wall models with corner and without corner are studied. The results of the analysis are compared with the field monitoring data and the effect of corner on wall behavior is examined.

It is planned that two multiplex residence buildings with shopping center and parking areas will be constructed in the scope of Çiftçi Towers Zincirlikuyu Project. The project area is about 22.000 m².A foundation excavation which has a depth range that it changes between 36 m and 40 m was done in the scope of the project. The shoring system of the excavation applied at two benchs is composed of bored piles, mini pileswith supported by soil nails and prestressed anchors. In the scope of this study, the support system wall of Section-9 between the axis 10-11 has been analyzed. The support system of that section is composed of bored piles at the first bench and mini piles at the second bench.The wall is also supported by prestressed anchors. The corner is located at the second bench.

General soil profile of the site is summarized as fill material for 0-18 m depth, multipart altered siltystone diabase or piece silty stone diabase from the below of the fill material to end of the borehole according to boring logs. No water table was observed at site. In the analysis, the soil profile of the examined section is defined as fill material for 0-3m depth and multipart altered siltystone diabase from 3m depth to end of the soil model according to the related boring log.

The deflection behavior of the Section-9 was monitored by using two inclinometers namely Inko-1 and Inko-2. The distances of those inclinometers to the corner are 2.5 m and 51 m, respectively. Eleven sets of readings were recorded from both of the inklinometers.

Plaxis 8.6 finite element program has been used for the analysis of Section K-9. 15 nodded triangular elements have been used in the analyses. Plane strain models have been utilized by using medium level finite element mesh.

The engineering parameters of the soil layers have been defined according to laboratory test results. Hardening Soil Model has been used for simulating the behaviors of the soil layers. As no water table was observed at site, drained material type has been selected in the analysis.For simulation of the road load, 150 kPa surcharge load has been applied.

Excavation support system with two benchshave been analyzed and two different models have been created. 100 cm piles with 120 cm spacing and 24 m length at the first bench and 30 cm piles with 60 cm spacing and 20.1 m length at the second bench have been usedfor each model (Model-1 & 2). Pile walls are propped by eighteen levels anchors (4x0.6") which were applied with 120 cm lateral spacing and lengths varying between 24.5 m and 39.5 m. 500 kN prestress load is applied for the anchors.

Corner effect can not be modeled by using two dimensional finite element analysis programs. It is thought that whether the top and cross beams of piles which are perpendicular to examined piles behave like strut. To check this, plain strain analysis with modeling the corner as a strut has been performed in the analysis of second model (Model-2). The calculated stiffness value of the beams and the lateral spacing value of the piles are assigned to that strut element. The anchor load for the model with corner is ignored to determine only the corner effect on the wall behavior. The strut elements are applied for the second bench excavation system piles because there is no corner point for the first bench excavation.

Support system elements behaviours have been defined as lineer-elastic.

The excavation modelshave been calculated by thirty eight phases and completed. At the beginning phase (Phase-0), K_o loading method has been performed to calculate effective stresses at the beginning status (at rest earth pressure) of the system because underground water level is quite deeper than system geometry. At Phase-1, 150 kPa sursharge load has been applied. At Phase-2, 100 cm diameter bored pile at the first bench has been activated. Between Phase-3 and Phase-19, excavation has been done and acnhors has been activated and prestressed in steps down to beginning level of second bench. At Phase-20, 30 cm diameter mini pile at the second bench has been activated. Between Phase-21 and Phase-37, excavation has been done and acnhors has been activated and prestressed in steps down to bottom level of excavation.In Model-2 (strutted system), only the strut elements have been activated to ignore anchor load effects on the corner. In the last phase (Phase-38), phi/c reduction analysis has been done to calculate the safety factor of the support system.

Deflections, effective horizontal stresses, moments and shearing forces have been calculated for the excavation models by plain strain analyses. Comparisons between two models results have been done and presented as graphical to check the corner effect on the support system. Besides, the calculated deflection results of each

excavation model have been compared to measurement results of two inclinometers which are placed at 2.5 m and 51 m distance from the corner.

At the second bench where corner exists, maximum deflection valueshave been calculated as 27.9 mm for normal solution and 14 mm for strut solution. Calculated maximum effective horizontal stresses are 475.61 kN/m² for normal solution and 636.22 kN/m² for strut solution. Maksimum moments have been calculated as 99.97 kNm/m for normal solution and 168.43 kNm/m for strut solution. And maksimum shear force values are 346.77 kN/m for normal solution and 409.93 kN/m for strut solution.

The deflections obtained from the Model-1 which has been analyzed without strut, are close to the measured values from the Inclinometer-2 which is at 51 m distance from the corner, but not similar to measured values from the Inclinometer-1. On the other hand, obtained deflections from Model-2 which has been analyzed by modeling the corner as a strut, match the measured values from Inclinometer-1 which is near to the corner.The difference between calculated deflections of Model-1 and Model-2 is nearly 14 mmand also the difference between measured deflections from Inko-1 and Inko-2 is nearly 20 mm at the second bench.

Effective horizontal stresses obtained from each model have been examined and compared on graphs. It has been observed that the stresses of two models are similar down to second bench, but from the beginning of the second bench down to 32 m depth, it has been obtained that stresses of strut solution are higher than stresses of solution without strut.

Additionally, moment and shear force values have been also examined and presented as graphically. It has been observed that the moment diagram of two models are similar down to second bench.From the beginning of the second bench down to 32 m depth, it is obtained that moment values of strut solution are higher than values of solution without strut, butfrom 32 m depth to the bottom of excavation they are decreasing compared to values of solution without strut. The similar changes have been observed also for shear forces diagram.

Safety factors (FS) of the support systems have been calculated by phi/c reduction analysis at the last phase of calculations. For the solution without strut and with strut, safety factors have been obtained as 1.6644 and 2.1241, respectively. Critical slip circles have been examined and presented on plaxis results views. It has been observed that critical slip circles of model withstrutsolution are quite smaller than circles of model without strut.

Calculated deflection values of strut solution are quite similar to measured values from inclinometer near to the corner. Deflection values calculated by normal analysis that ignores corner effect are also close to measurements of inclinometer placed at 51 m distance from the corner. It has been observed that the corner effect on deflections diminishes within a distance from the corner.

Consequently, the analyses results show that two dimensional analysis method gives compatible results with site measurements and measured deflection values that are under corner effect can be observed by modeling corner as a strut with plain strain analyses method.

1. GİRİŞ

Günümüzde kent nüfusunun hızla artması buna karşın kullanım alanının sabit kalması sonucu yapı yükseklikleri ve alt yapı hizmetlerine duyulan ihtiyaç artmıştır. Boş parsellerin giderek azalması, imar yönetmeliklerinin yapı hacimlerini sınırlaması nedeniyle mevcut arazilerin daha verimli kullanılma zorunluluğu ortaya çıkmıştır. Artık mevcut zemin seviyesinin de altına inilerek bodrum katlar, araç park alanları vb. inşa edilmektedir. Bu amaçla yapılan inşaatlarda derin kazı yapılması zorunlu hale gelmiştir. Yüksek yapıların inşaatında gerekli olan derin temel kazılarını, istinat sistemlerinin uygulanması olmaksızın yapabilmek, kazı sırasında zemini denge halinde tutabilmek mümkün değildir. Bu nedenle günümüz şehirciliğinde iksa sistemlerinin kullanımı kaçınılmaz bir hale gelmiştir.

İksa sistemleri derin kazı gerektiren inşaatlarda açılacak kazı çukurunun cidarlarının desteklenmesi için inşa edilirler. Mühendislik tarihinde derin kazıların desteklenmesinde uygulanan en eski yöntem çift sıra banbu kazıklarla oluşturulan dairesel batardolar içerisindeki köprü ayaklarının inşa edilmesidir. Ahşap kazıkların kullanılması 20. Yüzyıla kadar devam etmiş ve bu tarihten sonra yerini çelik palplanşlara ve çelik kazıklara bırakmıştır. 1950'li yıllardan sonra ise yerinde dökme beton perdeler yapılmaya başlanmıştır.

Daha sonraki yıllarda, kullanılan duvarların ankrajlarla geriye bağlanması, küçük kesitlerle toprak itkilerinin karşılanmasını sağlamıştır. İlk ankraj uygulamaları 1918 yılında Polonya'da ve 1926 yılında Çekoslavakya'da yapılmıştır.
Derin kazılar temel zeminini ve yer altı suyunun denge durumlarını değiştirmekte, mevcut komşu yapıları ve çevreyi önemli ölçüde etkilemektedir. Bu nedenle derin kazı yapılırken tüm kriterler dikkatlice incelenmelidir.

İksa yapılarının projelendirilmesi detaylı bir geoteknik araştırma, ekonomik ve güvenli bir destekleme sisteminin seçilmesini ve özellikle kent içi bölgelerdeki uygulamalar açısından iyi bir süre organizasyonunu gerektirir. Bu bakımdan derin kazılarda iksa sistemleri inşaat mühendislerinin zemin mekaniği bilgisini ve çok

ciddi deneyimleri gerektiren bir uygulamadır. İksa sistemleri hesabı zeminin toprak basınçlarının hesaplanması esasına dayanır. Kazı yüzeyi boyunca toprak basıncı dağılımlarının değişimine bağlı kalınarak uygun destek sistemi uygulanarak boyutlandırılması yapılmaktadır. Derin kazılar gerektiren yapıların inşası boyunca dar olan kazı sahaları içinde kazının düşey olarak teşkilini sağlamak, kazı sahasının çevresinde bulunan bina, yol ve mevcut tesislerde oluşabilecek hasar riskini en aza indirmek ve zemin deplasmanlarını kabul edilebilir sınırlar ölçüsünde tutmak için göçme, kayma ve deformasyona engel olacak destekleme sistemleri seçilmektedir. Derin kazı çukurlarının daha ekonomik ve güvenli desteklenmesi için çeşitli iksa sistemleri geliştirilmiştir.

Kazı sırasında meydana gelecek deformasyon, moment ve yatay gerilme değerleri çoğunlukla düzlem gerilme analizleri ile elde edilmektedir. Ancak kazının davranışı üç boyutlu olarak tanımlanmaktadır. Özellikle iksa duvarı üzerindeki köşe etkisi iki boyutlu programlar kullanılarak modellenemez. Dolayısıyla bu tür kazılarda düzlem gerilme analizleri tasarımcıları yanlış yönlendirebilmektedir. Üç boyutlu program kullanılarak yapılan analizler ise önemli bir maliyet artışına ve proje tasarımının ilk aşamalarında istenmeyecek ölçüde zaman kaybına neden olmaktadır.

Köşenin deformasyon üzerindeki etkisi konusunda birçok araştırmacı tarafından çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalarda; yapılan analizlerden elde edilen deformasyon değerleri saha verileriyle karşılaştırılmıştır.

1.1 Tezin Amacı

Bu tezin amacı; köşe etkisinin iki boyutlu sonlu eleman analizi yapan program kullanılarak deformasyon, efetktif yatay gerilme, moment ve kesme kuvveti değerleri üzerindeki etkisinin belirlenmesi ve analizlerden elde edilen deplasman değeri sonuçlarının sahada ölçülen değerler ile karşılaştırılmasıdır. Bu amaçla Çiftçi Towers Zincirlikuyu Projesi kapsamında yapılan derin kazı çalışması,köşenin yatay destek elemanı olarak tanımlandığı köşeli model ve yatay elemanın kullanılmadığı klasik yöntem ile çözülmüş ve analizlerde hesaplanan değerlerin sahada ölçülen değerler ile karşılaştırması yapılmıştır. Yapılan analizlerde PLAXIS'in iki boyutlu analiz programı kullanılmıştır. Ayrıca bu alanda yapılmış benzer çalışmalar literatür taraması olarak sunulmuştur.

2. YANAL TOPRAK BASINÇLARI

İksa sistemleri toprak kütlelerinin yanal yönde hareketini sınırlayarak onları tutmaya yarayan mühendislik yapılarıdır. Destekleme sisteminin elemanları, sisteme etkiyen toprak basınçlarına göre boyutlandırılır. Destekleme sistemine gelen toprak basınçları, önemli oranda sistemin deformasyonlarına bağlıdır. Başka bir deyişle bir destekleme sistemine gelen toplam yükü veya toprak basıncı dağılımını doğru olarak belirlemek için, oluşacak deformasyonları doğru olarak belirlemek gerekir.

Zemin dayanma yapıları toprak kütlelerinin yanal hareketini önlerken, zemin ile yapının değme yüzeyinde oluşan basınca "yanal toprak basıncı" denir ve **(2.1)** bağıntısı ile hesaplanır.

$$P_h = K.P_v \qquad \textbf{(2.1)}$$

Bu bağıntıda P_h yanal toprak basıncını, P_h düşey basıncı, K ise yanal toprak basıncı katsayısını ifade eder.

Yanal toprak basıncı dağılımı, şiddeti, büyüklüğü ve bileşke tatbik noktası yalnızca duvar arkasındaki toprağın özelliklerine bağlı olmayıp aynı zamanda yapı ile toprağın birbirlerine göre relatif hareketine de bağlı olan bu basınç için aşağıdaki sınır değerler tarif edilir;

1. Yapıya doğru harekete geçen zemin kütlesinin, yapıya dayandığı anda sistemin, kazı içine hareket etmesi sonucu meydana gelen "aktif toprak basıncı"

2. Sistemin arkasındaki zeminin sıkıştıracak biçimde arkaya doğru hareket etmesi sonucu zeminin, destekleme sistemine etkittiği ve sistemin yeter derecede zemine doğru yer değiştirmesinden meydana gelen "pasif toprak basıncı"

3. Duvar zemine ya da zeminin duvara göre hiç hareket etmediği durumda oluşan "sükunetteki toprak basıncı".

İstinat yapılarına etkiyen yanal toprak basınçlarının hesaplanmasında, plastisite teorisinden hareket eden Rankine Teorisi ve Coulomb tarafından geliştirilen Kama Teorisi yaygın olarak kullanılmaktadır.

2.1 Rankine Teorisi

Rankine Teorisi, bir zemin ortamda, zemin ortamın plastik denge durumuna ulaştığıandaki gerilmeleri dikkate alır. Zemin ortamın her noktasında kırılma varsa, böyle birduruma, plastik denge denilir. Rankine durumunda yanal zemin basınçları düşeyyüzlü duvar arkasına yatay olarak etkir. Diğer bir değişle, Rankine Teorisi'nde duvararkası ile zemin arasında bir sürtünmenin olmadığı ($\delta=0^o$), duvar arka yüzününpürüzsüz olduğu kabul edilir. Bu kabul, yanal zemin basınçlarının hesaplanmasınıson derece kolaylastırırken, gerçekte duvar arkası ile zemin arasında bir miktarsürtünme vardır. Buna göre Rankine;

- Zeminin üst yüzü ile bileşke kuvvet birbirine paraleldir,
- Duvarla zemin arasında sürtünme yoktur,
- Duvar arkasındaki zemin homojen ve izotroptur,
- Zemin üçgen bir kama olarak kırılır,
- Kırılma iki boyutlu bir problemdir

kabullerini yapar (Dağdeviren, 2014).

2.1.1 Sükunetteki toprak basıncı

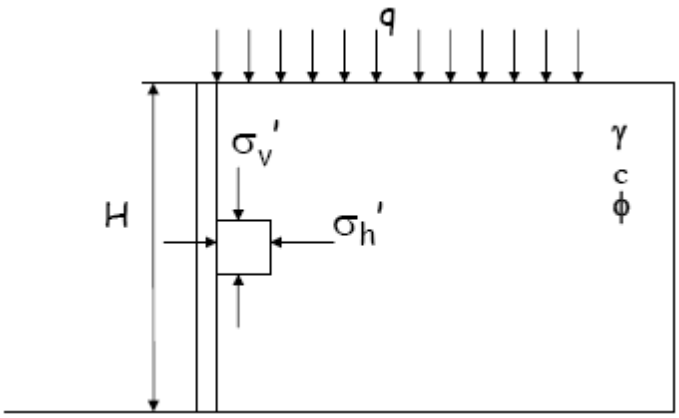
Homojen doğal bir zemin tabakası içinde yer alan duvarın önü boşaltılırken herhangi bir yer değiştirme meydana gelmezse bu duvara etkiyen toprak basıncı sükunetteki toprak basıncı (p_0) adını alır. Örneğin, kaya gibi sıkışmayan zeminlere veya kazıklı temeller üzerine inşa edilen istinat duvarlarının, tünel ve benzeri yapılar için seçilen kapalı betonarme kesitlerin hesabı sükunetteki toprak basınçlarına göre yapılır. Burada bir düşey duvara z derinliğinde etkiyen P_0 değeri, **(2.2)** bağıntısı ile hesaplanırken, sükunetteki toprak basıncı katsayısı hesabında **(2.3)** bağıntısı kullanılır.

$$P_0 = \gamma z K_0 \tag{2.2}$$

$$K_0 = (1 - \sin\phi)(AKO)^{\sin\phi} \tag{2.3}$$

Burada K_0 sükunetteki toprak basıncı katsayısı, ϕ zeminin içsel sürtünme açısı, AKO ise zeminin aşırı konsolidasyon oranıdır.

Duvara etkiyen gerilmeler Şekil 2.1'de gösterilmekte olup, sükunetteki toprak basıncı katsayısını veren bir diğer bağıntı **(2.4)**'te verilmiştir.



Şekil 2.1 : Sükunetteki yatay zemin itkisi (Berilgen, 2012).

$$K_0 = \sigma_h'/\sigma_v' \qquad \textbf{(2.4)}$$

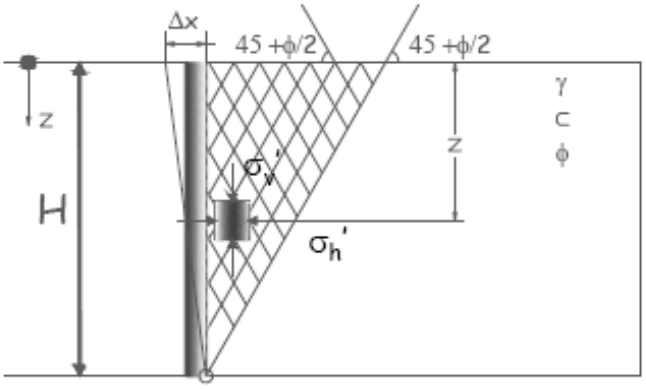
Tipik K_0 değerleri Çizelge 2.1'de verilmiştir (Berilgen, 2012).

Çizelge 2.1 : Tipik K_0değerleri (Berilgen, 2012).

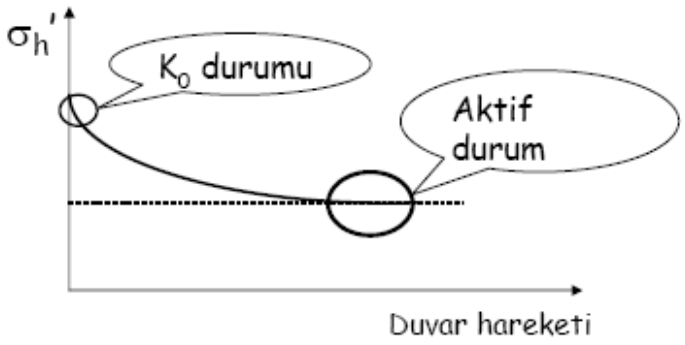
Zemin	K'_o (Efektif,Drenajlı)
Yumuşak kil	0.6
Katı kil	0.5
Gevşek kum ve çakıl	0.6
Sıkı kum ve çakıl	0.4
Aşırı konsolide kil	0.6->1
Sıkıştırılmış yarı doygun kil	0.4-0.7

2.1.2 Aktif toprak basıncı

Arkasında zemin tutan bir perde, zeminden uzaklaşacak yönde hareket ederse Aktif Toprak Basıncı oluşur.Şekil 2.2'de aktif toprak basıncı şematik olarak gösterilmekte olup, yer değiştirmeye bağlı gerilme değişimi ise Şekil 2.3'de verilmiştir. Buna göre; duvar zeminden uzaklaşmaya başladığında, σ_h' değeri azalmaya başlar ve göçme oluşuncaya kadar azalmaya devam eder.



Şekil 2.2 : Aktif toprak basıncı (Berilgen, 2012).



Şekil 2.3 : Yer değiştirmeye bağlı gerilme değişimi (Berilgen, 2012).

Şekil 2.4.a'daki gibi arkasında zemin tutan bir perde düşey, arkasındaki zemin yatay ve duvar/zeminarasındaki sürtünme açısı δ=0 ise herhangi bir z derinliğindeki noktaya etkiyen aktif toprak basıncı P_A ile gösterilirse, (α=90°, β=0°, δ=0°), kumlu zeminlerde, (c=0 hali), aşağıdaki bağıntı **(2.5)** yazılabilmektedir (Kumbasar ve Kip, 1999).

$$P_a = \gamma z tg^2(45 - \phi/2) \quad \textbf{(2.5)}$$

Killi zeminlerde, (c, ϕ hali), ise P_a aşağıdaki bağıntı **(2.6)** ile edilebilmektedir (Şekil 2.4.b) (Kumbasar ve Kip, 1999),

$$P_a = \gamma z tg^2(45 - \phi/2) - 2ctg(45 - \phi/2) \quad \textbf{(2.6)}$$

Aktif toprak basıncı katsayısı, K_a, aşağıdaki bağıntı **(2.7)** ile hesaplanabilmektedir.

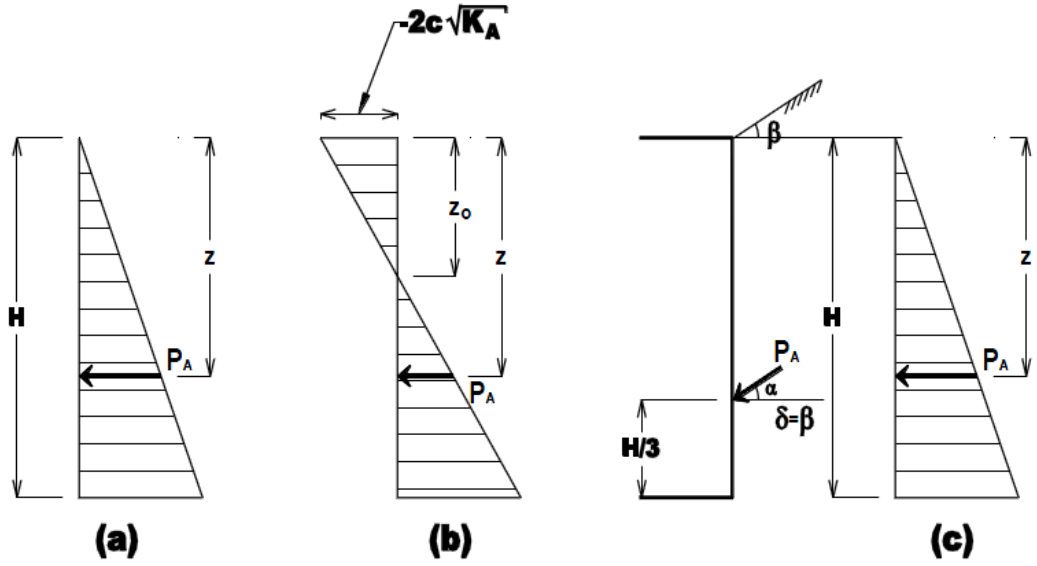
$$K_a = tg^2(45 - \phi/2) \quad \textbf{(2.7)}$$

P_a = 0 olan derinlik aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır **(2.8)**.

$$z_0 = 2c/\gamma\sqrt{K_a} \tag{2.8}$$

Kumlu zeminlerde eğik duvar arkası dolgusu halinde (β ≠ 0), zemin yüzüne paralel aktif toprak basıncı aşağıdaki bağıntı **(2.9)** ile hesaplanır (Şekil 2.4.c) (Kumbasar ve Kip, 1999).

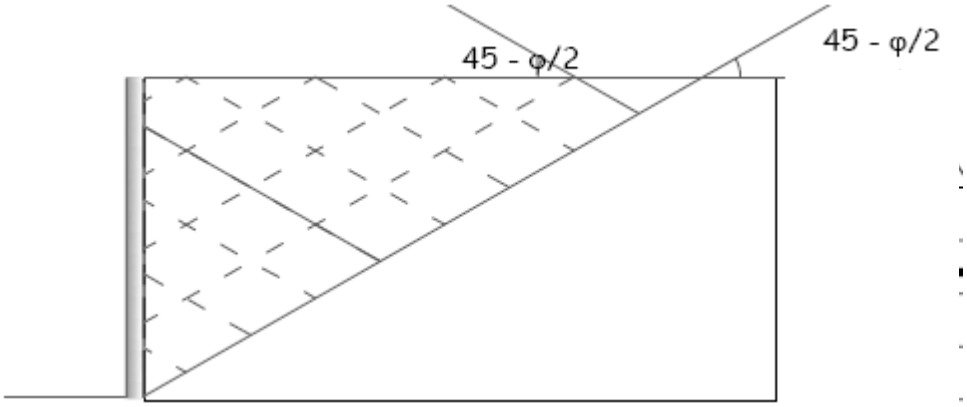
$$P_a = \gamma z \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \cos\beta \tag{2.9}$$



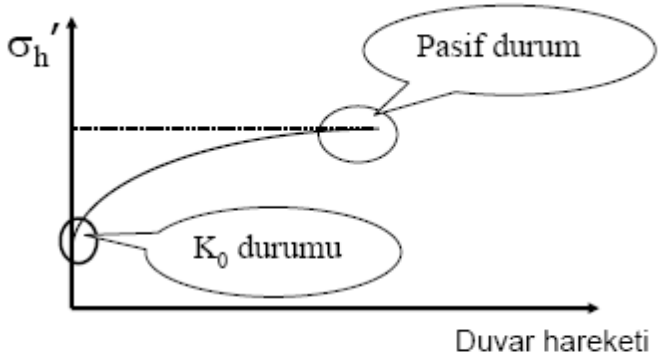
Şekil 2.4 : Rankine aktif toprak basınçları (Kumbasar ve Kip, 1999).

2.1.3 Pasif toprak basıncı

Duvar, zemine doğru hareket ederse pasif toprak basıncı meydana gelir. Şekil 2.5'te pasif toprak basıncı şematik olarak gösterilmekte olup, yer değiştirmeye bağlı gerilme değişimi ise Şekil 2.6'de verilmiştir. Buna gore, duvar zemin içine doğru hareket ettiğinde, σ'_v aynı kalır, σ'_h göçme durumu oluşana kadar artar.



Şekil 2.5 : Pasif toprak basıncı (Berilgen, 2012).



Şekil 2.6 : Yer değiştirmeye bağlı gerilme değişimi (Berilgen, 2012).

Arkasında üst yüzü yatay bir zemin taşıyan sürtünmesiz düşey bir duvarın (α=90°, β=0°, δ=0°) herhangi bir z derinliğindeki noktasına etkiyen aktif toprak basıncı $P_p$ile gösterilirse kumlu zeminlerde (c=0 hali) aşağıdaki bağıntı **(2.10)** yazılabilmektedir (Şekil 2.7.a) (Kumbasar ve Kip, 1999).

$$P_p = \gamma z tg^2(45 + \phi/2) \quad \textbf{(2.10)}$$

Killi zeminlerde (c, ϕ hali) P_p aşağıdaki bağıntı **(2.11)** ile hesaplanabilmektedir (Şekil 2.7.b) (Kumbasar ve Kip, 1999).

