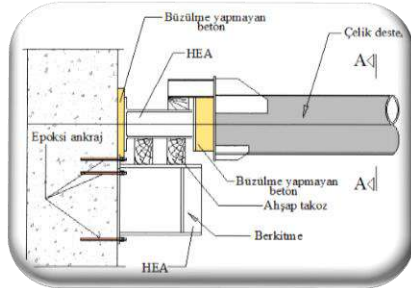
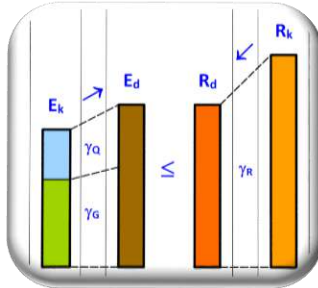