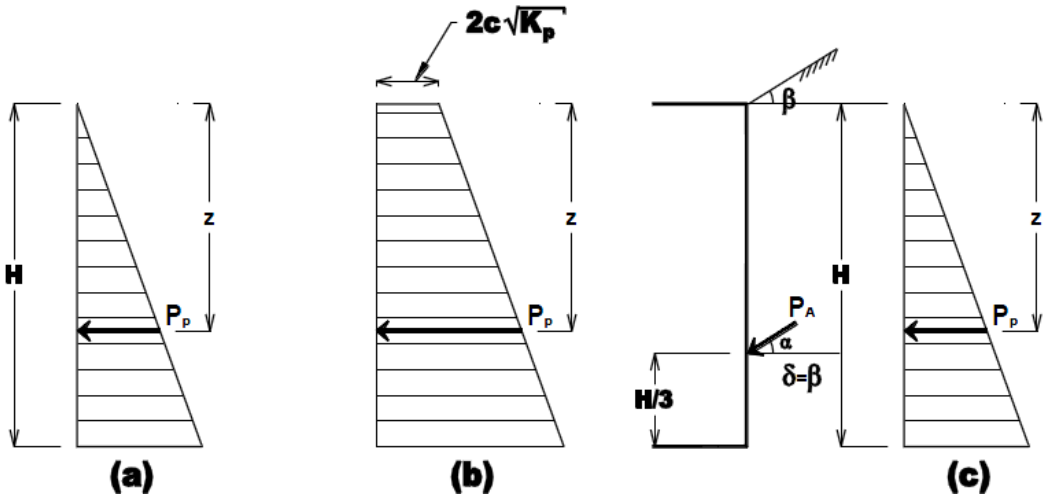
$$P_p = \gamma z tg^2(45 + \phi/2) + 2ctg(45 + \phi/2) \quad \textbf{(2.11)}$$

Pasif toprak basıncı katsayısı, *Kp*, aşağıdaki bağıntı **(2.12)** ile hesaplanabilmektedir.

$$K_p = tg^2(45 + \phi/2) \quad \textbf{(2.12)}$$

Kumlu zeminlerde eğik duvar arkası dolgusu halinde (β ≠ 0), zemin yüzüne paralel pasif toprak basıncı aşağıdaki bağıntı **(2.13)** ile hesaplanır (Şekil 2.7.c) (Kumbasar ve Kip, 1999).

$$P_p = \gamma z \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \cos\beta \qquad \textbf{(2.13)}$$



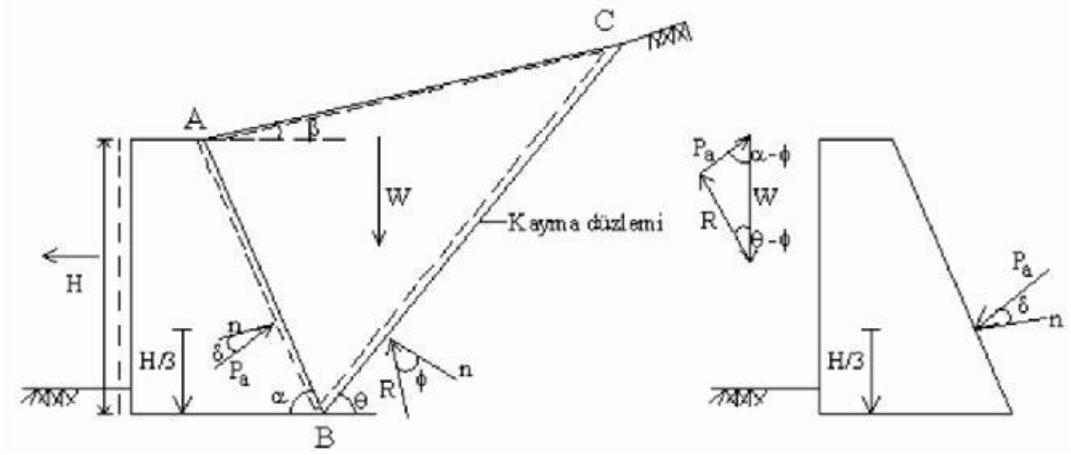
Şekil 2.7 : Rankine pasif toprak basınçları (Kumbasar ve Kip, 1999).

2.2 Cloumb Teorisi – Kama Metodu

Cloumb teorisi, Rankine teorisinin aksine arka zeminin yatayla bir açı yaptığını dikkate alır.En önemli özelliği duvar arkasında sürtünme olduğunun kabul edilmesidir. Duvar düşey değildir.Kohezyonsuz zeminlerde, duvar arkasından kayan kütle üçgen şeklindedir (kama). Zemin homojen ve izotroptur.Kayma yüzeyi düzlemsel olarak kabul edilmektedir. Perdeye gelen yanal basınçları, (α≠0, β≠0, δ≠0) kumlu zemin (c=0) halinde bir formülle vermiştir.

2.2.1 Aktif toprak basıncı

Cloumb Teorisi, kohezyonsuz zeminlerde aktif durum için (duvar öne doğru hareket ederken) arkada oluşan üçgen kamanın aşağı doğru hareketini (kaymasını) dikkate alır (Şekil 2.8).



Şekil 2.8 : Cloumb aktif toprak basıncı kayma kaması

Cloumb'a göre aktif basınç aşağıdaki bağıntı **(2.14)** ile bulunur (Kumbasar ve Kip, 1999).

$$P_a = \frac{1}{2}\gamma \frac{1}{\sin\alpha \cos\delta} K_a h^2 \qquad \textbf{(2.14)}$$

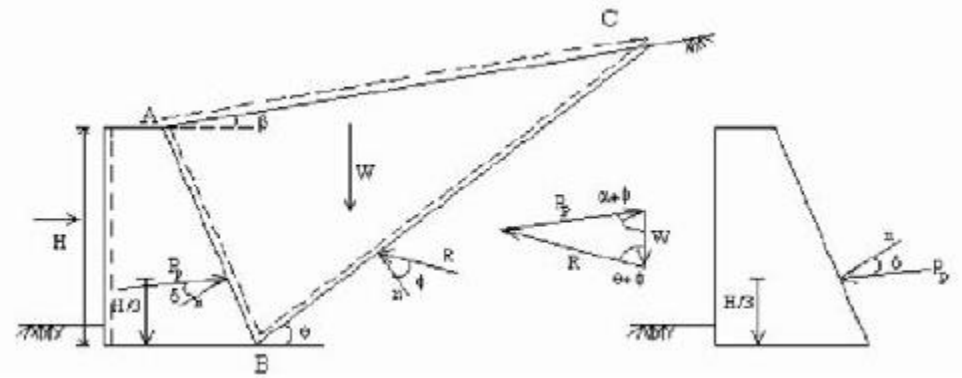
Aktif toprak basıncı katsayısı aşağıdaki bağıntı **(2.15)** ile hesaplanır (Kumbasar ve Kip, 1999).

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha+\phi)\cos\delta}{\sin\alpha \sin(\alpha-\delta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\alpha+\phi)\sin(\phi-\beta)}{\sin(\alpha-\delta)\sin(\alpha+\beta)}}\right]^2} \qquad \textbf{(2.15)}$$

Burada ϕ değeri, BC kayma düzlemindeki sürtünme açısı iken δ değeri duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısıdır.

2.2.2 Pasif toprak basıncı

Koheazyonsuz zeminler için pasif durumda duvar arkaya doğru hareket ederken üçgen kama yukarı doğru kareket eder (Şekil 2.9).



Şekil 2.9 : Cloumb pasif toprak basıncı kayma kaması

Pasif basınç aşağıdaki bağıntı **(2.16)** ile bulunur (Kumbasar ve Kip, 1999).

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma \frac{1}{\sin\alpha \cos\delta} K_p h^2 \tag{2.16}$$

Pasif toprak basıncı katsayısı K_p aşağıdaki bağıntı **(2.17)** ile hesaplanır (Kumbasar ve Kip, 1999).

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

2.3 Toprak Basıncına İlave Yükler

Toprak basıncı dağılımının belirlenmesinde, sürşarj yükleri ve yer altı suyunun durumu da dikkate alınmalıdır.

İksa yapısı üzerinde çeşitli nedenlerden dolayı sürşarj yükü oluşabilir. Bu yükler yapısal yükler olabildiği gibi, araçlardan, yerüstü depolarından, arka dolgu sıkıştırma ekipmanlarından veya diğer nedenlerden ileri gelebilir.

Duvar arkasında zemin yüzeyini tamamen kaplayan bir yayılı yük (q) mevcut ise, z derinliğinde etki eden ilave aktif toprak basıncı **(2.18)** bağıntısı ile hesaplanır (Özkorkmaz, 2013).

$$P_a = K_a . q \tag{2.18}$$

İksa yapısının yapılacağı zemin çevresinde yer altı suyunun bulunması halinde ise toprak basıncına ilave bir su basıncı etkiyecektir. Bu durumda meydana gelecek toprak basıncı ise aşağıdaki bağıntı **(2.19)** ile hesaplanmaktadır (Özkorkmaz, 2013).

$$P_a = K_a[\gamma_w z_w + \gamma'(z - z_w)] \qquad \textbf{(2.19)}$$

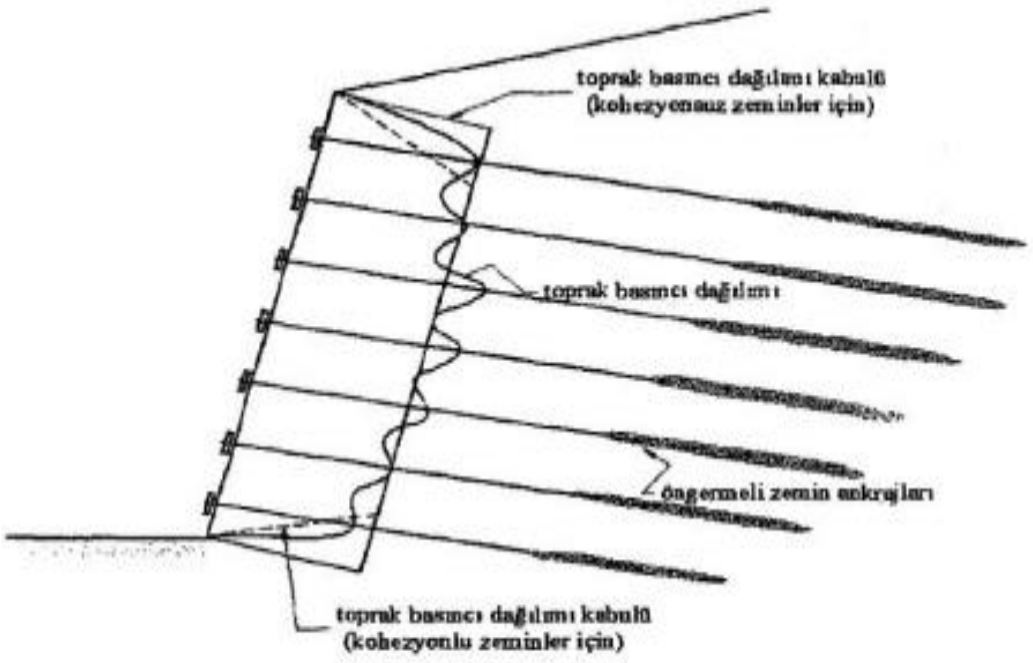
2.4 İksa Sistemlerine Etkiyen Toprak Basınçları

Rankine ve Coulomb tarafından geliştirilen toprak basıncı teorileri dayanmaduvarlarına, zemine ankastre perde duvarlara, tek sıra yatay destekli veya ankrajlızemine sabit mesnetli veya ankastre perde duvarlara uygulanabilmekle beraber, çoksıra yatay destekli veya ankrajlı destekleme sistemlerine uygulanamazlar. Bu çok sıradestekli sistemlerin yapılış aşamalarının, deformasyon biçiminin ve sistemin göçmemekanizmasının diğerlerinden farklı olması ile açıklanabilir (Özbek, 2009).

Derin kazı destekleme sistemlerinin rijitlikleri istinat yapılarına göre daha azdır.Ayrıca destekleme sistemlerinde, bölgesel toprak basıncı yığılması sonucudestekleme sistemlerinin elemanlarında çok büyük yükler oluşmakta ve bununsonucunda da sistemin toptan göçmesine neden olabilecek bir ardışık göçmemekanizması meydana gelebilmektedir. Bu sebepten desteklerin tasarımı, destekleregelebilecek yüklerin ortalamasına göre değil de oluşabilecek maksimum yatay destekyüklerine göre yapılmalıdır. Çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerinin yapımaşamasındaki davranışı şu şekilde açıklanabilir (Berilgen, 1996);

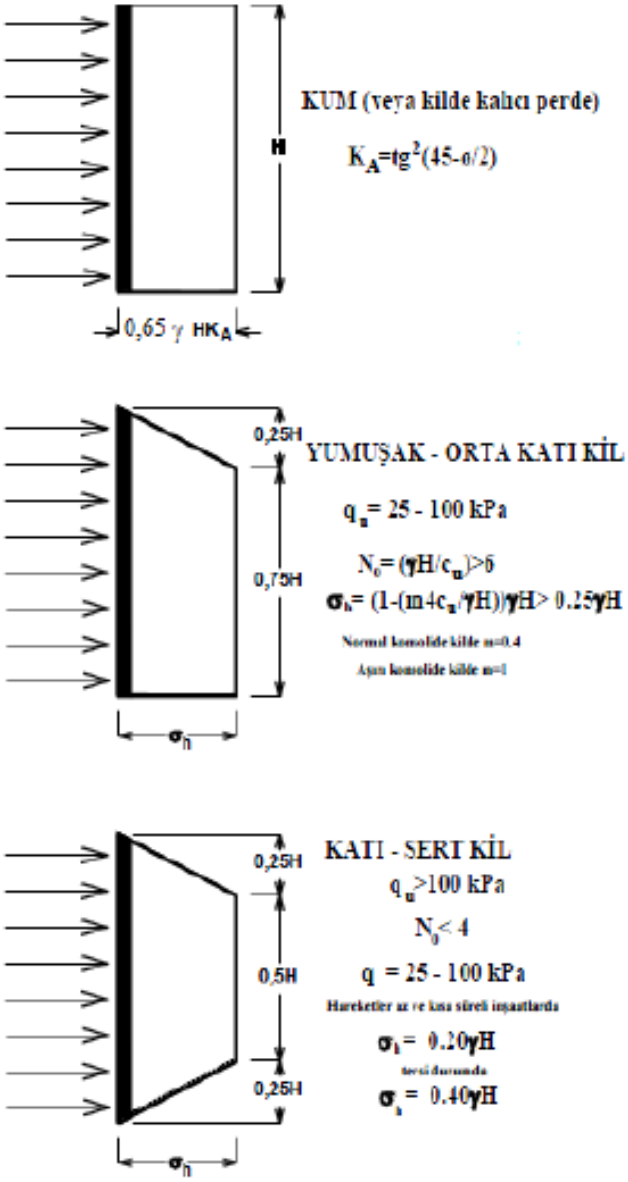
Düşey destekleme sistemi yapıldıktan sonra birinci sıra ankrajın yerleştirileceği kotakadar kazılır. Bu asama sırasında sistem ankastre konsol gibi çalışır ve bunun sonucuolarak destekleme sistemi, aşağı doğru lineer olarak artan aktif toprak basıncınamaruz kalır. Bu aşamada sistem kazı tabanı civarındaki bir nokta etrafında dönerekhareket eder. İkinci aşamanın başlangıcında ilk sıra ankraj yerleştirilir. Bununuygulayacağı itki ne kadar büyük olursa olsun destekleme sistemini ve zemini, kazıyapılmadan önceki durumuna döndüremez, ancak, ankrajdaki itki aktif toprakbasıncından büyükse, destekleme sistemine etkiyen basıncı arttırır. Ankrajınyerleştirilmesi ile oluşan toprak itkisi yaklaşık olarak ankraj kuvvetine eşittir (Özbek,2009).

Aradaki fark kazı tabanı seviyesi ve altındaki toprak basıncı dağılımının tam olarakbelirlenememesinden kaynaklanmaktadır. İkinci sıra ankrajı yerleştirmek için yapılankazı yeni yatay hareketlere yol açar ve oluşan bu hareketlerde ilk ankrajda yükkaybına ve bununla birlikte zeminde akmaya neden olur. İkinci sıra ankrajıngerilmesi, birinci sıra ankrajın tekrar gerilmesi ve bunun ardından yapılacak kazınedeniyle oluşacak yatay hareketler kabaca, parabolik olarak nitelendirilebilecekbasınç dağılımının oluşmasına yol açar. Bu da destekleme sisteminin arkasındaoluşan toprak basıncı dağılımının, sistemin kazıya doğru hareketine yol açan gerçektoprak basıncı dağılımından çok, ankraj kuvvetlerine bağlı olduğunu ortaya koyar(Özbek, 2009) (Sekil 2.10).

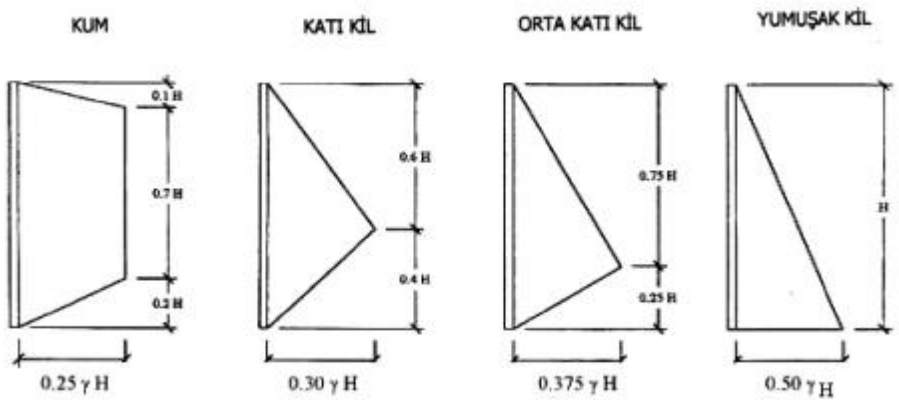


Şekil 2.10 : Çok sıra ankrajlı duvarda toprak basıncı dağılımı (Bowles, J. E., 1998).

Terzaghi ve Peck (1967) tarafından önerilen basitleştirilmiş toprak basıncı dağılımları Şekil 2.11'de, Tschebotarioff (1951) tarafından önerilen basitleştirilmiş toprak basıncı dağılımları ise Şekil 2.12'de verilmektedir.



Şekil 2.11 : Birleştirilmiş toprak basıncı dağılımları (Terzaghi ve Peck, 1967).



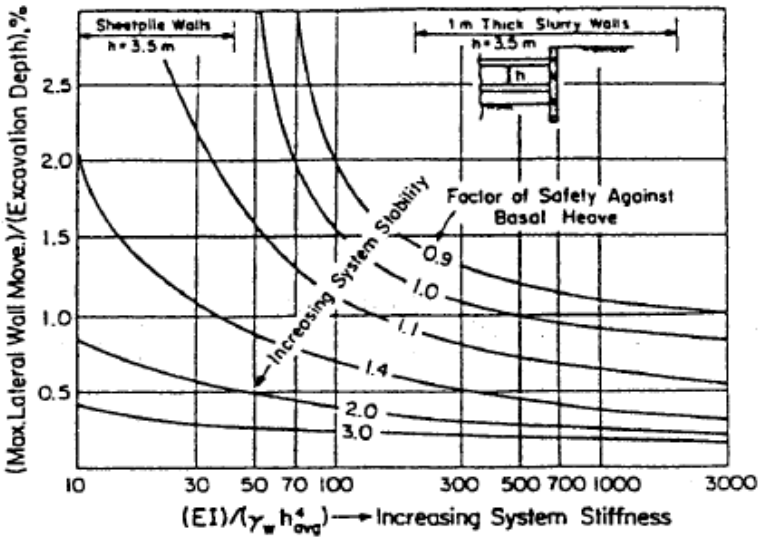
Şekil 2.12 : Birleştirilmiş toprak basıncı dağılımları (Tschebotarioff, 1951)

3. LİTERATÜR TARAMASI

İksa sistemlerinde meydana gelen yatay deformasyonlar, yatay zemin itkileri ve momentler geoteknik araştırmalarda önemli bir yer teşkil eder. Önceleri saha gözlemlerine göre iksa sistemlerinde meydana gelen yatay deplasmanlar hakkında tahminler yürütülmekteydi. Zamanla bilgisayarların kapasiteleri arttıkça, nümerik analiz programları da bir hayli geliştirilmiştir. Bu programlar kullanılarak iksa sistemlerinde ilk önce düzlem gerilme analizleri yapılmıştır.

Clough ve O'Rourke (1990), Ou et al. (1993), Wong at al. (1997), Carder (1995), Fernie ve Suckling (1996) tarafından iksa sistemlerinde yatay deformasyon ile ilgili saha gözlemlerine dayalı bazı tahminler yapılmıştır.

Clough ve O'Rourke (1990) sıkı kil/kum ve yumuşak-orta sert kil olmak üzere iki ana zemin sınıfını değerlendirmeye almıştır. Sert kil zeminde duvardaki maksimum yatay deplasmanın kazı derinliğinin %0.2'si olduğu tahmin edilmiştir. Yumuşak kil zemin için ise kazı taban kabarması ve sistem rijitliğinin etkileri dikkate alınarak bir grafik çıkarılmıştır (Şekil 3.1).



Şekil 3.1 : Sistem rijitliğine bağlı duvar deplasmanı tahmin grafiği (Cloug ve O'Rourke, 1990).

Bu grafikte sistem rijitliği;

Rijitlik = $\frac{EI}{\gamma_w s^4}$

E=Young modülü, I=atalet momenti, γ_w=su birim ağırlığı ve s=ortalama kazık aralığı.

olarak belirlenmiştir.

Konuyla ilgili Ou et al. tarafından on vaka analizi yapılmıştır (1993) ve maksimum duvar deplasmanlarının kazı derinliğinin %0.2 ile %0.5'i arasında olduğu öne sürülmüştür.

Carder(1995), sert zeminde yapılan iksa duvarının maksimum yatay deplasmanları üzerine çalışmıştır. Maksimum yatay duvar deplasmanının sistem rijitliğine bağlı olduğu fikrini ileri sürmüştür. Buna göre maksimum yatay deplasman sınırlarının; yüksek rijitlikteki iksa sistemlerinde kazı derinliğinin %0.125'i, orta derece rijitlikteki sistemlerde %0.2'si, düşük rijitlikteki sistemlerde ise %0.4'ü kadar olduğunu göstermiştir.

Fernie ve Suckling (1996), İngiltere zemini üzerinde çalışmış ve maksimum yatay deplasman değerlerinin, kazı derinliğinin %0.15'i ile %0.2'si arasında değiştiğini göstermiştir

Wong ve diğ. (1997), Singapur Central Expressway (CTE) Phase II projesindeki tünellerin inşası üzerine çalışmıştır. Bu proje kapsamında 2.4 km uzunluğundaki aç-kapa tünel inşaatı kazısı yapılmıştır. Bu kazılar; başta inklinometre, oturma noktası, piyezometre ve çatlakölçer olmak üzere 1400 adet enstrumanla gözlenmiştir.İksa sistemi olarak; diyafram duvar, fore kazıklı iksa sistemi, palplanş duvar ve H profil kazık duvar yöntemleri uygulanmıştır. Zemin profili; tortul tabaka altındaki yumuşak zemin ile Jurong Formasyonu'na ait ayrışmış kayadan meydana gelmektedir.

Yapılan kazılar iki gruba ayrılmıştır: yumuşak zemin tabakası kalınlığı kazı derinliğinin %90'ından az olan zemin grubu ile %60'ından az olan zemin grubu. Elde edilen deformasyon ve yanal basınç değerleri üzerine çalışılmıştır.

Çalışmalar sonucunda; kalınlığı 0.9H ve 0.6H'tan az olan, sert zemin üzerini örten yumuşak zeminlerde gerçekleştirilen kazılarda yer değiştirmelerin kazı derinliğinin %0.5 ve %0.35'inden az olduğu sonucuna varılmıştır.

Zemin tipinin yanı sıra farklı destek elemanlarının da deplasmanlar üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Bu kapsamda; ankrajla desteklenen iksa duvarında, strut ile desteklenen duvara göre daha az maksimum yatay deplasman gözlemlenmiştir. Bunun sebebi; ankraj koyulmadan önce efektif gerilmede daha az bir rahatlama olması ve strutlı sisteme kıyasla ankarajlarda uygulanan yüksek öngerme olarak açıklanmıştır (Wong ve diğ., 1997).

Sert zemin üzerini örten, kalınlıkları 0.9H ve 0.6H'tan az olan çeşitli kalınlıklardan oluşan zemin tabakalı kazılar için görünürdeki maksimum toprak basınçları 0.6γH ve 0.25γH değerlerinden daha düşüktür. Kazı üst seviyelerinde elde edilen yatay zemin itkisi tahmin edilen değerlerden daha yüksektir. Bu durum ilk destek seviyesinin yüksek pozisyonunun bir sonucu olabilir (Wong ve diğ., 1997).

Whittle ve diğ. (1991), zemin deformasyonları ile ilgili güvenilir analitik tahminlerde bulunabilmenin zorlukları konusuna değinmiştir. Bu zorlukların sebepleri; analitik modelde kullanılan saha etüdü ve geometrik yaklaşımdaki kısıtlamalar, yetersiz laboratuar ve saha çalışmaları sebebiyle mühendislik parametrelerinin seçilmesindeki belirsizlikler, sonlu eleman modelinde kullanılan temel davranışın yaklaşık gösterimleri ve inşaat sürecinin sonlu elemanlar yöntemiyle kolaylıkla analiz edilemeyecek bazı aktiviteleri olarak sıralanmıştır.Bu çalışma; sonlu elemanlar analizi ile saha ölçümlemelerinden elde edilen sonuçların karşılaştırılması iyi bir örnektir.

Boston'daki yedi katlı Boston Postane Meydanı'ndaki yer altı otoparkı kazısı sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiştir.Garaj, Boston'ın finansal bölgesinin kalbinde 6880 m^2'lik bir alanı kaplamakta olup, garaj çevresinde işlek caddeler ve 40 bina katı yüksekliğinde binalar yer almaktadır.

Garaj dizaynında; -21 m derinlikteki anakaya içine kadar uzanan 90 cm kalınlığındaki diyafram duvar kalıcı destek sistemi olarak kullanılmıştır. Bu çevre duvar, iç kolonlarla desteklenen kat döşemelerine bağlanmaktadır. Diyafram duvar ve iç kolonlar kazıdan önce slurry trench yöntemi ile yapılmıştır. Sahada 15 adet

sondaj kuyusu açılmış olup, zemin profilinin dolgu, düşük plastisiteli kil, sıkı-çok sıkı kum, ayrışmış kiltaşı birikintisi ve sağlam kaya tabakalarından oluştuğu görülmüştür. Yer altı suyu seviyesi yüzeyden 2.3-2.9 m derinliktedir.

Kazının iki boyutlu analizi sonlu eleman modeli ile çözüm yapan ABAQUS programı ile yapılmıştır. Dolgu, kum ve kaya Drucker-Prager kırılım kriteri kullanılarak, kil tabakası ise Whittle tarafından geliştirilen MIT-E3 efektif gerilme zemin modeli kullanılarak modellenmiştir. Kazı "Top-Down" yani yukarıdan aşağıya doğru inşaat yöntemi ile modellenmiştir. İnşaat süresince oldukça zorlanacak olan kent içi ulaşımı ve araç trafiğinin kazıları esnasında, daha büyük problemlerle karşılaşılmasını önlemek amacıyla trafik akışının en kısa sürede sağlanmasına gerek duyulması "Top-Down" yönteminin tercih edilmesinde en büyük etkenlerden biri olduğu belirtilmiştir. Analizde bu süreç; drenajsız kazı, betonun kürü ve kısmı drenaj için bekleme süresi ve tamamlanmış kat döşemesine uygun yapı elemanlarının inşası olmak üzere üç ana aşamada modellenmiştir.

Çatı döşemesi, üçüncü kat ve altıncı kat aşamalarında elde edilen analiz değerleri ile sahada ölçülen değerler ile karşılaştırılmıştır.Aşama 10 yani çatı döşemesi inşasından önce 6 m'lik maksimum derinlikteki kazı desteksiz durumda olup diyafram duvar konsol durumda çalışmaktadır. Taban yerdeğiştirmesi 2 mm'den az olup maksimum deplasman (15-28 mm) duvarın en üst noktasında gerçekleşmiştir. Yapı, çatı katından üçüncü kata (Aşama 10-19) ilerledikçe maksimum deplasman noktası üçüncü kat kotuna (-4.6 m) doğru kayarken duvar üst noktasında daha az bir ilave deplasman meydana gelmiştir. Aşama 19'dan sonra maksimum yatay deplasman değerlerinde küçük bir değişiklik meydana gelmiş olup maksimum deplasman noktası kil tabakasının altına doğru ilerlemiştir (-10.7 ± 1.5 m, Aşama 28). Duvar tabanındaki yer değiştirme (±) 3 mm'den az iken, maksimum yer değiştirme değeri 40 - 50 mm aralığında elde edilmiştir.

Aşama 10'da duvarın üst noktasında meydana gelen 20 mm'lik maksimum deplasman değeri saha ölçümleriyle yaklaşık olarak uyuşmaktadır. Ancak son iki aşamada (Aşama 19-28) analiz değerleri 20 mm'lik bir yer değiştirme gösterirken inklinometre değerleri 30 – 40 mm aralığında değerler vermiştir. Duvar tabanının sabitliği ve 19 – 28 aşamaları arası küçük deplasman artışları gibi diğer analiz değerleri ise saha ölçümleri ile uyum içerisindedir. Maksimum deplasmanlarda

görülen bu farkın, çatı ve normal kat döşemelerinin yapım sonrası davranışlarından kaynaklanmış olabileceği düşünülmüştür. Analizde kat inşası tamamlandıktan sonra duvar deplasmanı meydana gelmez, ancak gerçekte betonun kürlenmesi ve hava şartlarındaki değişikliklerden kaynaklanan büzüşme ve şişme olayları yapının rijitliğini etkilemektedir (Whittle ve diğ, 1991). Bu nedenle modelde bu destek elemanları yay elemanlar tanımlanarak yeniden oluşturulmuştur. Yeniden oluşturulan modelden elde edilen analiz sonuçları ise saha ölçümleriyle uyum göstermiştir.

Analiz sonuçlarının saha ölçümleriyle karşılaştırılması konusunda bir başka çalışma Ou ve Lai (1994) tarafından yapılmıştır. Kum ve kil tabakalı zeminde yapılan derin kazılar sonlu eleman yöntemi ile analiz edilmiştir. Analizlerde Finno (1983) tarafından geliştirilen JFEST adlı analiz programı kullanılmıştır. Kohezyonlu zeminler için Modifiye Cam Kili (MCC), kohezyonsuz zeminler için ise hiperbolik zemin modeli kullanılmıştır. Chi-Ching Binası, Chi-Chyang Binası ve Taipei Dünya Ticaret Merkez Ofis Binası'na ait kazılar analiz edilmiştir.

Taipei'de yer alan Chi-Ching binasının maksimum kazı derinliği 13.2 m'dir. İksa yapısı olarak 70 cm kalınlığında ve 28 m derinliğinde diyafram duvar uygulanmıştır. Bina kazısı Top-Down yöntemi kullanılarak dört aşamada tamamlanmıştır. İlk üç aşamada betonarme kat döşemesi, son aşamada ise geçici çelik borular yatay destek olarak uygulanmıştır. Yer altı suyu seviyesi yüzeyden 3 m derinlikte iken, kazı başlamadan önce 8.4 m'ye, üçüncü aşamada ise 12 m'ye kadar düşürülmüştür. Dikdörtgen şeklindeki kazı sahasının her bir cephesinin merkezine inklinometre yerleştirilmiş olup, 26 m derinliğe kadar ölçümleme yapılmıştır.

Analizlerde, zemin ve diyafram duvar için 8 düğüm noktalı dörtgen sonlu eleman kullanılmış olup, duvar ve yatay desteklerin lineer elastik davrandığı kabul edilmiştir. Sonuç olarak; ölçülen ve hesaplanan duvar deplasmanları, yanal basınç ve moment değerleri karşılaştırılmış ve analiz sonuçlarının saha ölçümlerine oldukça yakın olduğu görülmüştür.

Chi-Chyang binasının maksimum kazı derinliği 13.6 m'dir. İksa yapısı olarak 70 cm kalınlığında ve 14.4 m derinliğinde diyafram duvar uygulanmıştır. Bina kazısı, siltli kum ve siltli kil zemin tabakaları boyunca, Top-Down yöntemi kullanılarak dört aşamada tamamlanmıştır. İlk üç aşamada betonarme kat döşemesi, son aşamada ise

geçici çelik borular yatay destek olarak uygulanmıştır. Yer altı suyu seviyesi yüzeyden 3 m derinlikte iken, kazı başlamadan önce 8.6 m'ye, üçüncü aşamada ise 12 m'ye kadar düşürülmüştür. Dikdörtgen şeklindeki kazı sahasının karşılıklı iki cephesinin merkezine inklinometre yerleştirilmiş olup, 26 m derinliğe kadar ölçümleme yapılmıştır.Zemin koşulları, Chi-Ching bina sahasının koşulları ile benzerdir. Bu nedenle aynı zemin parametreleri Chi-Chyang binasının analizinde de kullanılmıştır. Analiz sonucunda hesaplanan ve ölçülen duvar deplasman değerlerinin birbirine oldukça yakın çıktığı görülmüştür.

Taipei Dünya Ticaret Merkezi ofis binası maksimum 14.1 m kazı derinliğine sahip olup, bottom-up (aşağıdan yukarıya) yöntemi ile beş aşamada inşa edilmiştir. İstinat duvarı olarak 70 cm kalınlığında ve 30 m derinliğinde diyafram duvar uygulanmış olup bu duvar yatayda dört sıra geçici çelik borular ile desteklenmiştir. Kazı sahası dikdörtgen şeklindedir. Duvar deformasyonları duvar derinliği boyunca kazının bir cephesine konulan inklinometre ile ölçülmüştür. Diyafram duvar malzeme özellikleri Chi-Ching binasının diyafram duvarına ait özelliklerle aynıdır. Proje sahasındakidolgu ve yumuşak kil birleşiminden oluşan birinci zemin tabakası için hiperbolik model, geriye kalan normal konsolide durumdaki zemin tabakaları için ise Modifiye Cam Kili (MCC) zemin modeli kullanılmıştır.

Sonuç olarak; her üç binaya ait kazının analizinde saha ölçümlerine yakın deplasman değerleri elde edilmiştir. Burada ölçümler, köşe etkisinden kaçınmak için kazı cephelerinin merkezinden alınmıştır.

Saha ölçümlerinin düzlem gerilme analiz sonuçları ile karşılaştırılması üzerine bir başka çalışma Kuruoğlu ve diğ. (1998)tarafından yapılmıştır. İzmir Hafif Raylı Sistem Projesi kapsamında yapılan iki adet istasyon kazısını incelemişlerdir. Söz konusu kazılarda iksa sistemi olarak içten çelik borularla destekli rijit diyafram duvarlar kullanılmıştır. İnşaat aşamasında; duvar deplasmanları, diyafram duvar içerisine ve gerisine yerleştirilen inklinometreler ile, iksalara gelen yükler ise çelik boru iksalara yerleştirilen yük hücreleri ile sürekli olarak izlenmiştir.

İstasyonlardan Basmane İstasyonu yaklaşık 190 m uzunluğunda olup, maksimum kazı derinliği 16 m, genişliği ise 20 m'dir. Diğer istasyon Çankaya İstasyonu ise yaklışık 125 m uzunluğunda olup, maksimum kazı derinliği 18 m, genişliği 20

m'dir.Zemin profilini genel olarak, yüzeyde sınırlı kalınlıktaki dolguların altındaki deniz çökelleri ve 25-30 m derinliklerde ise çok katı dert killerden oluşan karasal çökellerden oluşmaktadır. Ayrıca deniz çökellerinin içerisinde siltli kum/killi kum niteliğinde bant ve mercekler yer almaktadır.

Kazının iki boyutlu analizi sonlu eleman modeli ile çözüm yapan PLAXIS programı ile yapılmıştır. Zemin için elasto-plastik malzeme modeli olan Mohr-Coulomb modeli kullanılmıştır. Özel yapısal elemanlar kullanılarak diyafram duvar ve çelik borular tanımlanmış ve sırasıyla bütün kazı aşamaları modellenmiştir.

Analizlerde hesaplanan duvar deplasmanları ile saha ölçümlerinin uyumlu olduğu görülmüştür. Ayrıca istasyon kazılarında ölçülen iksa yükleri, sonlu eleman yöntemi kullanılarak hesaplanan iksa yükleri ile karşılaştırılmıştır ve sonuç olarak hesaplanan yük değerleri sahada ölçülen değerlerden daha fazla çıkmıştır. Üst iki sıra desteklerdeki ölçülen yükler hesaplanan değerlerle uyumlu olup, alt sıra desteklerdeki yüklerin hesaplanan değerlerden mertebe farkı ile düşük olduğu görülmüştür.

Çalışan (2005), Ankara kilinde yapılan bir kazı için düzlem gerilme analizi ile saha ölçümlerini karşılaştıran bir çalışma yapmıştır. Ankara-Gaziosmanpaşa'da bir otel inşaatı için 27 m derinliğinde kazı yapılmıştır.1100 m^2'lik inşaat alanı binalar ve yollarla çevrilidir. İksa sistemi olarak; binalara komşu olan cephelerde 100cm arayla 80cm çapında kazıklar, diğer cephelerde ise 120 cm arayla 65'lik kazıklar uygulanmış olup, bu kazıklar 120 cm yatay arayla dokuz sıra ankrajla desteklenmiştir.

Bu kazının düzlem gerilme analizlerinde PLAXIS programı kullanılmıştır. YapılanPlaxis analizlerinden elde edilen değerlerin saha ölçümlerine göre oldukça yüksek olduğu görülmüştür. Bunun sebebi düzlem gerilme analizlerinin köşe etkisini hesaba katmaması olarak açıklanabilir (Çalışan, 2005).

Kazı sırasında meydana gelen deformasyon ve oturmalar, düzlem gerilme sonlu eleman modeli kullanılarak bir çok araştırmacı tarafından analiz edilmiştir. Ancak, daha önce yapılan sonlu eleman çalışmaları ve bir vaka analizi (Ou, 1996) gösteriyor ki bir kazının köşesi (özellikle de kısa duvarlı kazılarda) duvarın deformasyon davranışını önemli ölçüde etkilemektedir.

Düzlem gerilme analizleri kısa uzunluktaki kazı duvarının merkez kesiti için genel olarak fazla güvenli sonuçlar verirken, üç boyutlu analizler daha gerçekçi deplasman değerleri hesaplamaktadır. Kazının davranışı genel olarak üç boyutludur. Teorik olarak, üç boyutlu sonlu eleman yöntemi işlenmiş ve işlenmemiş zeminin gerçek dağılımını yansıtabilir. Ancak geniş bilgisayar birikimi ve hesaplama zamanı gerektirmekte ve bu da analiz sürecinde zaman kaybına neden olmaktadır.

Ou ve Shiau (1998), üç boyutlu analiz sonuçlarının saha ölçümleri ile karşılaştırılması üzerine bir çalışma yapmıştır. Bu kapsamda, Taipei'de merkez sigorta binası için yapılan derin kazıyı incelemiştir. İncelenen yapı üç bodrum katı olan on dokuz katlı bir bina olup, kazı alanı 33.7 m x 51.9 m ölçülerindedir. İksa sistemi olarak 60 cm kalınlığında ve 23 m derinliğinde bir diyafram duvar kullanılmış olup, duvar yatayda üç sıra geçici çelik borularla desteklenmiştir. Yer altı suyu seviyesi yüzeyden 4 m aşağıda iken kazı sonrası 11.4 m'ye düşürülmüştür. Zemin profili, siltli kil ve killi kum içeren altı farklı tabakadan oluşmaktadır.

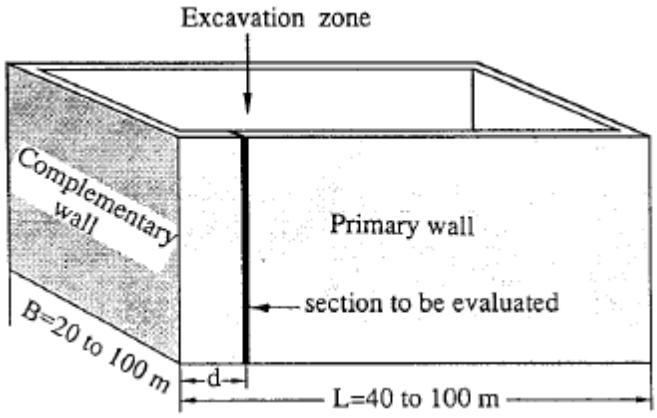
Yapılan analiz sonuçları her bir inklinometreden alınan ölçümlere oldukça yakın çıkmıştır. I-W ve I-E inklinometrelerinde meydana gelen deformason değerleri, I-S'dekine göre daha küçüktür. Bu durum; I-W ve I-E inklinometrelerinin iksa duvarının kısa kenarlarında yer almasından, diğer bir deyişle köşeye yakın olan noktalarda köşe etkisinin önemli bir rol oynamasından kaynaklanmaktadır.

Kazı sırasında bir iksa duvarının merkez kesitinde yatay ve düşey yönde meydana gelebilecek deformasyonlar birçok araştırmacı tarafından düzlem gerilme yani iki boyutlu sonlu eleman analizi kullanılarak incelenmiştir. Ancak tipik dikdörtgen kazılarda, özellikle de kısa duvarı olan kazılarda deplasman hesabı kazı köşesinin varlığından etkilenmektedir. Düzlem gerilme analizi özellikle kısa iksa duvarının merkezinde muhafazakar sonuçlar verebilmekte, köşeye yakın kesitlerde ise üç boyut etkisi hesaba katılmadığından gereğinden fazla güvenli tarafta kalmaktadır.

Ou ve diğ. (1996), bu konuyu araştırmak üzere iki boyutlu ve üç boyutlu analiz sonuçlarını karşılaştırabilmek için parametrik bir çalışma yapmışlardır. Bu çalışmada, üç boyutlu kazı davranışının özelliklerini incelemek için Taipei'de orta plastisitede siltli kil temel zemini seçilmiştir. Hipotetik kazı şekli dikdörtgendir. İksa yapısı olarak 70 cm kalınlığında ve 32 m uzunluğunda diyafram duvar kullanılmıştır.

Maksimum kazı derinliği 16 m'dir. Kazının, Top-Down yöntemi kullanılarak,kazı ve döşeme imalatlarının yapıldığı, toplam üç aşamada tamamlandığı kabul edilmiştir. Her kazı aşamasındaki duvar, betonarme döşeme ile desteklenmiştir.

Analiz edilen kazının görünüşü Şekil 3.2'de gösterilmektedir. Birincil duvar uzunluğunun duvar deplasmanı üzerindeki etkisinin anlaşılabilmesi amacıyla,tamamlayıcı duvarı sabit uzunlukta olmak üzere birincil duvar uzunluğu (L) 40 m ile 100 m arasında değişen kazılar modellenmiştir.



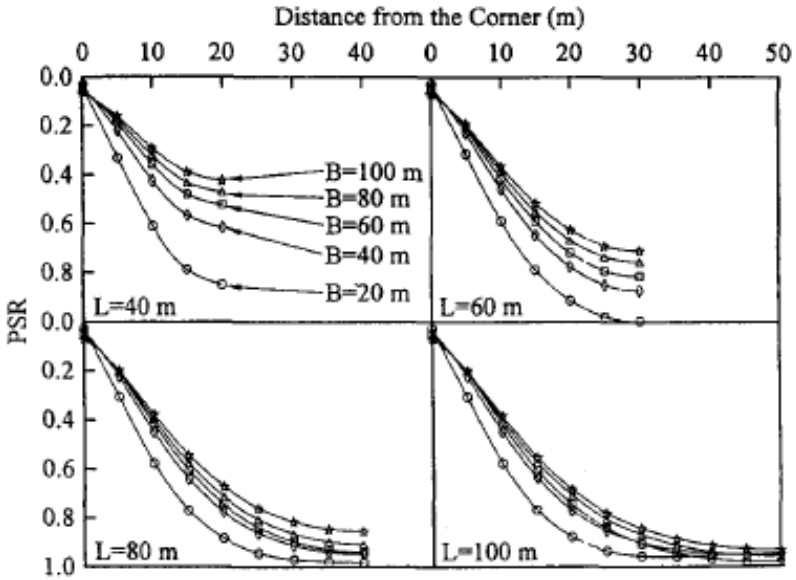
Şekil 3.2 : Parametrik çalışmada kullanılan modelgeometrisi (Ou ve diğ, 1996).

Üç boyutlu analizden elde edilen sonuçların düzlem gerilme sonuçlarıyla karşılaştırılması için, aynı program kullanılarak her kazı için düzlem gerilme analizleri yapılmıştır.

Kısa uzunluktaki tamamlayıcı duvar (örn; B = 20 m) için maksimum deplasman değerlerinin birbirine çok yakın olup, birincil duvar uzunluklarının bu deplasman değerleri üzerindeki etkileri görülememiştir. Köşeye olan mesafe yaklaşık 25 m iken deplasman değerinin birincil duvar uzunluğundan bağımsız olduğu görülmüştür. Ayrıca tamamlayıcı duvar uzunluğu (B) arttıkça iki boyutlu analiz sonuçlarının üç boyutlu analiz sonuçlarından uzaklaştığı görülmüştür.

Ou ve diğ. (1996), bu parametrik çalışma sonucunda bir duvar kesitine ait deformasyon davranışı tanımlamak amacıyla düzlem gerilme oranını (PSR) bulmuşlardır. Bu oran; aynı genişliğe sahip bir kazı kesitinde üç boyutlu analizden elde edilen maksimum yatay deplasman değerinin (δ), iki boyutlu analizden elde edilen değere (δ_{ps}) bölünmesiyle elde edilmiştir. Bir kesit için PSR değerinin yüksek olması o kesitin daha az köşe etkisinde olduğunu gösterir. PSR değeri bire

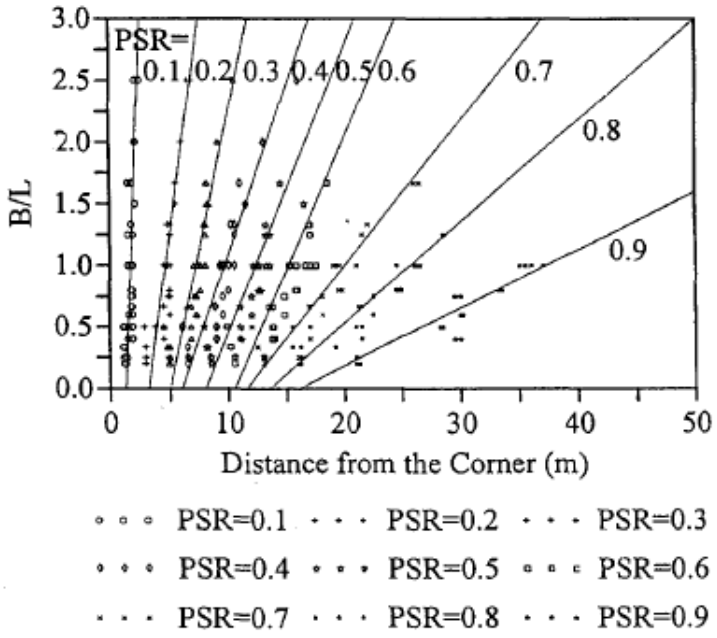
ulaştığında kesit düzlem gerilme koşullarındadır. Şekil 3.3, sabit uzunluktaki birincil duvara sahip kazı kesitinde tamamlayıcı (ikincil) duvarın değişken uzunlukları için maksimum yer değiştirmelerin köşeye olan mesafeye göre PSR oranlarının değişimini göstermektedir.



Şekil 3.3 : Çeşitli birincil duvar uzunluklarında değişken ikincil duvar uzunluklarının köşeye olan mesafesine bağlı PSR oranları (Ou ve diğ, 1996).

Şekilde görüldüğü üzere kısa uzunlukta birincil duvarlar ($L \leq 40$) için düzlem gerilme durumunda bir kesit görülmemektedir. Tamamlayıcı duvar uzunluğu arttıkça köşe etkisi daha belirgin olmaktadır. Birincil duvarda L = 60 m gibi fazla uzunlukta kısa uzunluktaki tamamlayıcı duvarın merkez kesitinin davranışı düzlem gerilme durumuna ulaşmıştır.

Bu çalışma sonucunda PSR, tamamlayıcı duvar uzunluğunun birincil duvara uzunluğuna oranı (B/L) ve köşeye olan mesafe arasındaki ilişkiyi gösteren bir abak oluşturulmuştur (Şekil 3.4).



Şekil 3.4 : B/L ve köşeye olan mesafeye bağlı PSR değerleri (Ou ve diğ, 1996).

Ou ve diğ. (1996), parametrik çalışmaya ek olarak bir de vaka analizi yapmışlar ve bu analizde parametrik çalışmadan elde ettikleri PSR oranını kullanmışlardır. Vaka analizi kapsamında Taipei şehrindeki Hai-Hua binasının kazısını incelemişlerdir.

Kazı derinliği 20.3 m olup iksa sistemi olarak 110 cm kalınlığında 42 m derinliğinde diyafram duvar uygulanmıştır. Top-Down yapım yöntemi kullanılmıştır. Köşe kesiti için yapılan kazı, kazı ve döşeme imalatlarının yapıldığı, toplamda yedi aşamadan oluşmaktadır.Sahadaki zemin profilini siltli kum, siltli kil ve ince çakıl birikintisi içeren dokuz adet zemin tabakası oluşturmaktadır.

Üç boyutlu analiz hem köşe hem de ana kesit için yapılmıştır.Ana kesitteki noktalarda iki boyutlu analizden elde edilen deplasman değerleri ile inklinometre ölçüm değerlerinin birbirine yakın olduğu görülmüştür.Köşeye yakın olan noktalar için inklinometrelerde ölçülen deplasman değerleri ile üç boyutlu analizlerden elde edilen değerler her kazı aşamasında birbirlerine oldukça yakın çıkmıştır.

PSR yöntemiyle hesaplanan deplasman değerleri, inklinometre ölçümleri ve her iki analiz sonucuyla karşılaştırılmıştır. Burada da PSR yöntemiyle elde edilen değerlerin arazi ölçümleri ve üç boyutlu analiz sonuçlarıyla yakın çıktığı görülmüştür.

Ünlü (2008), yaptığı çalışmada geri analiz ile Ankara Çankaya Ticaret ve Konut İnşaatı derin kazısı incelemiştir. Kazı yaklaşık 5540 m^2'lik bir alanda yapılmıştır ve

kazı derinliği 6.0 ile 11.0 metre arasında değişmektedir. İnceleme sahasında dolgu, alüvyon, Ankara kili ve ayrışmış grovak tabakalarından oluşan bir zemin yapısı hakimdir.

Inko-1, Inko-2, Inko-3 ve Inko-4 noktaları için iki boyutlu ve üç boyutlu analizler yapılmıştır. Analizlerde pekleşen zemin modeli (Hardening Soil Model) kullanılmış olup, sahada yer altı suyuna rastlanmadığından drenajlı malzeme tipi seçilmiştir.

Analizlerde üç boyutlu köşeli modelin sonuçlarının aletsel gözlem ile elde edilen değerlere yakın çıktığı, iki boyutlu ve köşesiz kurulan üç boyutlu modellerin analizlerinden elde edilen deplasman değerlerinin ise sahada ölçülen değerlerden farklı çıktığı sonucuna varılmıştır.

Özkorkmaz (2013), köşe etkisini incelemek için parametrik bir çalışma yapmıştır. Bu çalışma kapsamında, üç boyutlu sonlu elemanlar programı olan Plaxis 3DFoundation V2.2 programını kullanarak, dört farklı zemin tipi için değişik kazı derinliklerinde modeller kurup köşe etkisinin deplasman ve yanal toprakgerilmeleri üzerindeki etkisini incelemiştir.Analizlerdedört farklı zemin tipi seçilmiş olup bunlar sırasıyla gevsekkum, sıkı kum, yumuşak kil ve yarı katı kildir.

Analizlerde iksa yapısının konsol olduğu durum incelenmiş ve bütün modeller tek tabakalı zeminde kurulmuştur.İksa elemanları lineer-elastik davranış özelliğine sahip duvarlar olarak tanımlanmış olup tüm zemin sınıfları için pekleşen zemin özelliği gösteren HS model (Hardening Soil Model) kullanılmıştır.

Analiz sonuçlarında köşe noktalarındaki deplasmanların 0.000 m değerinde olduğu köşeden uzaklaşıldıkça deplasmanın arttığı ve belirli bir mesafeden sonra yakın değerlere ulaştığı görülmüştür.Gerilmeler incelendiğinde en büyük gerilmelerin köşe noktalarında oluştuğu köşeden uzaklaşıldıkça gerilmenin azaldığı ve köşe etkisi etki mesafesinden sonra da gerilmelerinin birbirine yakın değerler aldığı görülmüştür.Ayrıca derinliğin artmasının ve zeminin rijitliğininin artmasının köse etkisi mesafesine etkisi olduğu görülmüştür.

4. GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

4.1 Sonlu Elemanlar Yöntemi

Sonlu elemanlar metodu, günümüzde karmaşık mühendislik problemlerinin hassasolarak çözülmesinde etkin olarak kullanılan bir sayısal metoddur. İlk defa 1956 yılında uçakgövdelerinin gerilme analizi için geliştirilmiş olan bu metodun, daha sonraki on yıl içerisindeuygulamalı bilimler ve mühendislik problemlerinin çözümünde de kullanılabileceğianlaşılmıştır. Daha sonraki yıllarda ise sonlu elemanlar metodu ve çözüm teknikleri hızlıgelişmeler kaydetmiş ve günümüzde birçok pratik problemin çözümü için kullanılan en iyi metodlardan birisi olmuştur. Metodun değişik mühendislik alanları için bu kadar popülerolmasının ana nedenlerinden birisi genel bir bilgisayar programının yalnız giriş verilerinideğiştirerek herhangi bir özel problemin çözümü için kullanılabilmesidir. (Arkan, 1991)

Sonlu Elemanlar Yöntemi mühendisliğin birçok alanında 30 yılı aşkındır kullanılırken, geoteknik problemlerin analizi için kullanımı son yıllarda yaygınlaşmıştır. Bunun nedeni geoteknik mühendisliğine özel çok sayıda karmaşık konu bulunması ve bunların yeni çözülmüş olmasıdır. Uygun bir şekilde kullanıldığında, bu yöntem ile pratik zemin mühendisliği problemleri için gerçekçi sonuçlar elde edilebilir. İyi bir analiz gerçek zemin davranışını benzeştirerek mühendisin problemi daha iyi anlamasını sağlar. (Berilgen, 2012).

Sonlu Elemanlar Yöntemi, bir sınır değer problemin yaklaşık çözümünü elde etmek için kullanılan sayısal bir yöntemdir. Bu yöntem nümerik analiz yöntemleri arasında bilgisayar yazılımı için en uygun formülasyona sahiptir. Bunun nedeni, karmaşık sınır koşulları ve non-liner malzeme davranışı homojen olmayan malzemeler gibi zor ve karmaşık problemlerin çözümünde sistematik bir programlamaya müsaade etmesidir. Diğer yandan bu yöntem mühendisliğin çok geniş bir alanında sınır değer problemlerine uygulanabilmektedir (Berilgen, 1996).

SEY, Zeinkiewicz (1997) tarafından, matematiksel ifadelerle tanımlanan sürekli sistemlerin genel çözüm yöntemi olarak tarif edilmiştir. SEY ile sürekli bir sistemi matematiksel olarak modellemek mümkün olmaktadır. Yöntemde, sürekli bir sistem kendi içinde sonlu sayıda bileşen veya elemanlardan ve bu elemanları birleştiren düğüm noktalarından oluşan ayrık bir sistem olarak modellenmektedir. Yani sistem sonlu elemanlara bölünerek denklemler bir eleman için yazılmakta ve integre edilerek sistem denklemleri elde edilmektedir. Sonuçta sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklem lineer bir denklem takımına indirgenmektedir (Keskin, 2009).

Sonlu elemanlar yöntemi, herhangi bir lineer-elastik ortama uygulanabilmektedir. Fakat yöntemin geoteknik mühendisliği problemlerinde uygulanması birçok sınırlandırmalar gerektirmekte ve ek iyileştirmeler yapılmaksızın sadece kısıtlı sayıda problemler çözülebilmektedir. Yöntemde malzeme davranışı, toplam gerilme ve şekil değiştirmeler arasındaki değişimlerle ilişkilendirilerek formüle edilirken, geoteknik problemlerinde toplam gerilme tensörü, efektif gerilmeler ve boşluk suyu basınçlarına ayrılmakta ve malzeme davranışı genellikle efektif gerilmeler cinsinden ifade edilmektedir. Geoteknik problemlerin birçoğunda yapı ile zemin etkileşim içerisindedir. Buna bağlı olarak, bu tip problemlerin analizinde, yapı ile zemin arasında ara yüzey (interface) kullanılması gerekmektedir. Ayrıca, lineer-elastik teoriden farklı olarak, doğru bir çözüm elde etmek için daha geniş bir aralıkta sınır koşullarına ihtiyaç duyulmaktadır. Sonuç olarak, sonlu elemanlar yönteminin geoteknik mühendisliğinde gerçekçi bir biçimde uygulanabilmesi için bazı değişiklikler yapmak zorunlu olmaktadır (Potts ve Zdravković, 1999).

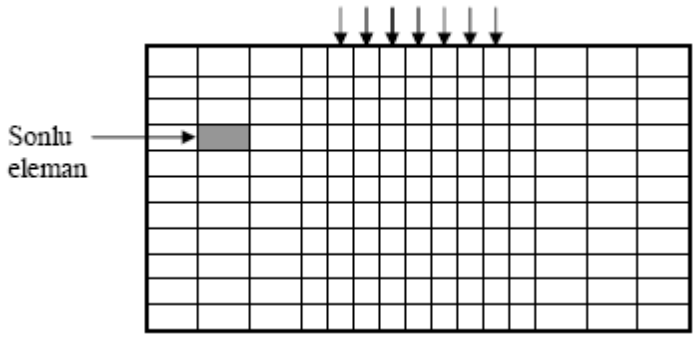
Geoteknik mühendisliği uygulamalarında, sonlu elemanlar analizi, gerçek durumu modelleyebilmek amacıyla adım adım (aşamalı yükleme, aşamalı kazı) yapılmaktadır. Analizin adımlar halinde gerçekleştirilebilmesi iki avantaj sağlamaktadır:

a) Analizlerde dolgu yerleştirilmesi veya kaldırılmasıdurumunda, geometri her bir adımda değişmektedir. Geometrideki değişim sonlu elemanlar ağına eleman ekleyerek veya kaldırarak modellenebilmektedir.

b) Analizlerde, zemin kütlesi içinde gerilmelerin değişimi sonucu her bir yükleme kademesinde zemin özellikleri değişmektedir.

Geoteknik mühendisliği problemlerinde sonlu elemanlar analizleri sonucunda gerilmeler, yanal ve düşey hareketler, boşluk suyu basınçlarıve zemin suyu akışıvb. belirlenmektedir. Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışınon-lineer olduğundan analizlerde bu davranışın modellenmesi gerekmektedir. Bu amaçla yapımdan önceki başlangıç gerilme durumu, zeminin non-lineer gerilme şekil değiştirme ve mukavemet özellikleri ile yükleme aşamalarıarasındaki bekleme süreleri gerçek duruma yakın olarak belirlenmelidir (Kılıç, 2000).

Sonlu eleman ağı ile analiz yapan programların ilk aşamasını çizimi oluşturulur. Üç boyutlu haldeki modelin malzeme değerleri girilir (elastiklik modülü, kohezyon, içsel sürtünme açısı vs.). Sınır koşulları, yükler belirlendikten sonra sonlu eleman ağı sıklığı (mesh) kısmına geçilir. Parça basit bir sekle sahipse program tarafından otomatik olarak ayrılır. Kompleks bir şekle sahipse manuel olarak daha ufak parçalara bölünerek şekil basit parçalara ayrılır (Hasanov, 2001). Şekil 4.1'de sonlu eleman ağı örneği gösterilmektedir.



Şekil 4.1 : Sürekli bir sistemin sonlu elemanlara ayrılması

İşlem hacminin büyümesi dezavantaj olarak görünse de bu olumsuzluk bilgisayar yardımı ile aşılmaktadır. Son yıllarda, yeterli hassasiyette sonuçlar veren ve bu tez kapsamında da kullanılan Plaxis gibi sonlu elemanlar yöntemine dayalı birçok hazır paket program mevcuttur.

4.2 Plaxis Programı

Plaxis (Finite Element for Soil and Rock Analysis) geoteknik mühendisliğindeki deformasyon ve stabilite problemlerinin sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilebilmesi için tasarlanmış bir bilgisayar programıdır. İlk olarak 1987 yılında Hollanda Delfh Teknik Üniversitesi tarafından yumuşak zemin üzerindeki nehir

dolgularının sonlu elemanlar yöntemi ile kolay bir şekilde analiz edilebilmesi için tasarlanmıştır. Sonraki yıllarda ise, geoteknik mühendisliğinin diğer uygulama alanlarını da kapsayacak şekilde genişletilmiştir.

Program, geoteknik mühendisliğiprojelerinin tasarımında ihtiyaç duyulan, zemin-yapı etkileşimi, gerilme–şekildeğiştirme, konsolidasyon, taşıma gücü, akım ağı, zemin dinamiği konularında vemalzeme farklılığı olan durumlarda kullanılabilmekte ve pratikte uygulanabilirsonuçlar vermektedir (Keskin, 2009).

Bu çalışma kapsamında PLAXIS 8.6 versiyonu kullanılmıştır. Versiyon, geoteknik mühendisliği uygulamalarına yönelik olarak geliştirilmiştir. Programda, malzemenin gerilme-deformasyon davranışı lineer olmayan çözüm teknikleri ile modellenmektedir.

Analizlerde pekleşen zemin modeli (Hardening Soil Model) kullanılmıştır. HS modeli, farklı tiplerdeki yumuşak ve sert zeminlerin davranışını modellemek için kullanılan gelişmiş bir zemin modelidir. Bu modelde giriş parametreleri olarak, kohezyon (c), sürtünme açısı (ϕ) ve dilatasyon açısı (ψ) değerleri girilmektedir. HS Model, gerilme bağımlı rijitlik modülünü dikkate almaktadır. Yani zemin rijitliği basınçla birlikte artmaktadır. Ayrıca bu modelde ilkyükleme rijitlik modülleri ile yükleme boşaltma rijitlik modüllerinin ve önkonsolidasyon basıncı ayrı tanımlanabilmektedir.

Pekleşen zemin modelinde plastisite teorisi kullanılarak sünme yüzeyi hesaplanır. Mükemmel plastik zemin modellerinden geliştirilen bu modelde sünme fonksiyonu pekleşme parametresi aracılığı ile sünme yüzeyi boyutlarını etkilemektedir. Pekleşme parametresi plastik şekil değiştirmelere bağlı olarak değişmektedir.

HS model, drenajlı üç eksenli basınç deneyinde gözlenen eksenel deformasyon-deviatorikgerilme ilişkisinin yaklaşık hiperbol şeklinde olması esasına dayanır (Şekil 4.2). Ödometre deneyinden elde edilen elastisite modülünü veren bağıntı**(4.1)**:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref}\left(\frac{\sigma}{p_{ref}}\right)^{m} \qquad \textbf{(4.1)}$$

dir. Bu formülde verilen:

E_{oed} : Ödometre deneyinden elde edilen Elastisite Modülü

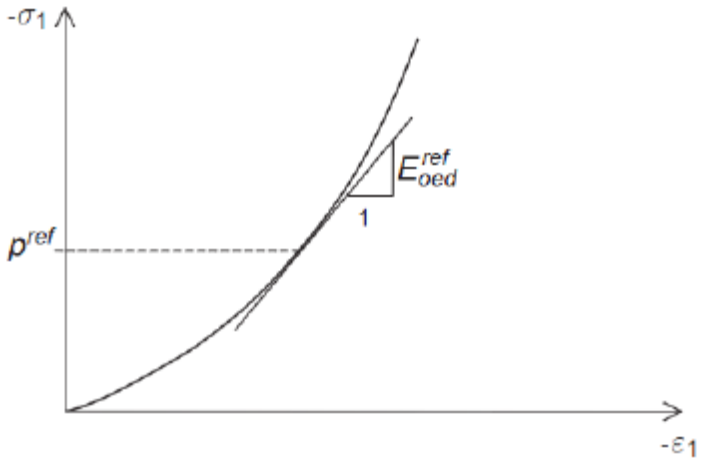
E_{oed}^{ref} : Birincil ödeometre yüklemesinden elde edilen tanjant rijitlik değeri

σ : Gerilme

p_{ref} : Referans basınç değeri

m : Gerilme katsayısı

dır.



Şekil 4.2 : Ödometre testinden $\mathbf{E_{oed}^{ref}}$değerinin hesaplanması (Plaxis 3D Foundation V2 Material Manual, 2007).

Ödometre deneyinden elde edilen elastisite modülünün bir diğer hesaplama şekli aşağıdaki bağıntıda verilmiştir **(4.2)**.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref}\left(\frac{c\cos\varphi - \frac{\sigma_3}{K_0^{nc}}\sin\varphi}{c\cos\varphi + p^{ref}\sin\varphi}\right)^m \qquad \textbf{(4.2)}$$

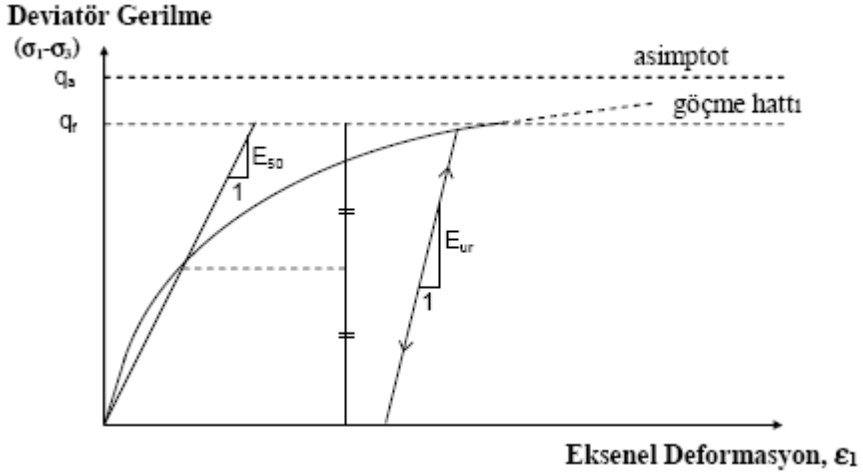
Φ : İçsel sürtünme açısı

c : Kohezyon

Normal konsolide zeminler için sükunetteki toprak basıncı katsayısı (K_0^{nc}) aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır **(4.3).**

$$K_0^{nc} = 1 - \sin\emptyset \qquad \textbf{(4.3)}$$

HS model formülasyonundaki temel düşünce, üç eksenli basınç deneyinden elde edilen düşey deformasyon (ε_1) ve deviatörik gerilme (q) arasındaki hiperbolik ilişkidir (Şekil 4.3).



Şekil 4.3 : Standart bir drenajlı üç eksenli basınç deneyinde hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis Manual 2002).

Modelde bu hiperbol denklemi ($q<q_f$ için)**(4.4)**:

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \tag{4.4}$$

Şeklinde ifade edilmektedir. Burada q_a , kayma mukavemetinin asimptot kaldığı değerdir. E_{50}parametresi ise **(4.5)** bağıntısında verilen, ilk yükleme sırasındaki gerilmeye bağlı rijitlik modülüdür:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cos\phi - \sigma_3' \sin\phi}{c \cos\phi + p^{ref} \sin\phi} \right)^m \tag{4.5}$$

Buradaki E_{50}^{ref} , referans çevre basıncı, p^{ref}, değerine karşılık gelen referans rijitlik modülüdür. Rijitlik modülü, üç eksenli basınç deneyindeki çevre basıncı olan küçük asal gerilme, σ'_3 değerine bağlıdır. Basınç olması nedeniyle σ'_3 değerinin işareti negatiftir. Modelde gerilme seviyesi ise üs değeri "m" ile kontrol edilmektedir.

Göçme anındaki deviatörik gerilme q_f ve deviatörik gerilmenin asimptot kaldığı q_a değerleri modelde aşağıdaki **(4.6)** ve **(4.7)** bağıntıları ile tanımlanmaktaır:

$$q_f = (c \cot\emptyset - \sigma_3') \frac{2 \sin\emptyset}{1 - \sin\emptyset} \tag{4.6}$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \tag{4.7}$$

q_f değeri, c ve ϕ değerleri kullanılarak Mohr-Coulomb göçme kriterinden hesaplanmaktadır. Dolayısıyla q=q_f olduğunda Mohr-Coulomb modeline göre göçme meydana gelir ve tam plastik akma oluşur. q_f *ve* q_a arasındaki oran ise, göçme oranı R_f olarak tanımlanmıştır. R_f değerinin her zaman 1'den küçük olduğu açıkça görülmektedir (Civelek, 2011). Modelde, boşaltma-yükleme rijitlik modülü için ise aşağıdaki bağıntı **(4.8)**kullanılmaktadır:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref}\left(\frac{c\cos\phi - \sigma_3'\sin\phi}{c\cos\phi + p^{ref}\sin\phi}\right)^m \quad \textbf{(4.8)}$$

E_{ur} : Yükleme-boşaltma gerilme izi, elastisite modülü

E_{ur}^{ref} : Referans basınç değerine (p^{ref}) karşılık gelen E_{ur} değeri

σ_3' : Standart üç eksenli deney için efektif minimum asal gerilme değeri

HS model kullanılan yumuşak zeminler için rijitlik parametreleri sıkışma indeksi, şişme indeksi ve başlangıç boşluk oranı kullanılarak aşağıda verilen **(4.9)** ve **(4.10)** bağıntıları ile hesaplanabilir (Plaxis 3D Foundation V2 Material Manual, 2007):

$$C_c = \frac{2.3(1+e_{init})p_{ref}}{E_{oed}^{ref}} \quad \textbf{(4.9)}$$

$$C_s = \frac{2.3(1+e_{init})(1+v)(1-2v)p_{ref}}{(1-v)E_{ur}^{ref}} \quad \textbf{(4.10)}$$

C_c : Sıkışma indeksi

C_s : Şişme indeksi

v : Poisson oranı

e_{init} : Başlangıç boşluk oranı

5. KÖŞE ETKİSİ ÜZERİNE VAKA ANALİZİ ÇALIŞMASI

5.1 Giriş

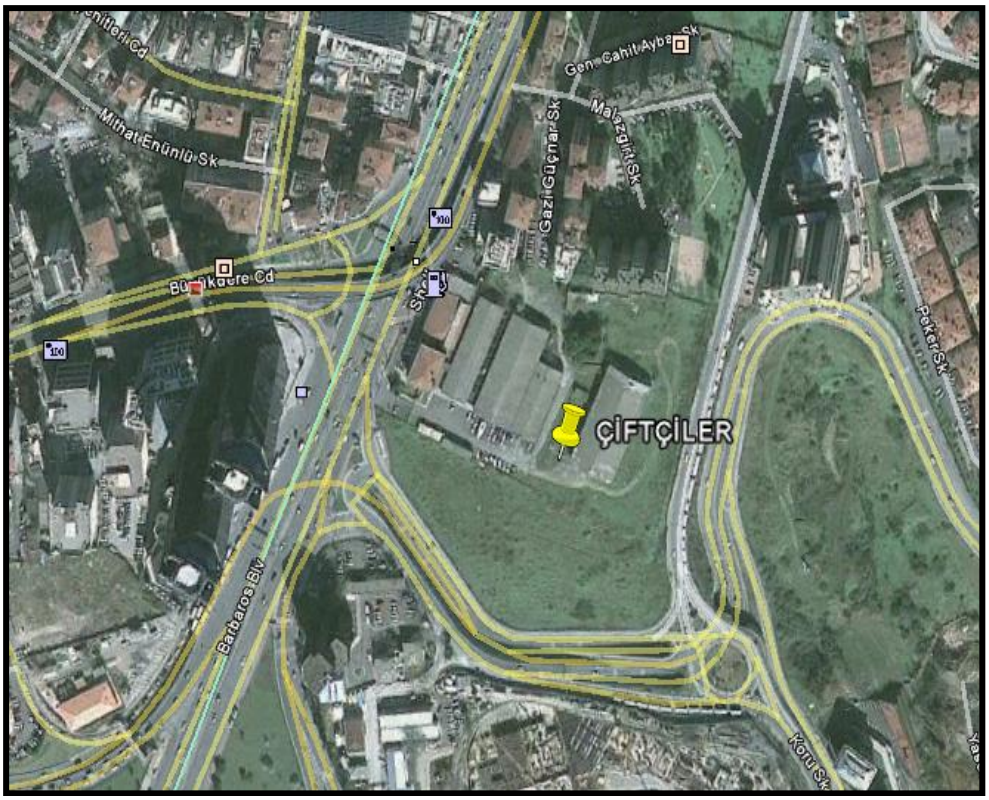
Bu çalışmada, vaka analizi olarak Çiftçi Towers Zincirlikuyu Projesi kapsamında yapılan geçici iksa sistemi incelenmiştir. Temel kazısı süresince aletsel gözlem sistemi yardımıyla duvar deplasmanları ölçülmüş ve duvarların davranışı sürekli olarak izlenmiştir. İki boyutlu sonlu elemanlar programı olan Plaxis 2D programı 8.6 versiyonu kullanılarak, seçilen kazı cephesinde meydana gelen duvar deplasmanları, yatay gerilme, moment ve kesme kuvveti değerlerinin kazı derinliği boyunca değişimi incelenmiş ve elde edilen sonuçlar arazi ölçümleri ile grafikler üzerinde karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Ayrıca köşenin yatay destek (strut) olarak tanımlandığı bir model oluşturulmuş ve bu modelin analizinden elde edilen sonuçlar, köşesiz model ile yapılan analiz sonuçları ve köşe noktasındaki inklinometreden alınan sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

5.2 Proje ve Proje Alanı Hakkında Genel Bilgi

Çiftçiler San. ve Tic A.Ş. tarafından "Çiftçi Towers Zincirlikuyu Projesi" kapsamında çok katlı iki kule ile bunlar arasında ortak otopark ve alışveriş merkezi olarak kullanılacak bir kompleks yapılması planlanmaktadır.

İnceleme alanında inşa edilmesi planlanan kompleks bünyesinde yer alan yapıların temel taban kotu sahanın büyük kısmında +84.90 m, kuzey kısımda inşa edilecek yapıların temel taban kotu 102.35 m olarak belirlenmiştir. Bu doğrultuda proje alanında 20.00 – 40.00 m arasında değişen derinliklerde temel kazısı yapılmıştır.

Proje sahası İstanbul İli, Beşiktaş İlçesi, 37 – 38 Pafta, 30 Ada, 102 Parselde yer almakta olup Beşiktaş – Maslak arasında bulunan Barboros Bulvarı üzerinde, Zincirlikuyu mevkiinde yer almaktadır. Projenin yapı oturum alanı yaklaşık 22.000 m²'dir. Arazi kotları +122.00m - +126.00m arasında değişmektedir. Proje alanının konumu Şekil 5.1'de verilmektedir.

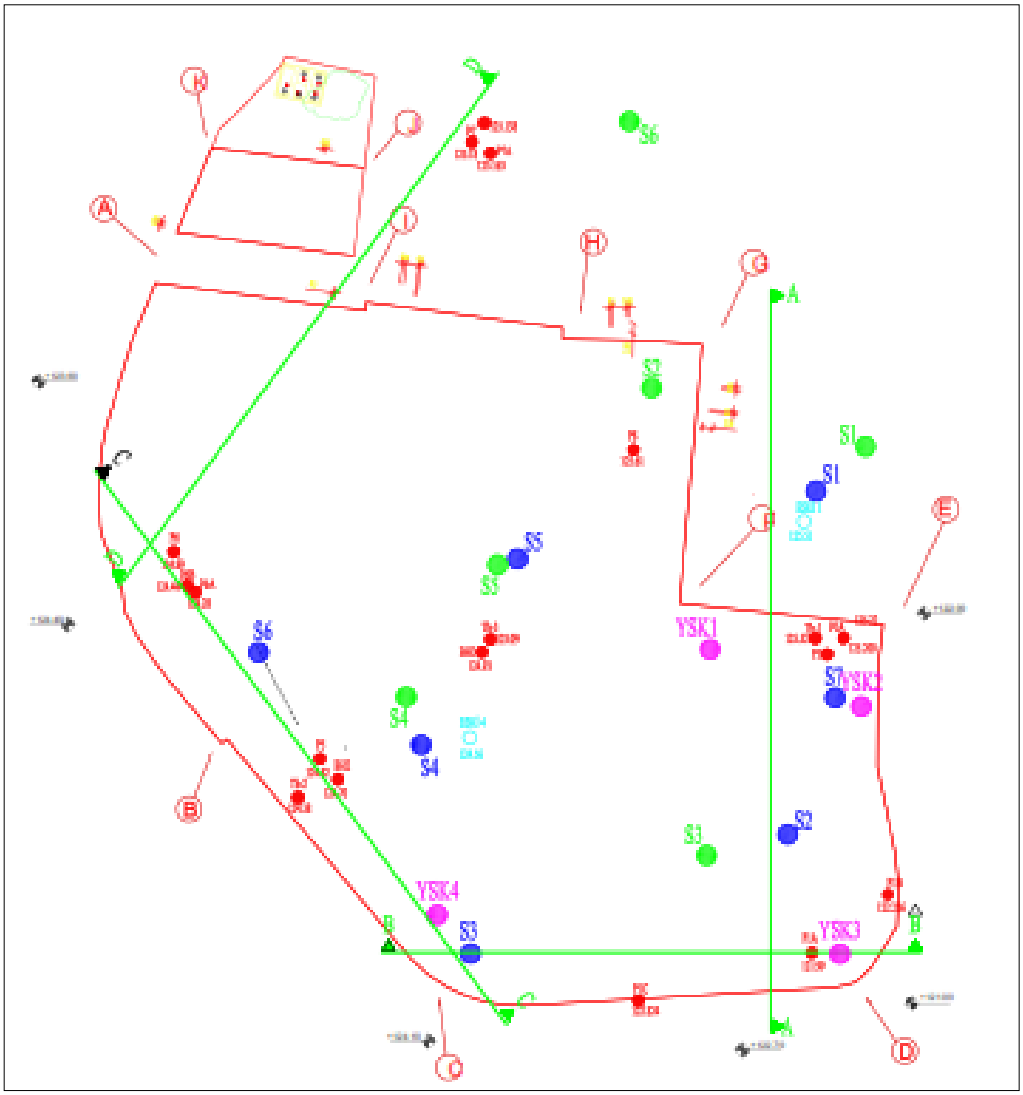


Şekil 5.1 : Çiftçi Towers Zincirlikuyu proje alanının konumu

5.3 Proje Alanındaki Zemin Koşulları

Proje sahasında zemin etüd çalışmaları kapsamında; 1999 tarihli 8 adet derinlikleri 12 m ile 40 m arasında değişen ve 2006 tarihli 13 adet, derinlikleri 16 m ile 100 m arasında değişen araştırma sondajı, 4 kuyuda presiyometre deneyi ve 6 lokasyonda jeofizik ölçümler yapılmıştır. Ayrıca 2011 yılında ilave 5 adet sondaj yapılmıştır.

Proje kapsamında yer alan yapıların inşa edileceği 37 - 38 Pafta, 30 Ada, 102 Parsel'de yapılan zemin araştırma sondajlarından ve sondajlar sırasında alınan numunelerüzerinde yapılan laboratuar deneylerinden elde edilen veriler değerlendirilerek zemin profilive zemin modeli oluşturulmuştur. Söz konusu zemin araştırma çalışmalarında yapılan sondaj noktalarını gösterir plan Şekil 5.2'de gösterilmektedir. İlgili sondaj logları Ek A.1'de verilmiştir.



Şekil 5.2 : Proje sahası sondaj noktalarını gösterir plan

İnceleme alanının güneydoğu bölgesinde mevcut zemin kotundan başlayıp 1 m ila 18 m derinliğe varan dolgu birimi bulunmaktadır. Dolgu birimin altında P3, S7 ve YSK2 numaralı sondajların yapıldığı kısımlarda en derin yerinde 84 m kotuna ulaşan Silttaşı birimi kesilmiş olup bu birimin altında diorit – gabro olarak tanımlanan birim içerisinde sondajlar sonlandırılmıştır. S2 – P1A – P1C ve S3 numaralı sondajlarda dolgu birimin altında gabro – diorit olarak tanımlanan birimlere girilmiş ve sondajlar sonlandırılmıştır. Bu zemin birimlerinin özellikleri aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır:

Dolgu :Yüzeyden itibaren 18 m derinliğe varan, killi, çakıllı, yer yer kumlu ve anakaya parçalı heterojen özellik göstermektedir. Sözkonusu birimde yapılan standart penetrasyon deneyinden elde edilen SPT-N sayıları 6 – R arasında değişmektedir.

Grovak (Silttaşı - Diyabaz) : Çok zayıf - zayıf olarak nitelendirilebilecek, kırıklı çatlaklı, laminalı, yer yer okside olmuş ve ezilme zonlu birimdir. RQD = 0 – 90 arasında değişmektedir. Kiltaşı birimden alınan karot numuneler üzerinde yapılan serbest basınç deneyinden elde edilen mukavemet değerleri q_u= 35 MPa mertebelerindedir.

Gabro – Diorit : Üst kısımları ayrışmış olaneklemli, kristalli, çatlaklı, kayma ve ezilme zonlu, yer yer okside olmuş birimdir. Zayıf – orta sağlam olaraknitelendirilebilmektedir. RQD = 0 – 100 arasında değişmektedir. Sözkonusu birimden alınan karot numuneler üzerinde yapılan serbest basınç deneyinden elde edilen mukavemet değerleri q_u= 75 MPa mertebelerindedir.

Proje sahasında yüzeysuları bulunmamaktadır. Zemin araştırma çalışmaları kapsamında yer altı suyu gözlemleri yapılmış olup yüzeyden 9.20m – 24.5m derinliklerde yer altı suyuna rastlanmıştır. Sözkonusu suların Trakya Formasyonu kayaç birimlerinin süreksizlik sistemlerine bağlı çatlak suyu olduğu düşünülmektedir. Trakya formasyonuna ait tabakaların yer altı suyu taşıma kapasitesinin, kayanın yapısal özelliklerine bağlı olarak sınırlı ve kısıtlı olacağı düşünülmektedir.

Kesit hesaplarında, inceleme alanında karşılaşılan zemin/kaya tabakaları için esas alınan mühendislik parametreleri Çizelge 5.1'de verilmiştir.

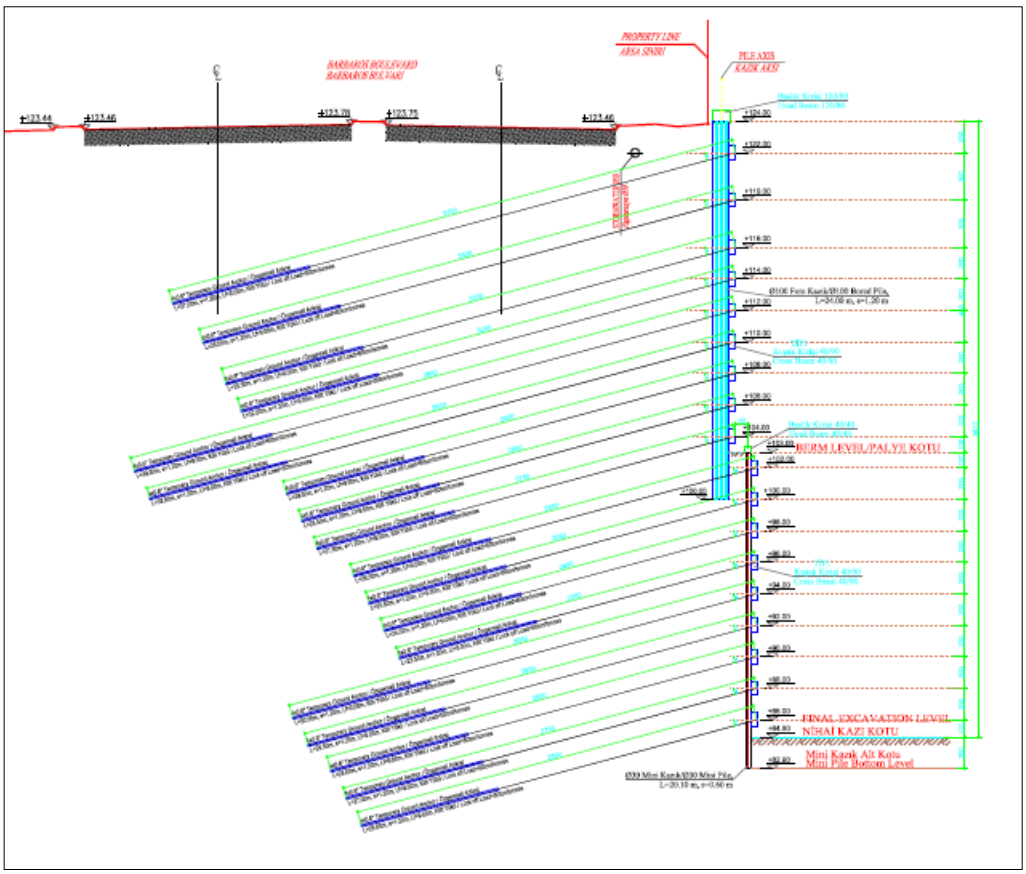
Çizelge 5.1 : Zemin/kaya tabakalarına ait mühendislik parametreleri

Zemin/Kaya Tabakası	**Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m³)**	**Kohezyon, c (kPa)**	**İçsel Sürtünme Açısı, ϕ' (derece)**	**Elastisite Modülü (MPa)**
Dolgu	18	1	30	10
Altere Grovak (Silttaşı - Diyabaz)	22	1	35	150
Grovak (Silttaşı -Diyabaz)	25	1	38	200
Gabro - Diorit I	25	1	35	200
Gabro - Diorit II	28	1	38	300

5.4 Uygulanan İksa Sistemi

Derinliği 36.0 m – 40.0 m arasında değişen temel kazısı için inşa edilecek iksa sistemi, palyeli ve iki kademeli bir sistem olarak projelendirilmiştir. İksa sisteminin düşey yapısal elemanları, D = 100 cm çapında, s = 120 cm aralıklı fore kazık, D = 65 cm çapında, s = 100 cm aralıklı fore kazık ve D = 30 cm çapında, s = 50 - 60 cm aralıklı mini kazıklardan oluşmaktadır. Yatayda ise sistem, öngermeli ankrajlar kullanılarak desteklenmiş ve projelendirilmiştir.

Bu çalışma kapsamında 10-11 aksları arasındaki cepheye ait iksa sistemi incelenmiş olup, bu cepheye ait iksa kesit görünüşü Şekil 5.3'te gösterilmiştir.



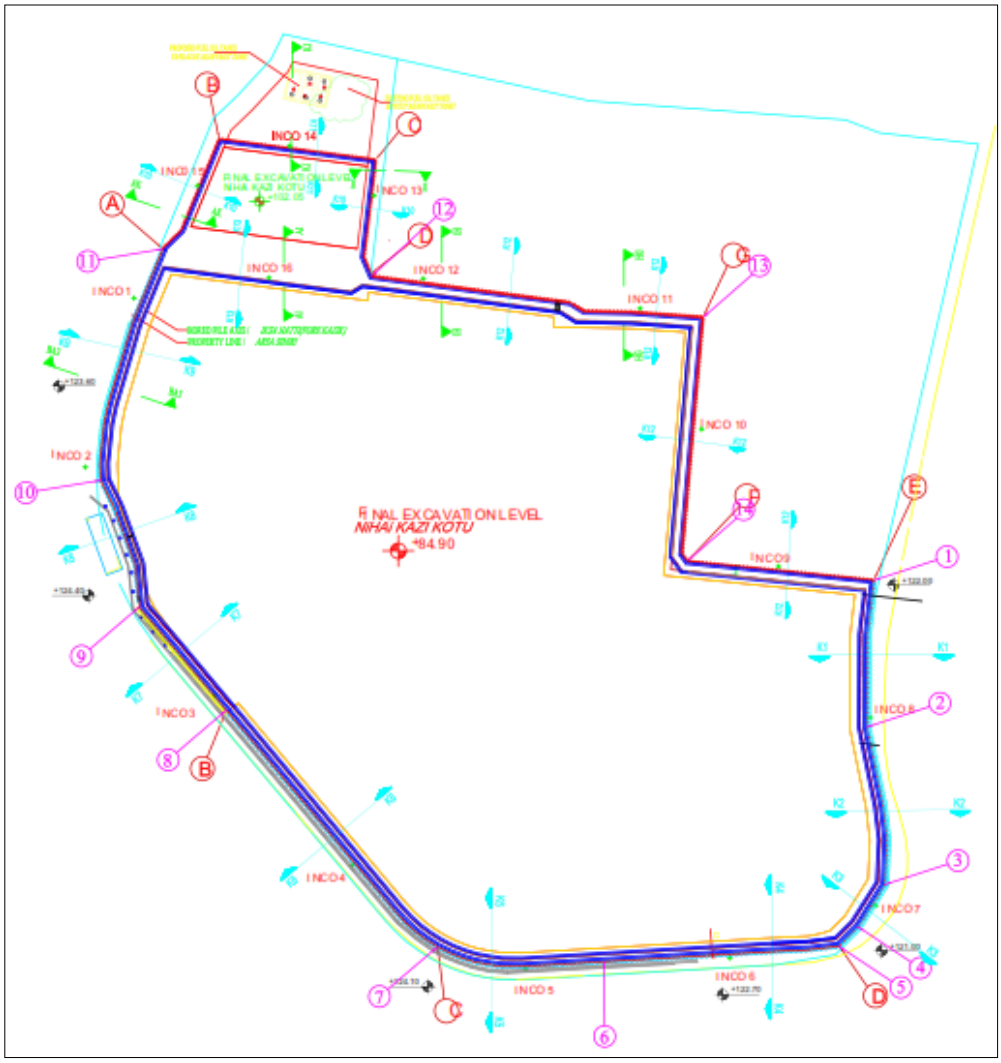
Şekil 5.3 : İksa sistemi kesit görünüşü

5.5 Aletsel Gözlem Sistemi

Proje kapsamında şantiye sahasında 13 adet inklinometre kuyusunda ölçüm yapılmıştır. İnklinometreler, zemin hareketlerinin ve yanal deformasyonların ölüçümnde geniş kullanım alanı bulan ve uluslar arası standartlarda yerini alan hassas saha ölçüm aletleridir. Ölçümleme belirli yüksekliklerde düşeye göre eğim

değişimlerinden meydana gelir. Alıcı kablolar vasıtası ile zemine indirilen prob, her 50 cm'de bir çekilerek her derinlikteki dönme açıları Data-logger'a kaydedilir. Eğim değişimlerinin ölçümlemesi alındıktan sonra belirli integrasyon metodları kullanılarak bilgisayar ortamında bu okumalar yatay deformasyon değerlerine dönüştürülür. Ayrıca zeminin kendi içindeki dönmesi de bu ölçümlemeler sonucunda elde edilir.

Bu çalışma kapsamında analizi yapılan 10-11 aksları arasındaki iksa sistemi Şekil 5.4'te görüldüğü üzere iki adet inklinometre ile gözlemlenmiştir. Bu inklinometrelerin (İnko-1 ve İnko-2) köşe noktasına olan mesafeleri sırasıyla 2.5 m ve 51 m'dir.



Şekil 5.4 : Saha plan görünüşü, kazı destek sistemleri ve inklinometre yerleşim planı

Sahadaki imalat boyunca İnko-1 ve İnko-2'den on bir adet okuma alınmıştır. İnklinometre ölçüm grafikleri EK A.2'de verilmiştir.

5.6 Sonlu Eleman Analizleri

"Çiftçiler Zincirlikuyu Projesi" temel kazısı için inşa edilen iksa sistemi, araziningüncel topografyasındaki kot farkları dikkate alınarak kritik kesitler üzerinden çözülmüştür. Bu çalışma kapsamında incelenen K-9 iksa kesitine ait analizler Plaxis 8.6 sonlu elemanlar programı kullanılarak yapılmıştır.

5.6.1 İksa modeli geometrisi

Daha önce yapılmış çalışmalar zemin modelinin, kazı derinliğin en az iki katı kadar mesafesine kadar oluşturulmasını önermektedir. Modelin geometri ölçüleri girilirken bu önerme göz önüne alınmış ve 39.10 m derinliğindeki kazı çukuru için zemin modeli 80 m derinlik ve 140 m genişlik alınarak oluşturulmuştur. Sondaj loglarından elde edilen derinlik değerlerine göre zemin tabakalarının sınırları girilmiştir.

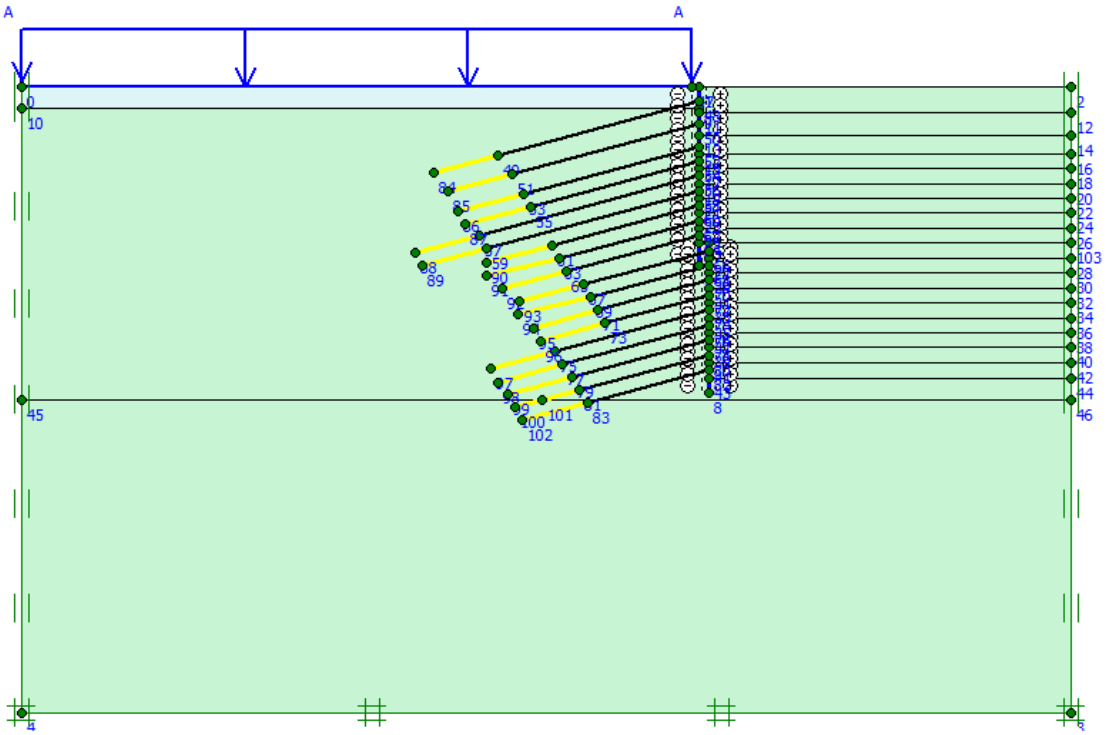
Fore kazık ve mini kazıklar yapı elemanı (plate) olarak modellenmiştir. İki palyeli gerçekleştirilen kazıda ilk palyede uygulanan fore kazık için 24 m, ikinci palyede uygulanan mini kazık için ise 20 m geometri çizgisi oluşturulmuştur.

Zemin ankraj halatı node-to-node anchor ve halatın kök bölgesi ise geogrid elemanı kullanılarak oluşturulmuştur.

Son olarak analizlerde uygulanacak sürşarj yükü Load A yayılı yük komutu kullanılarak kazı destek sisteminin başladığı noktanın 1 m gerisinden itibaren oluşturulmuştur.

Zemin ve duvar gibi yapı elemanlarının arasındaki etkileşim modellemesinde özel bir elemana ihtiyaç duyulur: arayüzey elemanı (interface). Arayüzey elemanı yapı ve zemin arasında sürtünmeye ve farklı deplasman oluşumuna olanak verir arayüzey elemanının olmaması durumunda yapı zemine sıkı bir şekilde bağlanmış olur ve ikisi birlikte hareket eder. Bu modelde de kazık üst kotundan alt kotuna ve tekrar üst kotuna gelecek şekilde arayüzey elemanı tanımlanmıştır (Şekil 5.5).

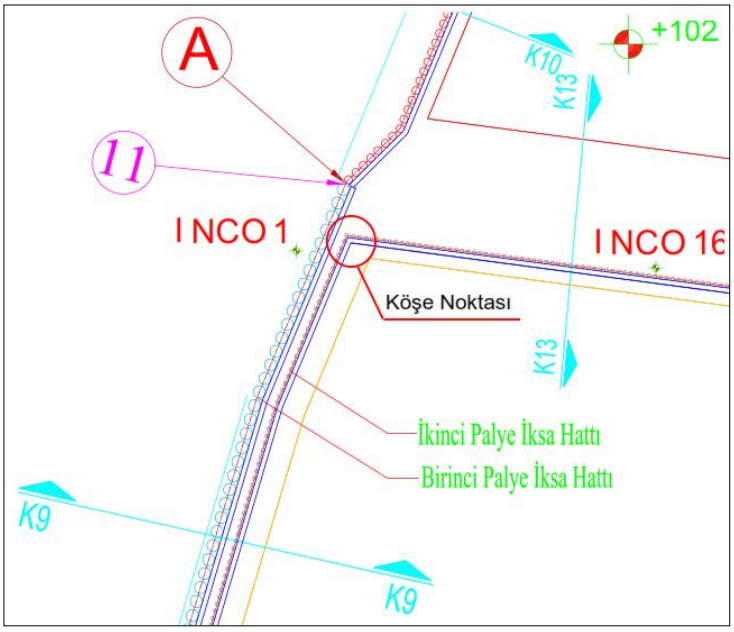
Oluşturulan modelin kesit görünüşü Şekil 5.5'te gösterilmektedir.



Şekil 5.5 : İksa modeli (Model-1) geometrisi kesit görünüşü.

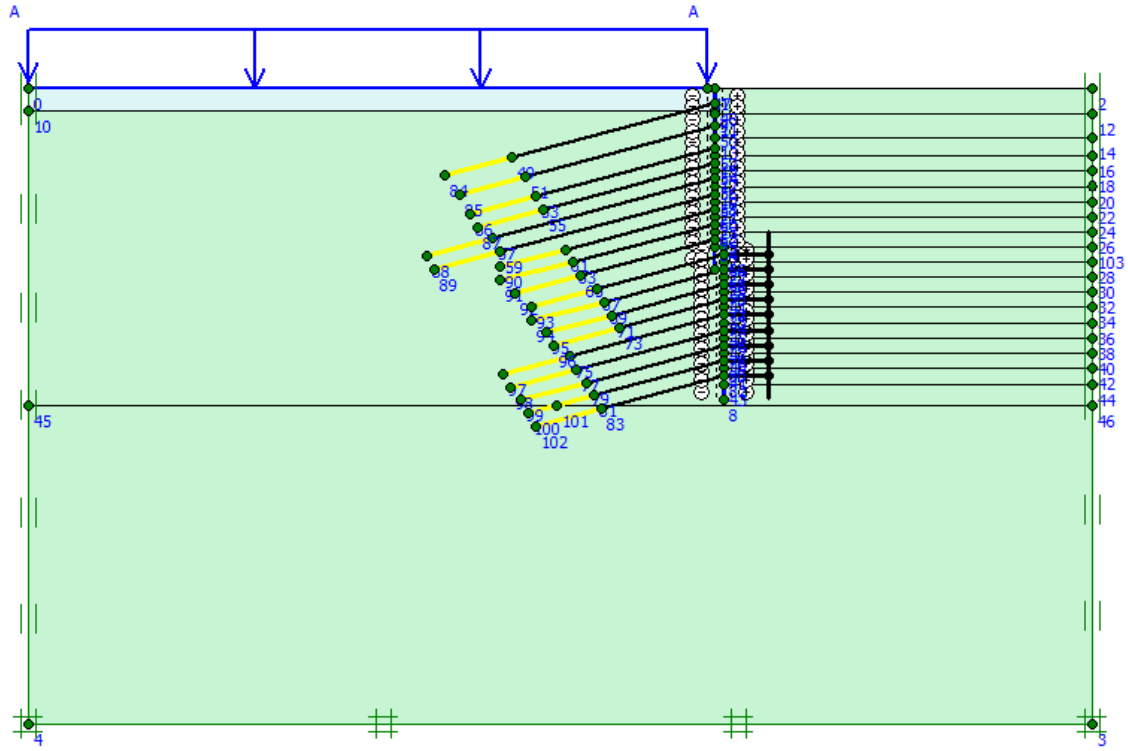
Modelin tüm sınırlarında belirsiz deplasman durumunu engellemek için Standard Fixities opsiyonu kullanılarak geometrinin sınır koşulları oluşturulmuştur (kenarlarda u_x=0; u_y=serbest, altta ve her iki yönde de 0). Model sınırlandırmasını gösteren paralel çizgiler Şekil 5.5'te görülebilmektedir.

İncelenen iksa cephesinde köşe noktası ikinci palyede yer almaktadır (Şekil 5.6).



Şekil 5.6 : İkinci palyede köşe noktasını gösterir plan.

Buradaki kazıklara dik gelen, komşu cephedeki iksa sistemine ait, başlık ve kuşak kirişlerinin yatay destek elemanı (strut) gibi davranış gösterdiği düşünülmüştür. Bu davranışı incelemek amacıyla köşenin bir destek elemanı olarak modellendiği düzlem gerilme analizi yapılmıştır. Kirişlerin rijitlik değeri strut elemana atanmış olup, kazıklar arası mesafe değeri de strut elemanlar arasındaki mesafe olduğu düşünülerek strut elemanlara atanmıştır.Strut elemanlar her bir ankraj kotunda olacak şekilde fixed-end-anchor elemanı kullanılarak oluşturulmuştur. Strut çözümlü iksa modeli geometrisi kesit görünüşü Şekil 5.7'de gösterilmektedir.



Şekil 5.7 : Strut çözümlü iksa modeli (Model-2) geometrisi kesit görünüşü

Bu modelde de yine Standard Fixities opsiyonu kullanılarak geometrinin sınır koşulları oluşturulmuştur.

5.6.2 Malzeme özellikleri

İdealize zemin profilini oluşturan dolgu ve altere diyabaz zemin tabakaları için analizlerde pekleşen zemin modeli (Hardening Soil Model) kullanılmış olup, sahada yer altı suyuna rastlanmadığından drenajlı malzeme tipi seçilmiştir. Zemin parametreleri laboratuvar deneylerinden elde edilen sonuçlara göre girilmiştir. Analizlerde kullanılan zemin/kaya parametreleri Çizelge 5.2'de gösterilmektedir.

Çizelge 5.2 : Analizlerde kullanılan zemin/kaya parametreleri

Parametre	**Dolgu**	**Altere Diyabaz**	**Birim**
Malzeme Modeli	Hardening Soil	Hardening Soil	-
Davranış Tipi	Drained	Drained	-
γ_{unsat}	18	22	[kN/m³]
γ_{sat}	18	22	[kN/m³]
k_x	0	0	[m/day]
k_y	0	0	[m/day]
e_{init}	0.5	0.5	[-]
e_{min}	0	0	[-]
e_{max}	999	999	[-]
c_k	1,00E+15	1,00E+15	[-]
E_{50}^{ref}	10000	150000	[kN/m²]
E_{oed}^{ref}	10000	150000	[kN/m²]
power (m)	0.5	0.5	[-]
c_{ref}	1	1	[kN/m²]
φ	30	35	[°]
ψ	0	0	[°]
E_{ur}^{ref}	30000	450000	[kN/m²]
$\upsilon_{ur}^{(nu)}$	0.2	0.2	[-]
p^{ref}	100	100	[kN/m²]
$c_{increment}$	0	0	[kN/m²]
y_{ref}	0	0	[m]
R_f	0.9	0.9	[-]
$T_{str.}$	0	0	[kN/m²]
R_{inter}	0.63	0.64	[-]
δ_{inter}	0	0	[m]
Interface permeability	Neutral	Neutral	-

İksa elemanları, lineer elastik davranış gösteren yapı elemanları olarak tanımlanmıştır. Yapı elemanları için analizlerde kullanılan diğer malzeme özellikleri ise Çizelge 5.3'te gösterilmektedir.

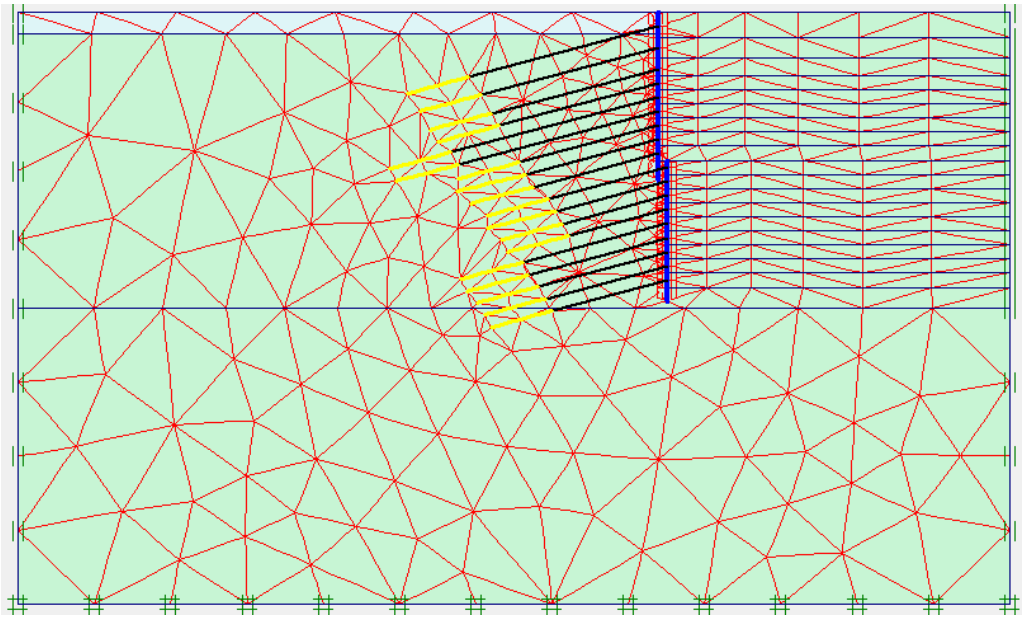
Çizelge 5.3 : Analizlerde kullanılan yapı elemanları parametreleri

Parametre	**Fore Kazık 100/120**	**Mini Kazık 30/60**	**Ankraj Halatı (4x0.6")**	**Ankraj Kökü**	**Strut Elemanı**
Malzeme Tipi	Lineer Elastik	Lineer Elastik	Lineer Elastik	Lineer Elastik	Lineer Elastik
EA	1.96E+07	2.36E+06	150000	1.20E+05	2.00E+06
EI	1.23E+06	13247.00	-	-	-
w	7.6	1.5	-	-	-
ν	0.15	0.15	-	0	-
Mp	1.00E+15	1.00E+15	-	-	-
Np	1.00E+15	1.00E+15	-	-	-
|Fmax,comp|	-	-	1.00E+15	-	-
|Fmax,tens|	-	-	1.00E+15	-	-
L spacing	-	-	1.2	-	1.2

5.6.3 Sonlu elemanlar ağı

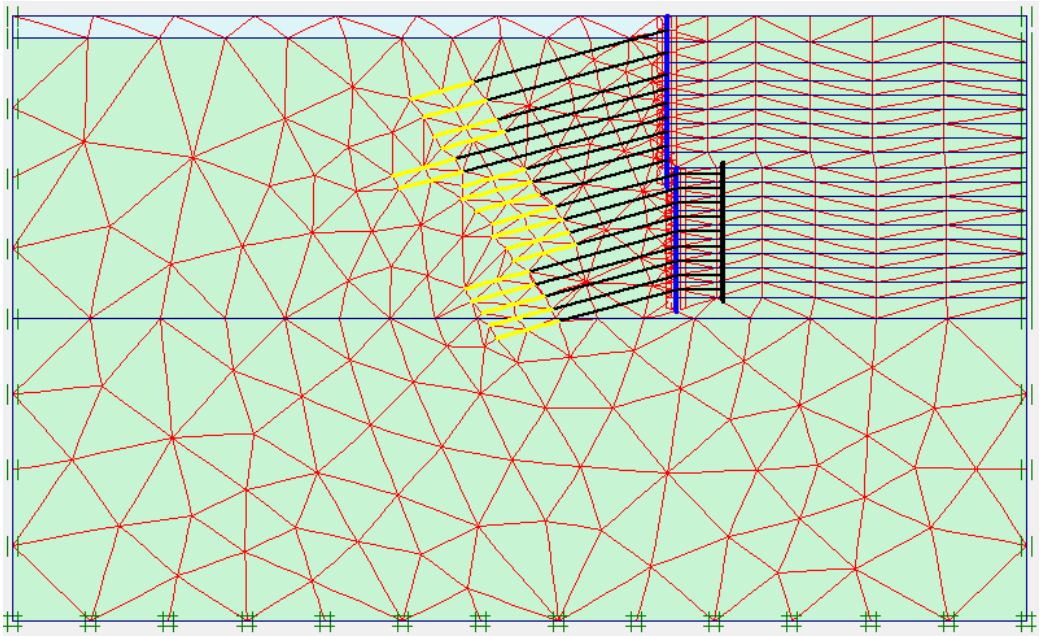
Sonlu eleman ağı oluşturma işlemi zemin modelini üçgenlere ayırma esasına dayanır. Plaxis, modeli elemanlara bölerken üçgenleri optimize eder vesonuçta optimize edilmiş bir sonlu elemanlar ağı ortaya çıkar. Bu sayede tabaka, yük ve yapı elemanlarının tam pozisyonları sonlu elemanlar ağı ile yansıtılabilmektedir.

Modelde sonlu eleman ağı sıklığı oluşturulurken orta dereceli (Medium) olarak tanımlanmıştır. Daha önceki çalışmalar, orta dereceli sıklığın ilk yaklaşımda yeterli olduğunu göstermektedir. Strut eleman kullanılmadan yapılan Model-1'e ait iki boyutlu sonlu eleman ağı görünüşü Şekil 5.8'de gösterilmektedir.



Şekil 5.8 : İksa kesiti modeline (Model-1) ait iki boyutlu sonlu eleman ağı görünüşü.

Köşenin tanımlandığı strut elemanlı çözüm yapılan Model-2'ye iki boyutlu sonlu eleman ağı görünüşü ise Şekil 5.9'da verilmiştir.



Şekil 5.9 : Strut çözümlü Modele-2'ye ait iki boyutlu sonlu eleman ağı görünüşü

5.6.4 Hesap aşamaları

Analizlerde iksa elemanları için davranış özelliği lineer-elastik olarak tanımlanmış, tüm zemin tabakaları için pekleşen zemin özelliği gösteren HS model (Hardening Soil Model) kullanılmıştır. Yol yükü için 15 kPa mertebesindeki sürşarj yükü iksa sistemine etki ettirilmiştir. Modelin sonlu elemanlar sistemi 15 düğümlü (15 node) üçgen prizma elemanlardan oluşturulmuştur. Proje sahasında yer altı suyu bulunmadığından analizler drenajlı zemin koşulları için yapılmıştır.

Her iki modelin hesap aşamaları başlangıç durumu hariç otuz sekizfazda tamamlanmıştır. Bunlar:

- Başlangıç Fazı (Faz-0) : Yer altı suyu seviyesi geometrinin çok altında bulunduğundan; başlangıç durumunda başlangıç gerilmeleri hesabı için K_0 yükleme yöntemi (sükunetteki toprak basınıcı durumu) uygulanmıştır.
- Faz-1 : 150 kPa değerinde sürşarj yükü uygulanmıştır.
- Faz-2 : 100cm çapındaki fore kazık elemanı aktif edilmiştir.
- Faz-3 - 19 : Zemin yüzeyinden 21 m derinliğe kadar kazı ve ankrajlar kademeli olarak aktif edilmiş ve ankrajlara öngerme uygulanmıştır.

- Faz-20 : 30 cm çapındaki mini kazık elemanı aktif edilmiş ve ilk kademe kazısı yapılmıştır.
- Faz-21 - 37 : Zemin yüzeyinden 39.1 m derinliğe kadar kazı yapılmıştır. Ankrajlar kademeli olarak aktif edilip, öngerme uygulanmıştır. Strut elemanlı modelde ise ankrajlar aktif edilmeyip strut elemanlar aktif edilmiştir.
- Faz-38: Güvenlik katsayısının hesabı için toptan göçme analizi (phi/c reduction) yapılmıştır.

İksa sisteminin yatay desteklerini oluşturan öngermeliankrajların çalışacağı maksimum yük 600 kN olarak öngörülmüştür. Ankrajlar yatayda s = 1.2 m arayla yapıldığından ankraj halatı öngerme yükü olarak 500 kN/m (çekme gerilmesi) girilmiştir.

Hesap edilen deplasman miktarları öngörü olup, iksa sisteminin inşası sırasında ilave deplasmanlar oluşabilecektir. Literatürde derin kazılar için deplasman toleransı kazı derinliğinin 0.005'i olarak ifade edilmektedir. Konu ile ilgili NAVFAC DM7.2, 1982 Çizelge 5.4'te verilen tabloyu önermektedir.

Çizelge 5.4 : Zemin tipine göre deplasmanlar (NAVFAC DM7.2, 1982).

Zemin Tipi ve Durumu	**δh,a/H**	**δh,p/H**
Kohezyonsuz, Sıkı	0.0005	0.002 H
Kohezyonsuz, Gevşek	0.002	0.006 H
Kohezyonlu, Katı	0.01	0.02 H
Kohezyonlu, Yumuşak	0.02	0.04 H

5.7 Sonlu Eleman Analiz Sonuçları

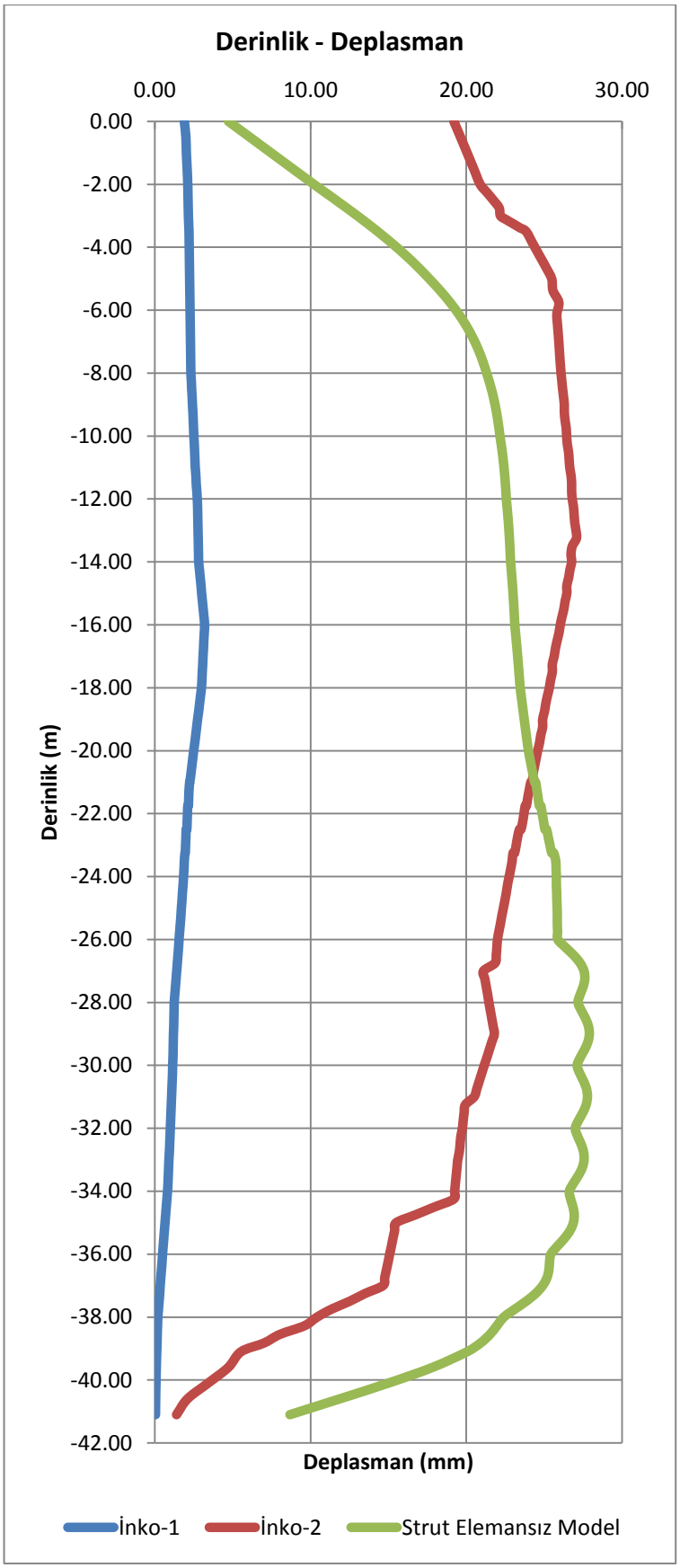
İki boyutlu sonlu eleman analiz programı kullanılarak K-9 kesitine ait deformasyon, efektif yatay gerilme, moment ve kesme kuvveti değerleri hesaplanmıştır.Normal çözüm yapılan Model-1 ve strut elemanlı çözüm yapılan Model-2'ye ait analiz sonuçları Çizelge 5.5'te özetlenmiştir.

Çizelge 5.5 : Strut elemanlı ve normal çözüme ait analiz sonuçları

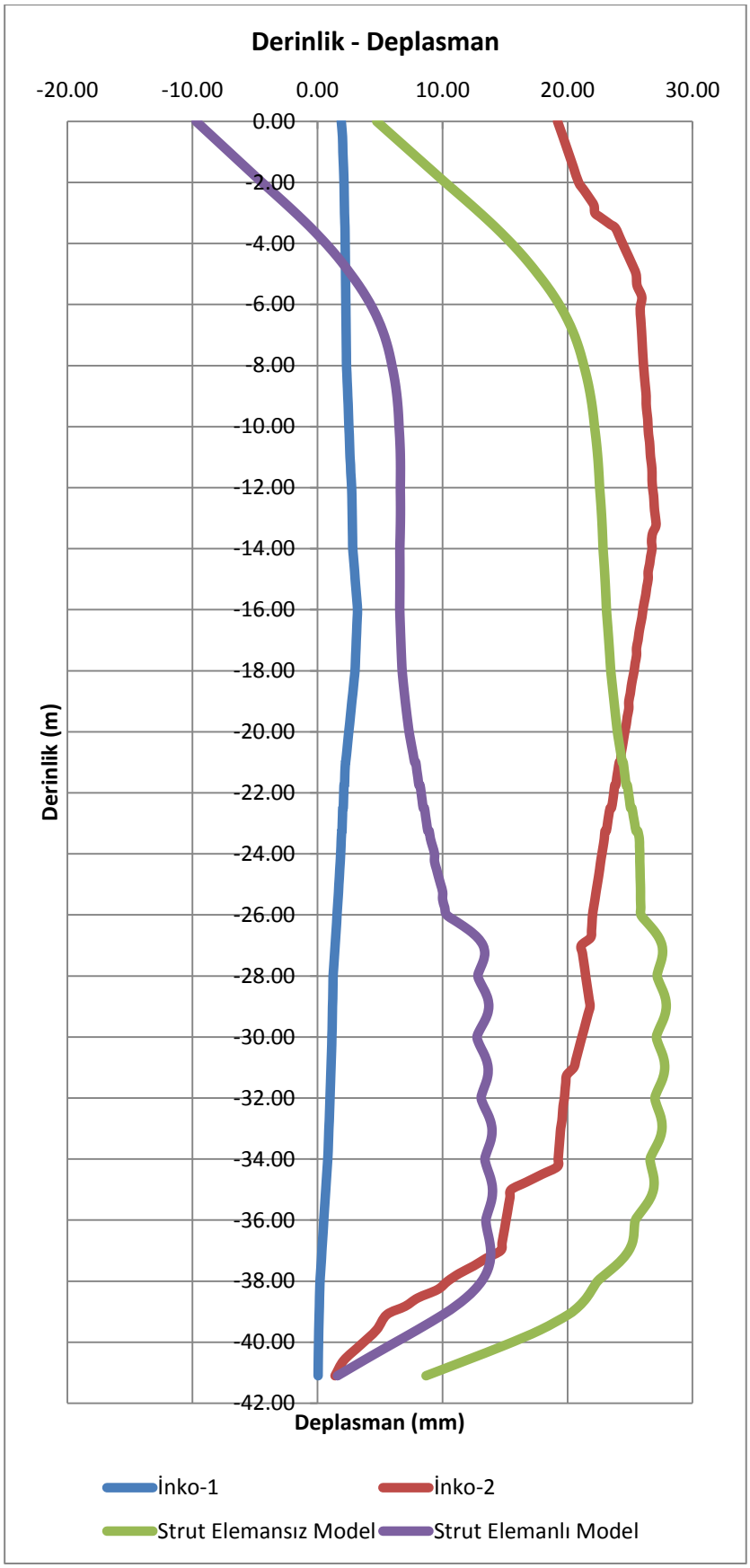
Model	**Kesit Elemanı**	**Deformasyon (mm)**	**Efeftik Yatay Gerilme (kN/m^2)**	**Kesme Kuvveti (kN/m)**	**Eğilme Momenti (kNm/m)**
		Δu_{max}	(σ'_{hmax})	N_{max}	M_{max}
Model-1	FK100	25.99	682.79	427.11	705.78
	MK30	27.90	475.61	346.77	99.97
Model-2	FK100	-9.71	345.59	427.11	705.78
	MK30	14.00	636.22	409.93	168.43

Strut elemanı tanımlanmadan yapılan klasik kesit analizi çözümünde (Model-1) elde edilen değerler köşeye yakın ve uzak noktalardaki inklinometre sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Şekil 5.10'da görüldüğü üzere, analiz sonuçları köşeden 51 m mesafede olan İnklinometre-2'ye ait deformasyon değerlerine daha yakın elde edilmiştir.

Köşe etkisini tanımlamak amacıyla yapılan strut elemanlı analizde (Model-2) hesaplanan deformasyon değerleri yine inklinometrelerde ölçülen değerlerle ve strut elemanı tanımlanmadan yapılan analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmış ve sonuçlar Şekil 5.11'de grafiksel olarak gösterilmiştir. Grafikte de görüldüğü üzere; yatay destek eleman tanımlanarak yapılan analizden elde edilen sonuçlar, köşe etkisindeki İnklinometre-1'de elde edilen deplasman değerlerine daha yakındır.



Şekil 5.10 : Strut elemansız analize ait deplasman sonuçları ile inklinometre sonuçlarının karşılaştırılması



Şekil 5.11 : Strut elemanlı çözüm ve normal çözüme ait derinlik–deplasman ilişkisi

Her iki analiz yönteminden elde edilen efektif yatay gerilme değerlerinin derinlikle değişimi incelenmiş, sonuçlar Şekil 5.12'de grafik üzerinde karşılaştırmalı olarak gösterilmiştir.

Grafikte de görüldüğü üzere aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir;

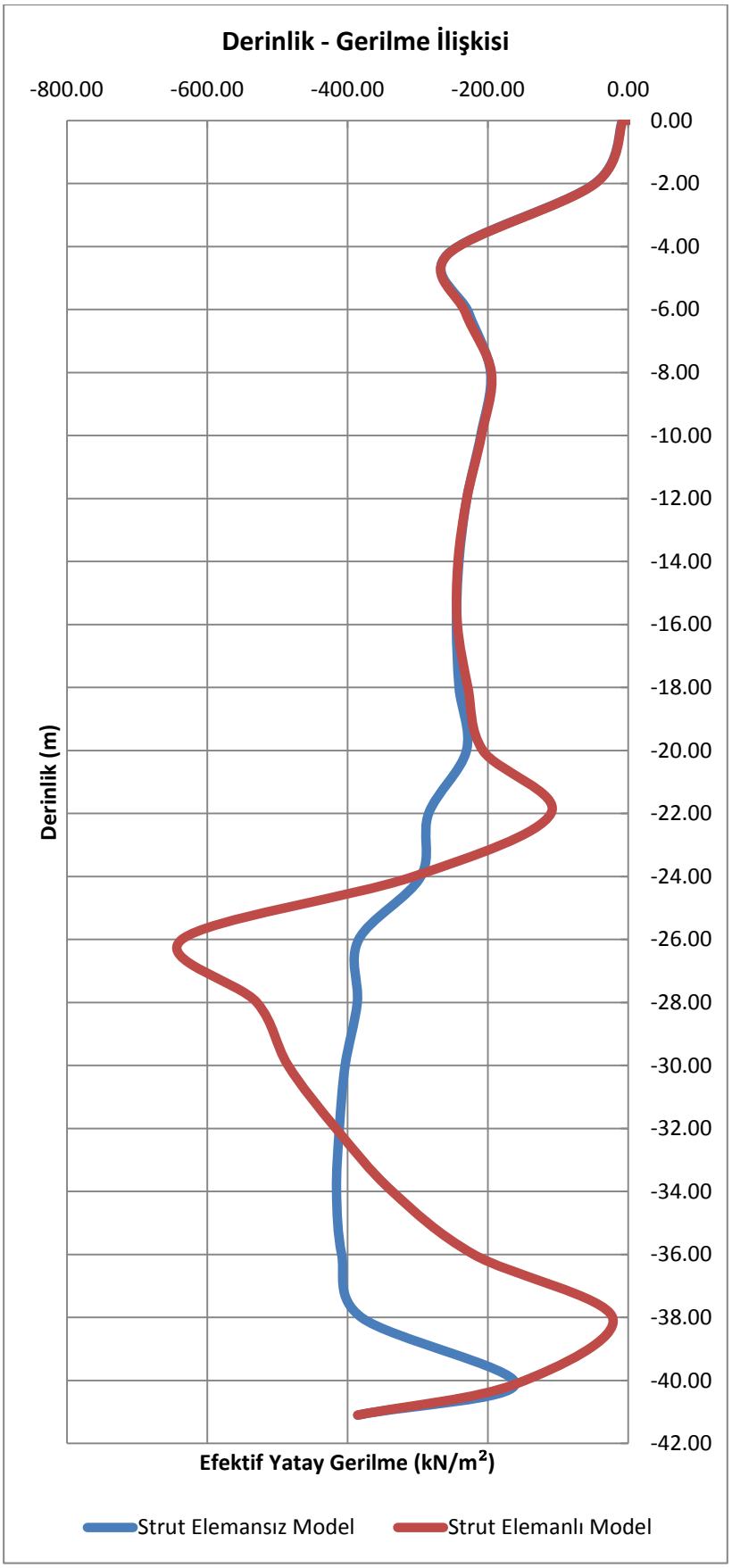
- 0 – 16 m : Her iki modele ait gerilme değerleri benzerlik göstermektedir.
- 16 – 22 m :Strut elemanlı çözüme ait gerilme değerleri azalış göstermekte olup, strut elemansız çözüme ait gerilme değerlerinin altına düşmektedir.
- 22 – 32 m : Strut elemanlı çözümde, strut uygulamasının başladığı ilk kuşak kirişi kotundan itibaren gerilme değerleri artış göstermekte olup, strut elemansız çözüme göre daha fazla gerilme değerleri göstermektedir.
- 32 - 40 m : 32 m'den sonra strut elemanlı çözüme ait gerilme değerleri azalmakta olup, diğer modele ait gerilme değerlerine göre daha düşük seviyelerde seyretmektedir.

Deformasyon ve efektif gerilme değerlerine ek olarak her iki modele moment ve kesme kuvveti değerleri sırasıyla Şekil 5.13 ve Şekil 5.14'te karşılaştırmalı olarak gösterilmektedir.

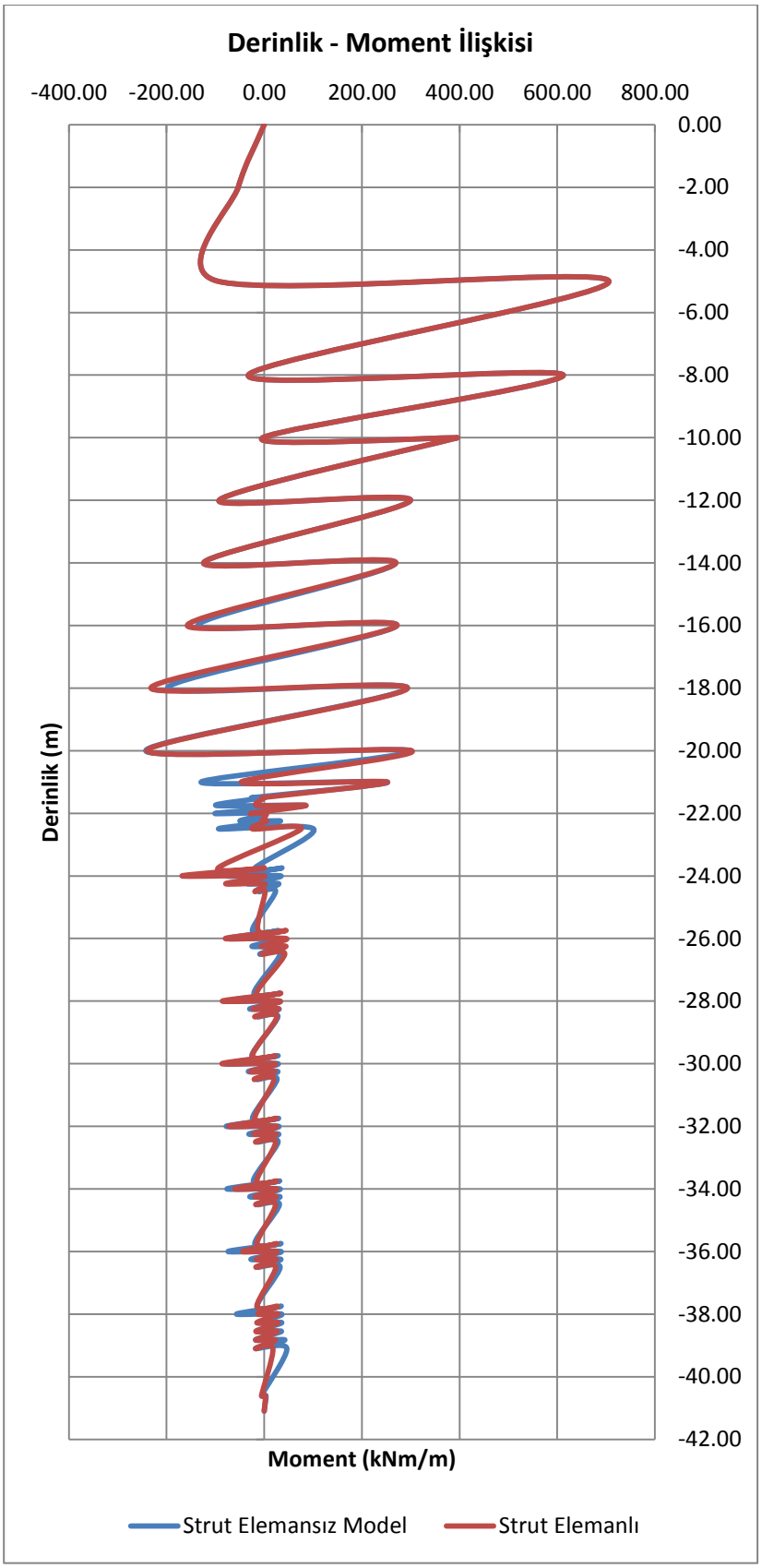
Şekil 5.13'te görüldüğü üzere moment eğrileri ikinci palye başalangıcına kadar benzerlik gösterirken, köşe noktasının başladığı yani strut elemanlarının tanımlandığı 21 m derinlikten sonra farklılık göstermektedir. 21 m derinlikten itibaren strut elemanlı çözüme ait moment değerleri normal çözüme göre daha fazla iken, 32 m derinlikten sonra daha azdır.

Kesme kuvveti grafiğinde ise yine moment grafiğine benzer değişimler görülmektedir (Şekil 5.14).

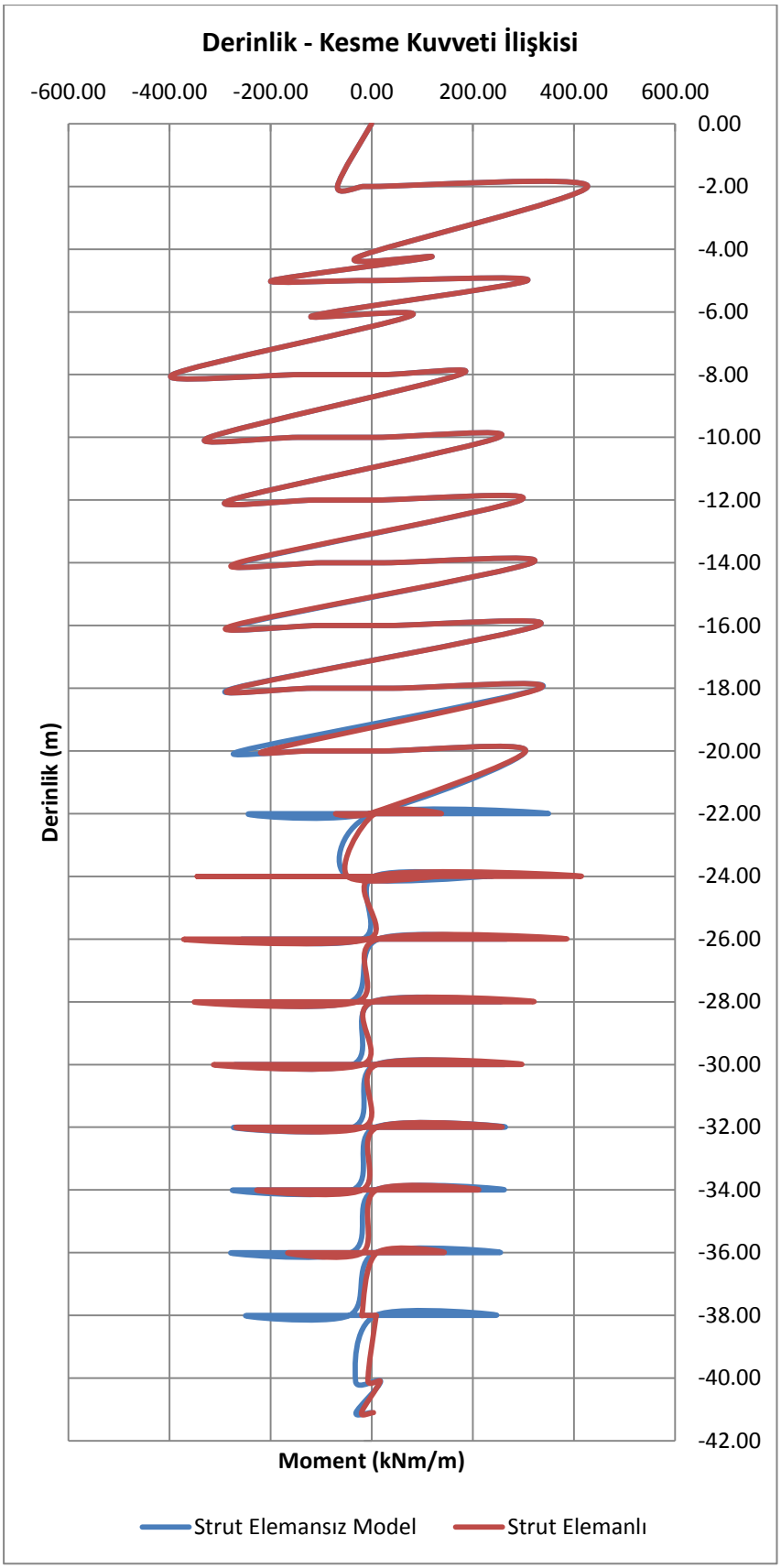
Analizlere ait program çıktıları EK A.3'te verilmiştir.



Şekil 5.12 : Strut elemanlı ve normal çözüme ait derinlik – gerilme ilişkisi

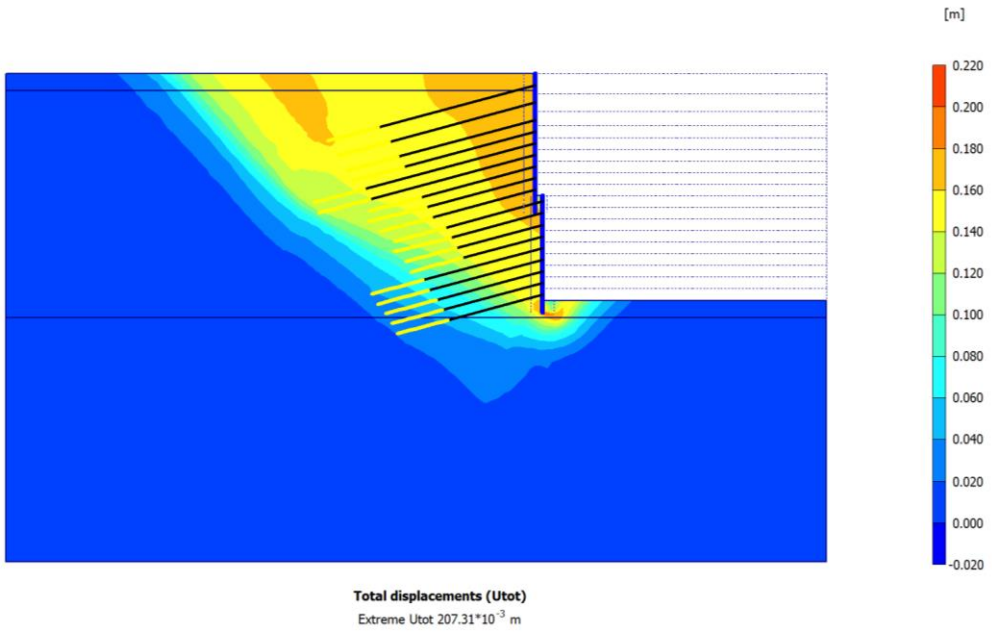


Şekil 5.13 : Strut elemanlı ve normal çözüme ait derinlik – moment ilişkisi

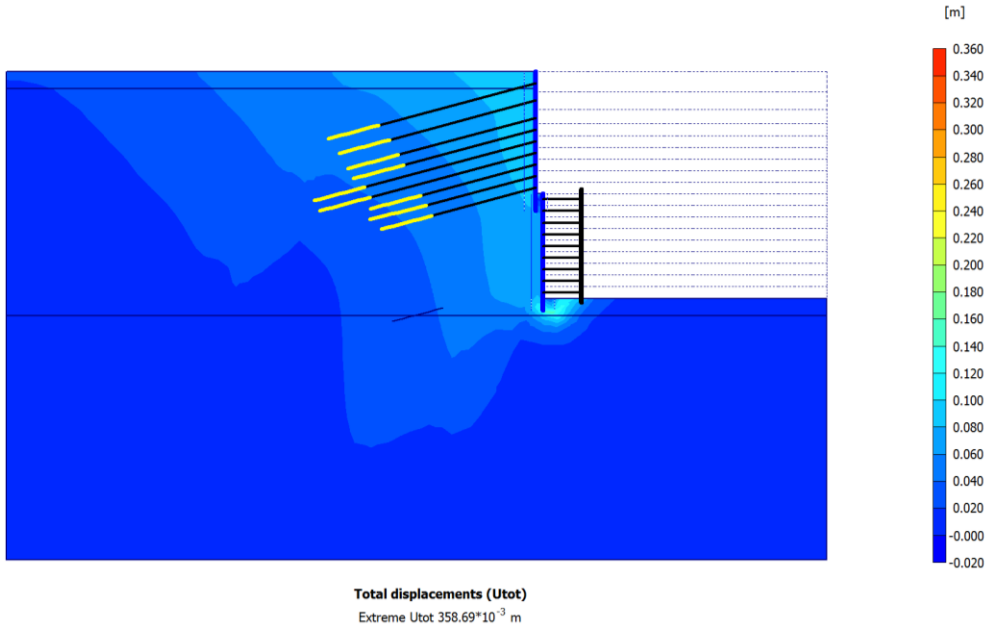


Şekil 5.14 : Strut elemanlı ve normal çözüme ait derinlik – kesme kuvveti ilişkisi

Analizlerin son aşamasında her iki iksa modeline ait güvenlik faktörü hesabı için toptan göçme analizi (phi/c reduction analysis) yapılmıştır. Analizler sonucunda güvenlik katsayısı değerleri Model-1 için 1.6644, Model-2 için 2.1241 olarak hesaplanmış olup, her iki modele ait kritik kayma dairesi dağılımları sırasıyla Şekil 5.15 ve Şekil 5.16'da gösterilmiştir.



Şekil 5.15 : Model-1'e ait kritik kayma dairesi görünüşü



Şekil 5.16 : Model-2'ye ait kritik kayma dairesi görünüşü

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışması kapsamında, köşenin derin kazı destek sistemleri üzerindeki etkisi iki boyutlu sonlu eleman analiz yöntemi ile incelenmiştir. Sahada yapılan deformasyon ölçümleri ile iki boyutlu sonlu elaman analiz programında yapılan çözümlerden elde edilen sonuçlar arasındaki benzerlikler ile farklılıklar değerlendirilmiştir.

Bu amaçla Çiftçi Towers Zincirlikuyu projesi kazısına ait 10-11 aksları arasındaki cepheninköşe noktasına 2.5 m mesafesinde ve 51 m mesafesindeki inklinometrelerde ölçülen değerler kaydedilmiştir. Bu cepheye ait iksa sistemi iki boyutlu sonlu elaman analiz programı ile modellenmiştir. Yapılan analizlerde iki farklı model oluşturulmuştur. Modellerden birinde köşe etkisi yaratabilmek amacıyla köşenin yer aldığı kazı kotuna yatay destek elemanı tanımlanmıştır. Diğer modelde ise bu destek elemanı kullanılmamıştır.

Analizlerden elde edilen sayısal veriler grafiksel olarak sunulmuş ve karşılaştırmalı değerlendirmeler yapılmıştır.

Sonuç olarak, bu çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar genel olarak aşağıdaki gibi özetlenebilir:

- Köşeden 51 m'de mesafedeki inklinometreden alınan ölçümler ile köşesiz modelin analizinden elde edilen sonuçlar benzerlik göstermektir.
- Köşe noktasına yakın mesafedeki inklinometreden alınan ölçüm değerleri strut elemanı tanımlanmadan yapılan analizden elde edilen sonuçlara göre düşük iken, strut eleman kullanılarak yapılan analiz sonuçları ile benzerlik göstermektedir. Bu analizin sonuçları, köşe etkisinde kalan saha ölçümlerinin köşenin iki boyutlu sonlu eleman analiz programında iksa duvarına dik destek eleman olarak modellenmesi ile elde edilebileceğini göstermiştir.

- İkinci palye başlangıcından itibaren köşe ve merkez noktalarında ölçülen deformasyon değerleri arasındaki fark yaklışık olarak 22 mm, hesaplanan değerler arasında fark ise yaklaşık olarak 14mm'dir.
- İnklinometre sonuçlarına göre; kazı destek sistemlerinde deformasyon üzerindeki köşe etkisinin köşeden belli bir mesafe sonra kaybolduğu anlaşılmaktadır.

Bu sonuçlardan yola çıkarak, köşe etkisinin ihmal edildiği durumlarda, iki boyutlu sonlu eleman analiz programlarının saha ile uyumlu sonuçlar verdiği, ancak ihtiyaç duyulduğu durumlarda köşe etkisinin iki boyutlu analiz programlarına yansıtılabileceği görülmektedir.

Bu çalışmanın devamında çok sıra ankrajlı sistemlerde köşe etkisi üç boyutlu analiz programı yardımıyla incelenelebilir, köşe etkisinin mesafesiaraştırılabilir ve üç boyutlu programda elde edilen analiz sonuçlarının iki boyutlu modellerle karşılaştırması yapılabilir.

KAYNAKLAR

Berilgen, M. (1996). *Ankrajlı Perdelerde Zemin Yapı Etkileşiminin İncelenmesi*, (DoktoraTezi), YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Bowles, J. E. (1998). *Foundation Analysis and Design*, McGraw Hill, Singapore.

Carder, D. R. (1995). Ground Movements Caused by Different Embedded Retaining Wall Construction Techniques. *Transport Res. Lab. Rep.* 172, Berkshire, U.K.

Clough, G. W. ve Denby, G. M. (1977). Stabilizing Design for Temporary Walls in Clay, *J. Geotech. Engrg. Div., ASCE, 75-90*.

Clough, G. W. ve Hansen, L. A. (1981). Clay Anisotropy and Braced Wall Behavior. *J. Geotech. Engrg. Div*., ASCE, 107 (7), 893-913.

Clough, G. W. ve O'Rourke, T. D. (1990). Construction Induced Movements on Situ Walls, *Proc. ASCE Conf. On Des. and Perf. Of Earth Retaining Struct*, Geotech. Spec. Publ. No.25, ASCE, NewYork, 439-470.

Fernie, R. ve Suckling, T. (1996). Simplified Approach for Estimating Lateral Movement of Embedded Walls in U.K. Ground. *Proc., Int. Symp. Geo Aspects of Underground Constr. In Soft Ground*, City University, London, 131-136.

Hasanov, A. H. (2001). *Varyasyonel Problemler ve Sonlu Elemanlar Yöntemi*, Literatür Yayıncılık, İstanbul.

Kumbasar, V. ve Kip, F. (1999). *Zemin Mekaniği Problemleri*, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.

Lee, F. H., Yong, K. Y., Quan K. C. N., Chee, K. T. (1998). Effect of Corners in Strutted Excavations: Field Monitoring and Case Histories, *Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering, ASCE*, Vol. 124, No. 5,339-349.

Ou, C. Y., Lai, C. H. (1994). ''Finite Element Analysis of Deep Excavation in Layered Sandy and Clayey Soil Deposits'' Canadian Geotech. J., Vol. 31,204-214.

Ou, C. Y., Shiau, B. Y. (1998). Analysis of The Corner Effect On Excavation. *Can. Geotech. J., Ottawa, 35, 532-540*.

Özbek, B. S. (2009), *Ankraj Destekli Derin İksalarda Deformasyonların İncelenmesi*, (Yüksek Lisans Tezi), Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Özkormaz, S. (2013), *Kazı Çukurlarında Köşe Etkisi Üzerine Bir Çalışma*, (Yüksek Lisans Tezi), İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Peck, R. B. (1969). Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground, Proceedings 7th I.C.S.M.F.E. State of Art Volume, Mexico, pp. 225-290.

Plaxis 3D Foundation V2 Material Manual. (2007), Delft University of Technology & Plaxis bv, Delft, Netherlands.

Sert, S. (2003). *Aluviyal Ortamda Kazıklı Yayılı Temellerin Üç Boyutlu Analizi.* (Doktora Tezi), Sakarya Üniversitesi.

Simpson, B. (1992). Retainingstructure: Displacement and Design. Geotechnique. (42), No7: 541–576. Spundwand-Handbuch Teil 1, Grundlagen. (1986). Trade ARBED Department.

Tschebotarioff, G. P. (1951). *Foundations, Retaining and Earth Structures*, McGram-Hill Book Co. Inc. New York.

Ünlü, G. (2008). *Analysis of Corner Effects on In-Situ Walls Supporting Deep Excavation: Comparison of Plane Strain and Three Dimensional Analysis*, (Yüksek Lisans Tezi), Ortadoğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.

Whittle, A. J., Hashash, Y. M. A., Whitman, R. V. (1993). ‘’Analysis of Deep Excavation in Boston.’’ *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 119, No.1, 69-90.

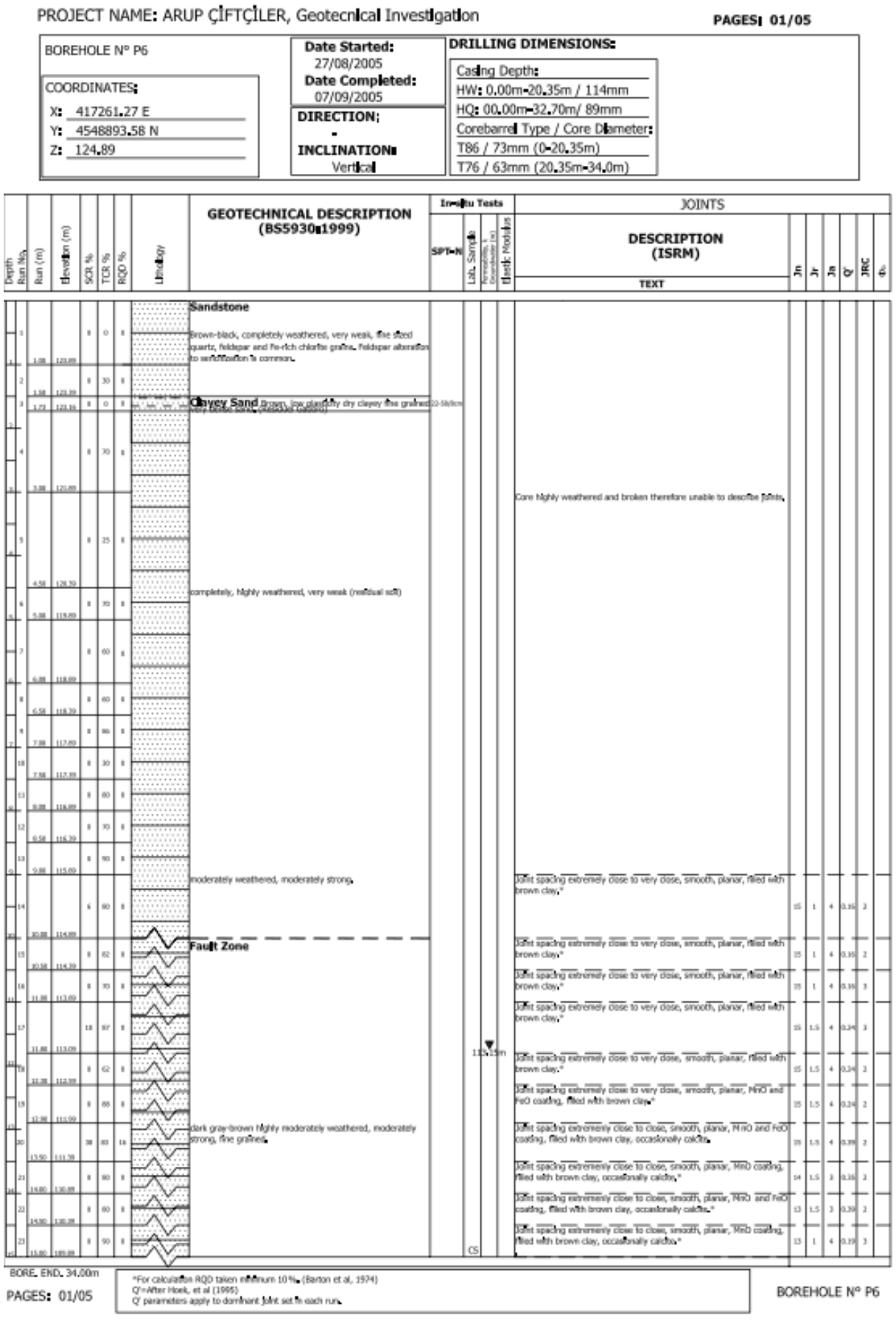
Wong, L. W. ve Patron, B. C. (1993). Settlements Induced by Deep Excavation in Taipei. Proc., 11th Southeast Asian Geotech. Conf., The Institution of Engineers, Malaysia, KL., M’sia: 787–791.

Wong, I. H., Poh, T. Y. ve Chuah, H. L. (1997). Performance of Excavations for Depressed Expressway in Singapore. J. *Geotech. and Geoenvir. Engrg., ASCE*, 123(7), 617-625.

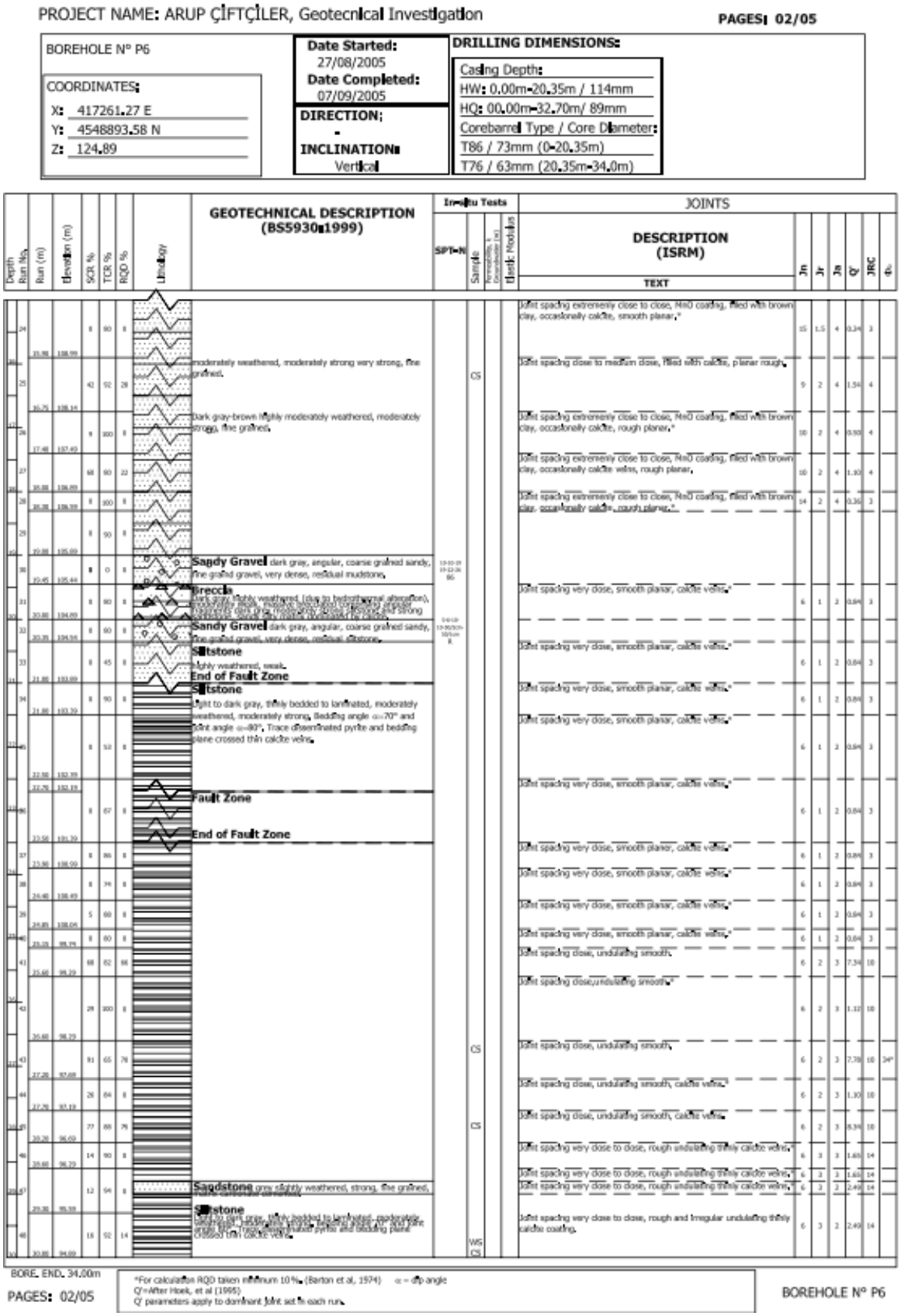
Yıldırım, S. (2002). *Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı*, Birsen Yayınevi, İstanbul.

EKLER

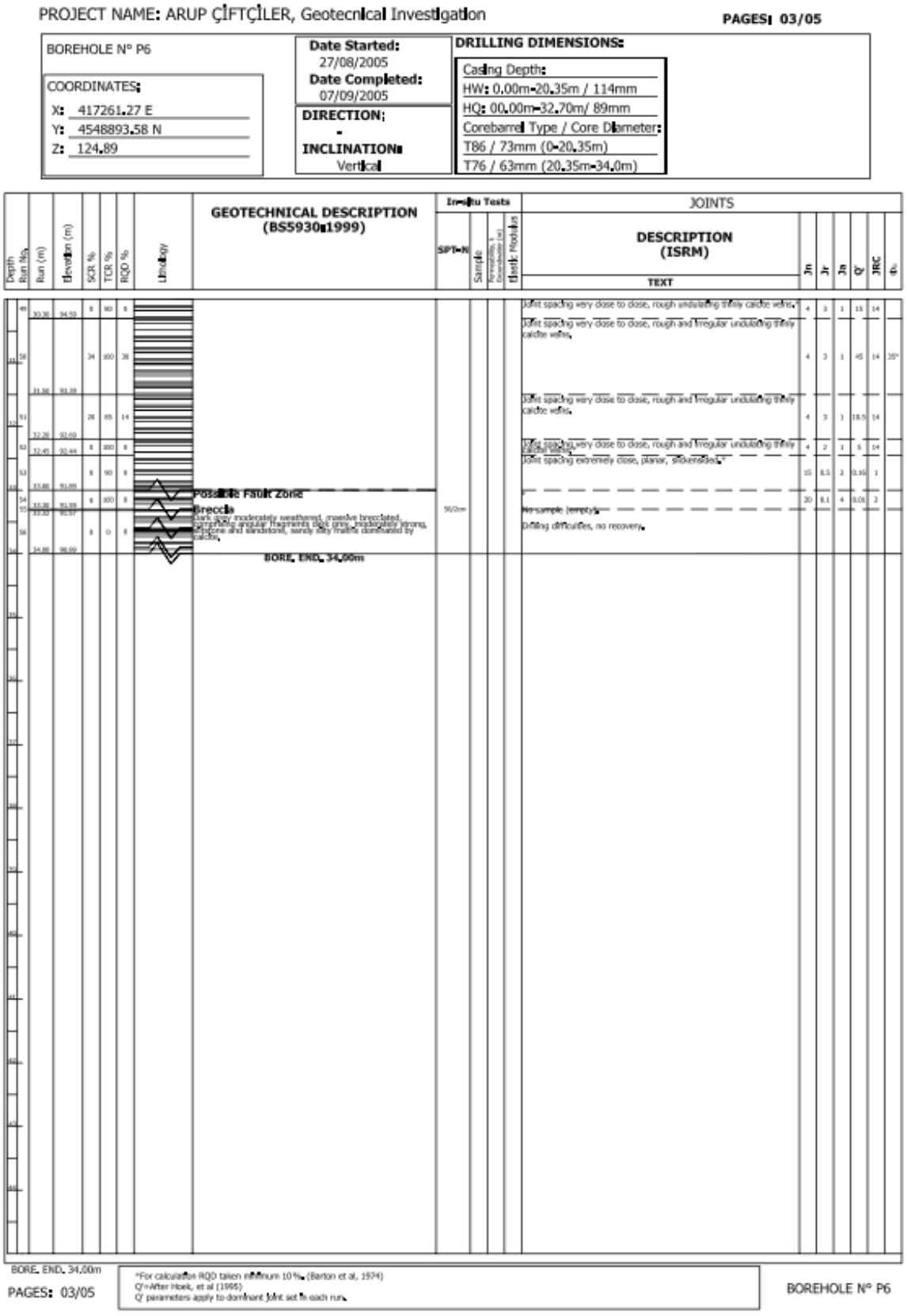
EK A.1 : Çiftçi Towers Zincirlikuyu Projesi sahasına ait sondaj logları



Şekil A.1 : P-6 sondaj logo – Sayfa 1

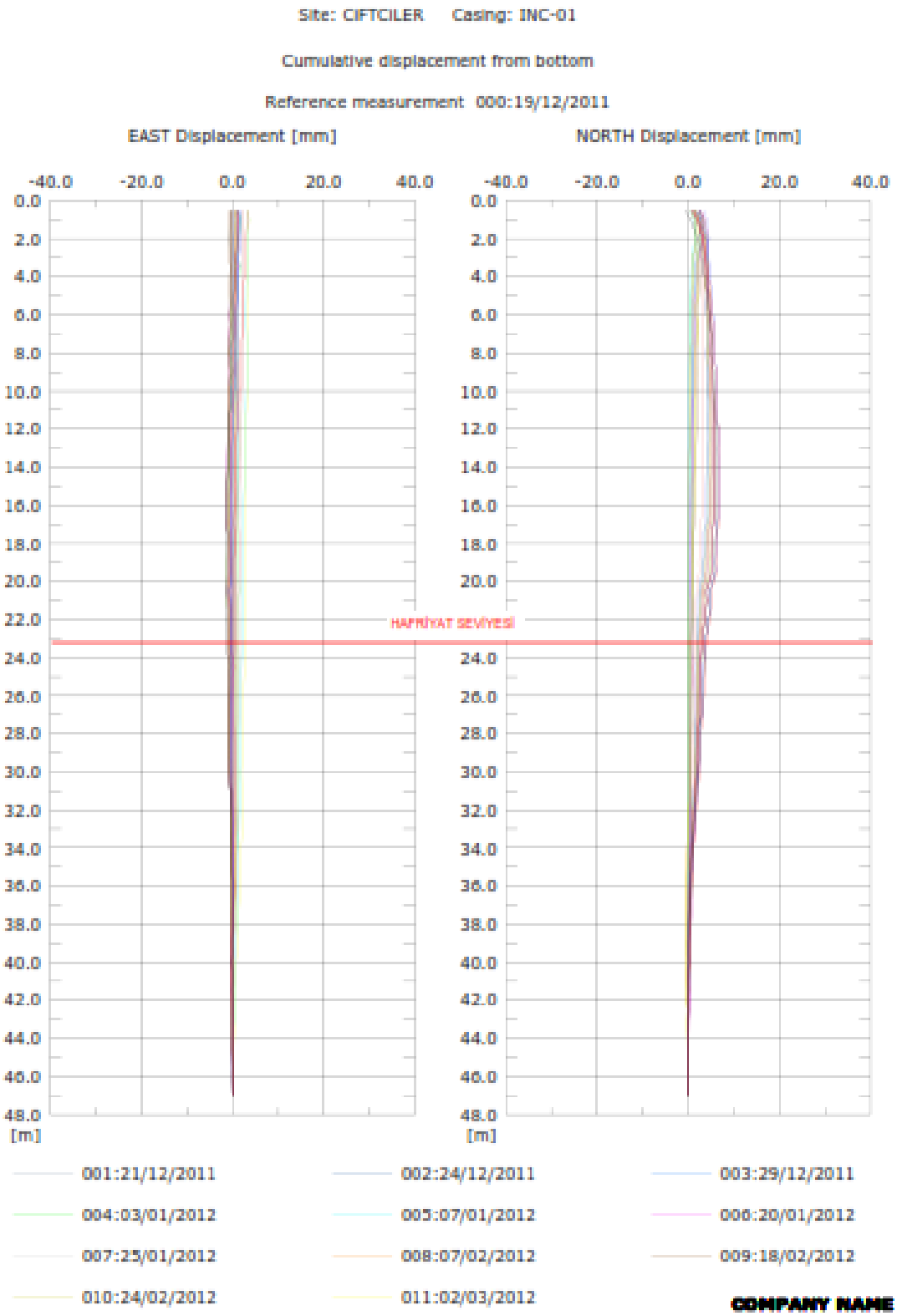


Şekil A.2 : P-6 sondaj logu – Sayfa 2



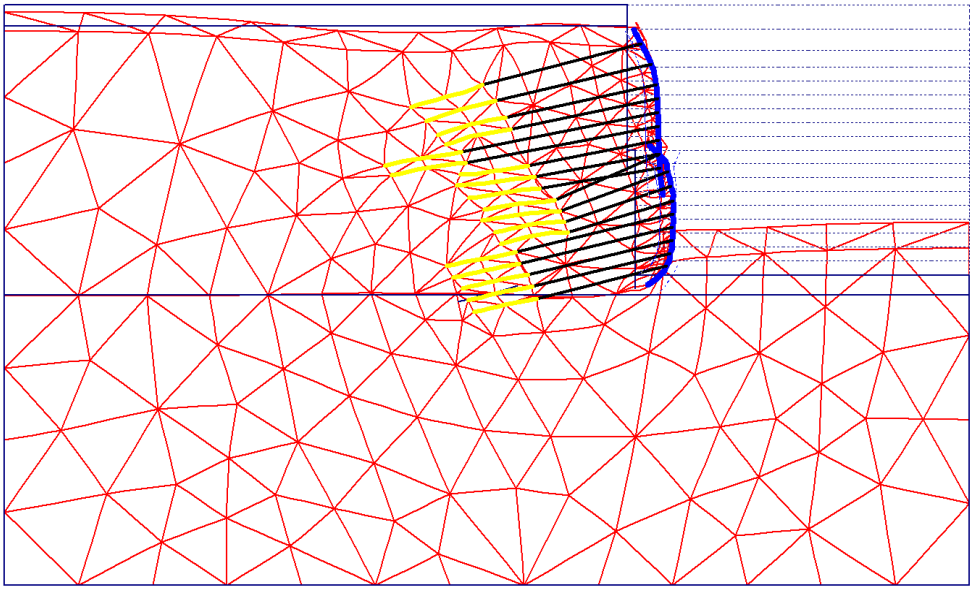
Şekil A.3 : P-6 sondaj logu – Sayfa 3

EK A.2 : Çiftçi Towers Zincirlikuyu Projesi 10-11 aksları arası kazı cephesine ait inklinometre sonuçları

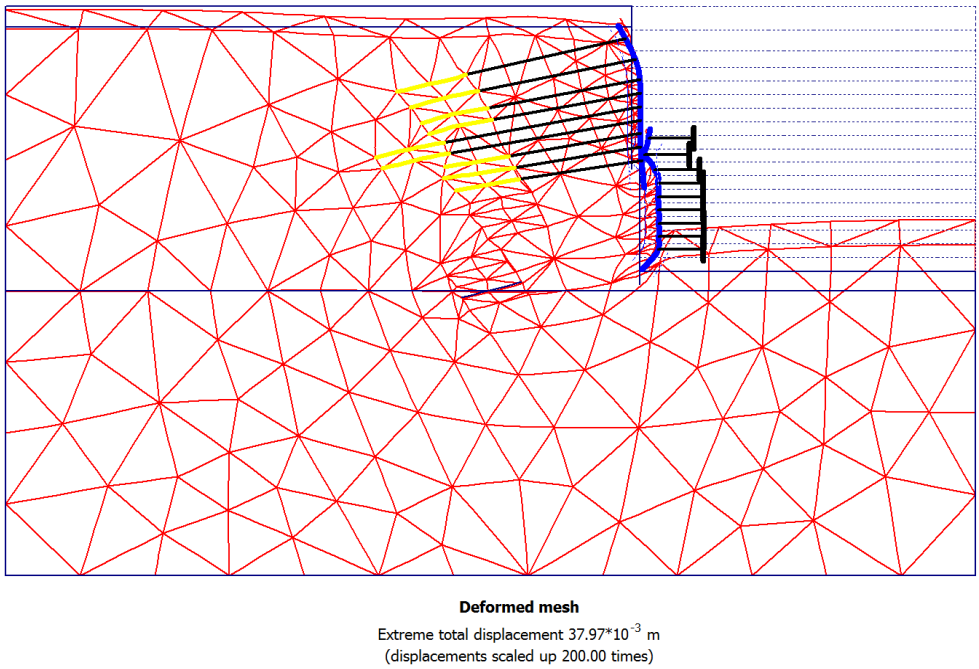


Şekil A.4 : İnklinometre-1 sonuçları

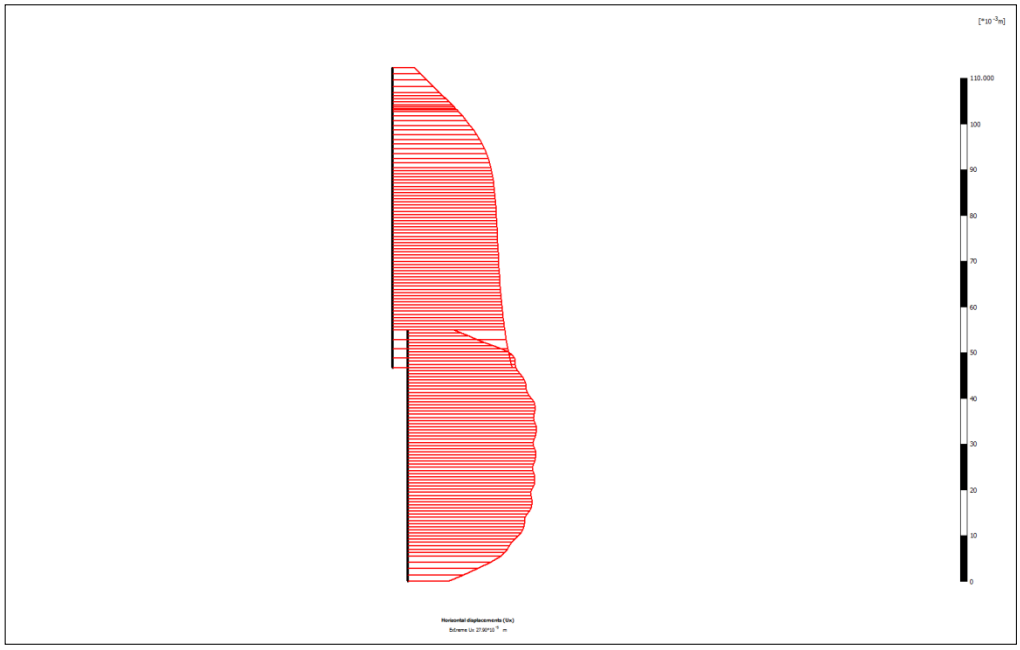
EK A.3 : Plaxis sonuçları



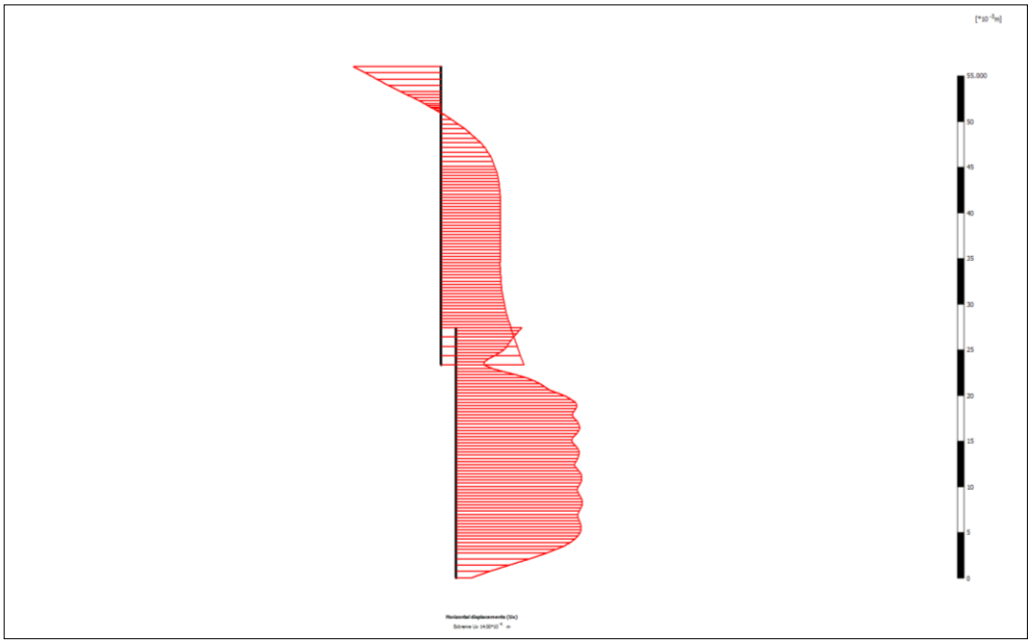
Şekil A.5 : Model-1'e ait deforme durumdaki sonlu eleman ağı görünüşü



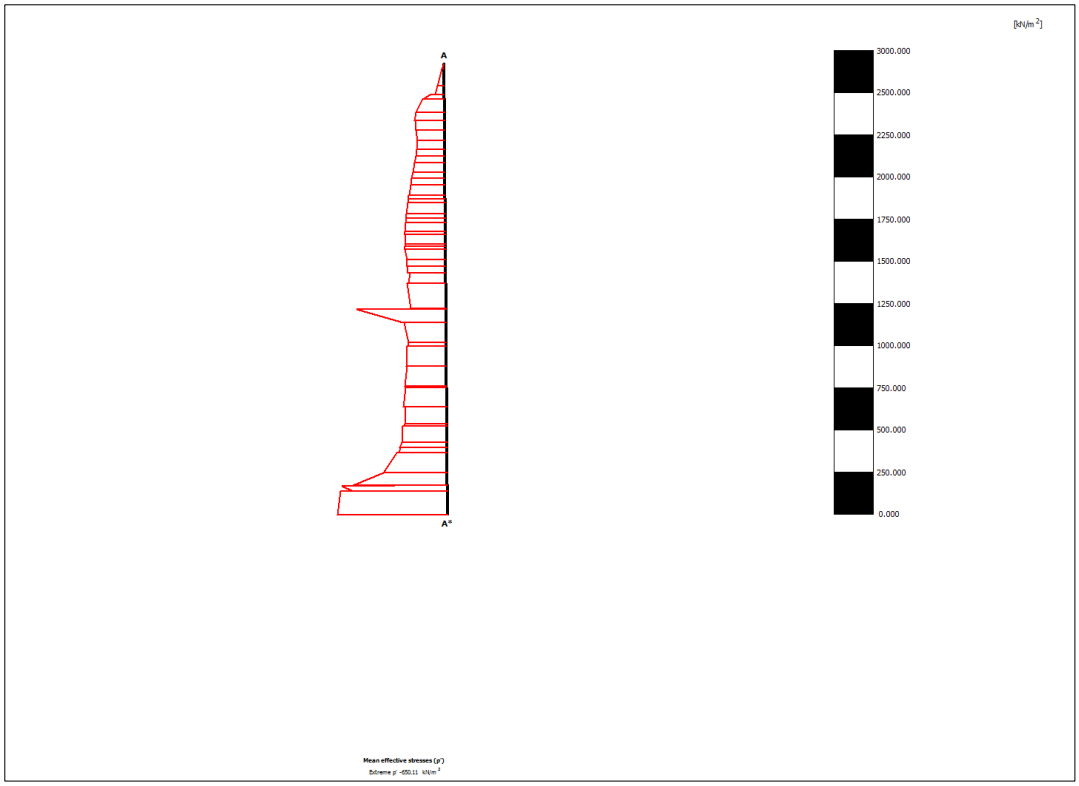
Şekil A.6 : Model-2'ye ait deforme olmuş sonlu eleman ağı görünüşü



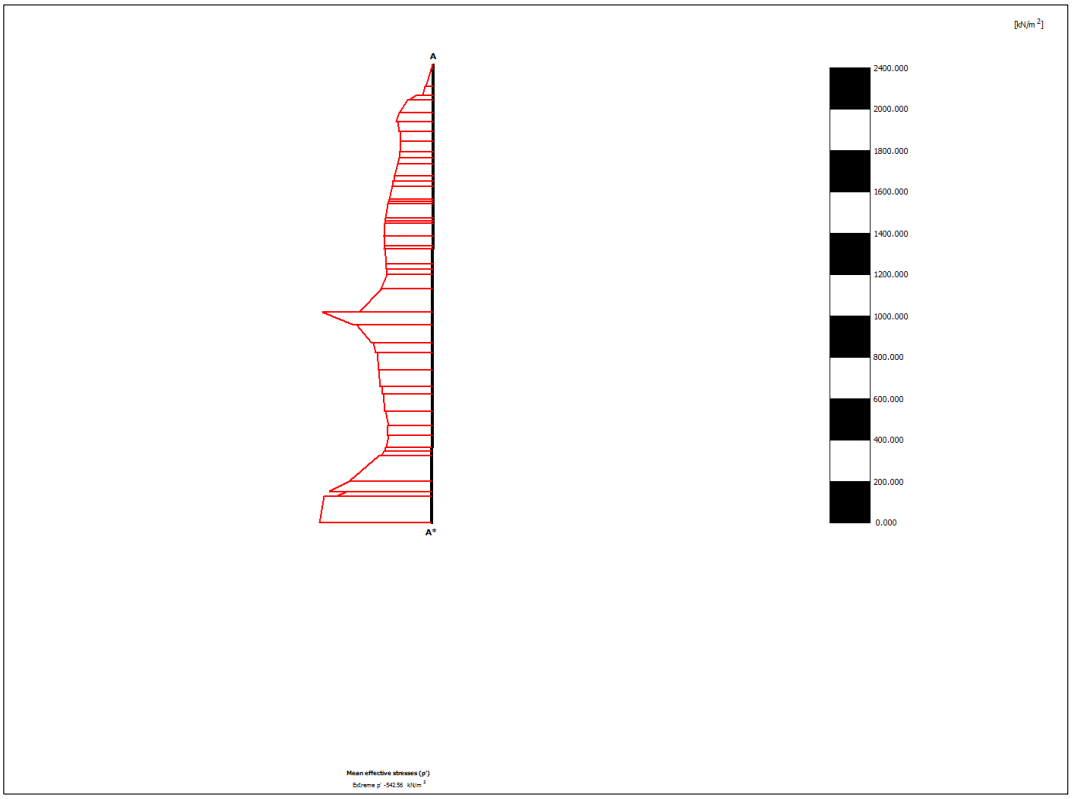
Şekil A.7 : Model-1'e ait deplasman dağılımları



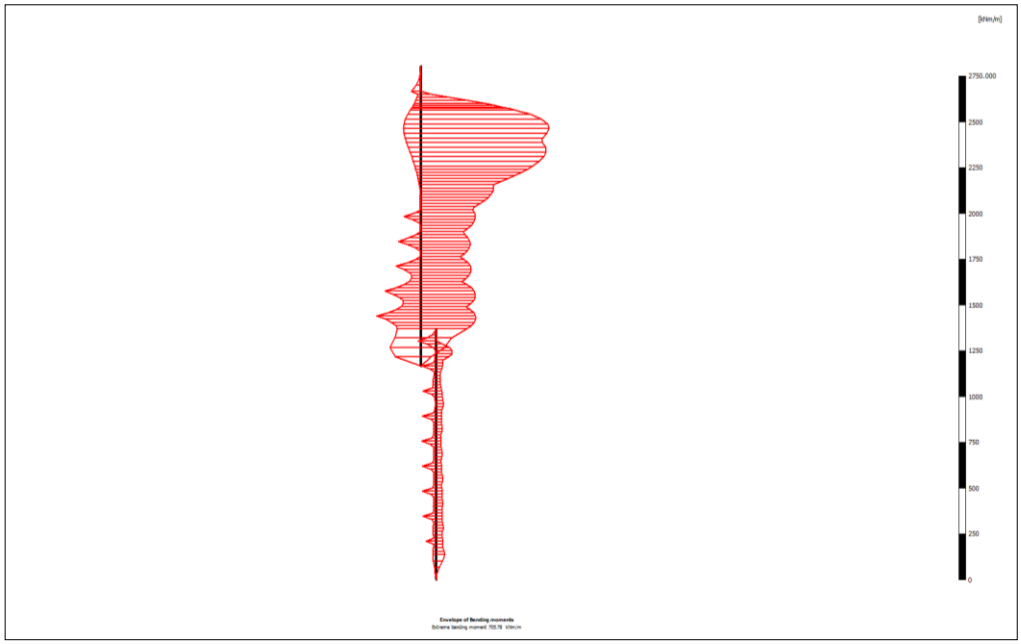
Şekil A.8 : Model-2'ye ait deplasman dağılımları



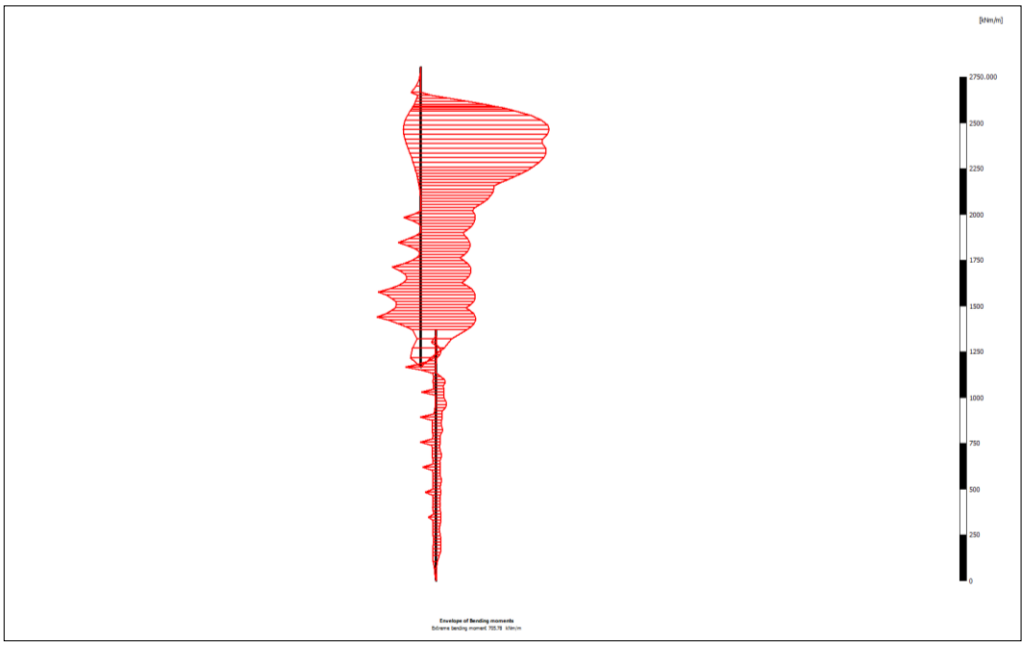
Şekil A.9 : Model-1'e ait efektif yatay gerilme dağılımları



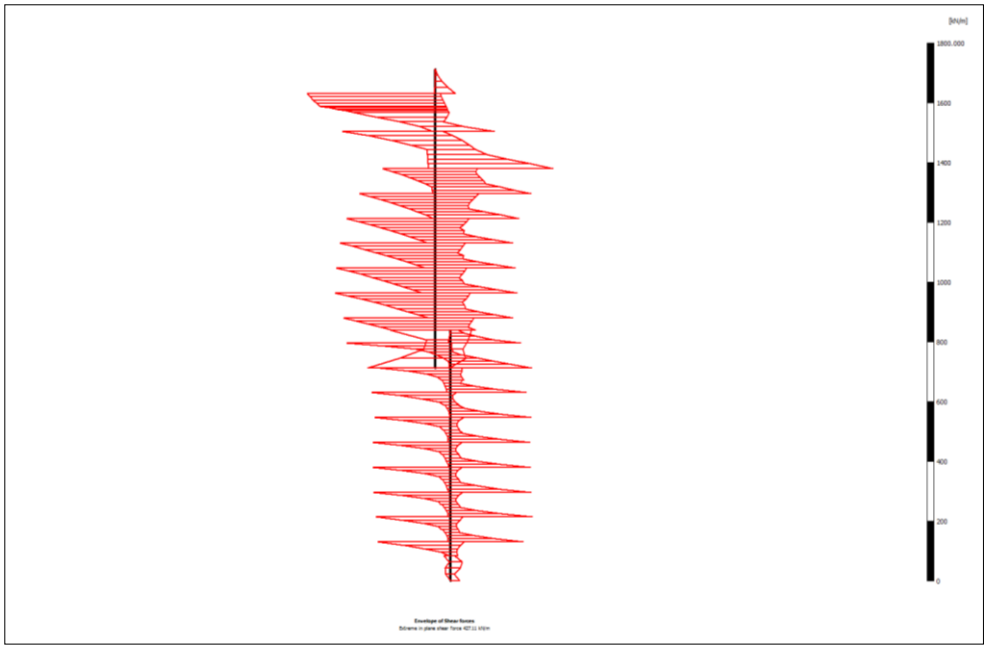
Şekil A.10 : Model-2'ye ait efektif yatay gerilme dağılımları



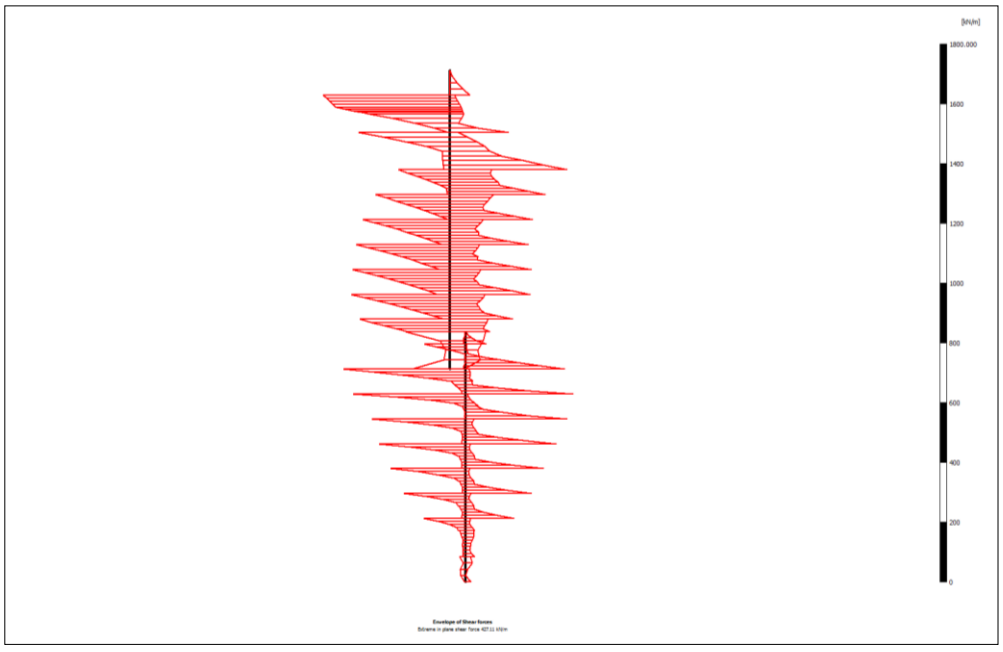
Şekil A.11 : Model-1'e ait moment dağılımı



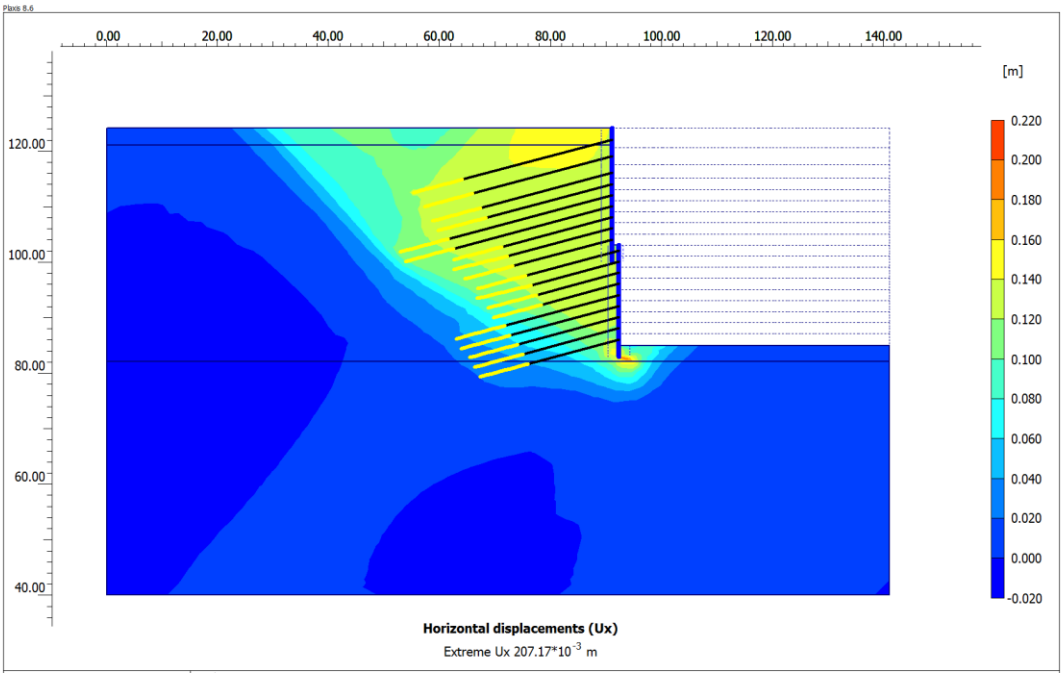
Şekil A.12 : Model-2'ye ait moment dağılımı



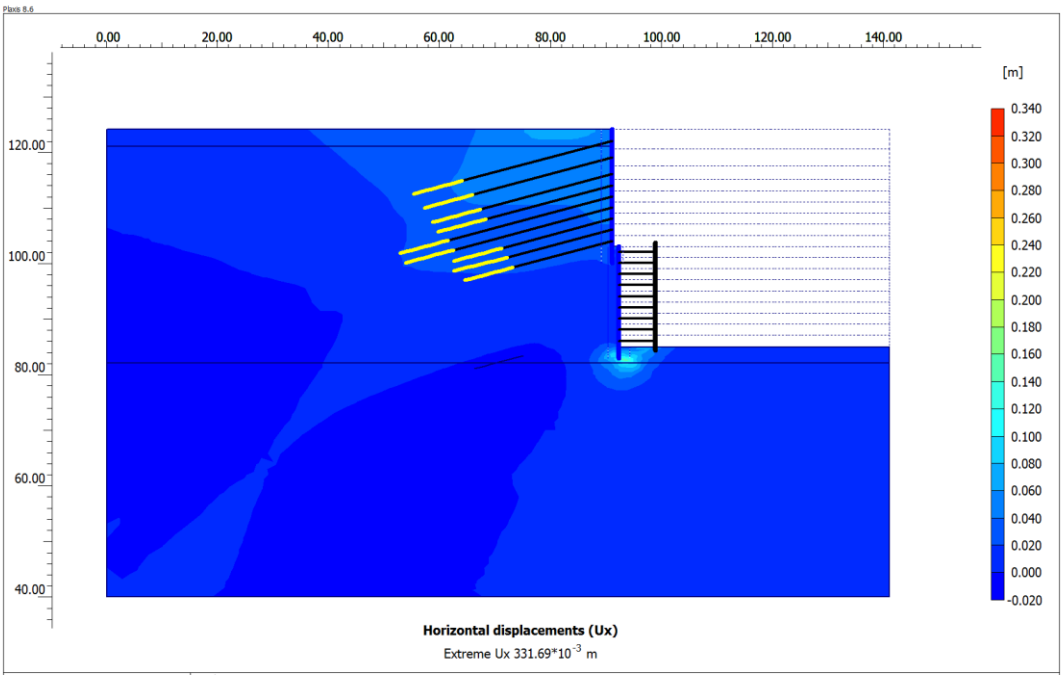
Şekil A.13 : Model-1'e ait kesme kuvveti dağılımı



Şekil A.14 : Model-2'ye ait kesme kuvveti dağılımı



Şekil A.15 : Model-1'e ait kritik kayma dairesi görünüşü



Şekil A.16 : Model-2'ye ait kritik kayma dairesi görünüşü

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Berna Merve CANSIZ

Doğum Tarihi ve Yeri : 01/04/1988 - Samsun/Bafra

E-posta : bernacansiz@hotmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans :** 2010, İstanbul Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü
- **Yükseklisans :** 2014, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği, Zemin Mekaniği&Geoteknik Mühendisliği

MESLEKİ DENEYİM:

Geoteknik Etüd, Müşavirlik ve Mühendislik A.Ş. – Teklif&Sözleşme Mühendisi (Şubat 2011 – Temmuz 2012)

Gemont Endüstri Tesisleri İmalat ve Montaj San. A.Ş. – Planlama Mühendisi (Temmuz 2012 -)

TEZDEN TÜRETİLEN YAYINLAR:

- Cansız, B. M., Yıldırım, H., 2014. İksa Sistemlerinde Köşe Etkisinin İki Boyutlu Sonlu Eleman Analiz Yöntemi İle İncelenmesi. *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbeşinci Ulusal Kongresi*, 16 – 17 Ekim, 2014, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.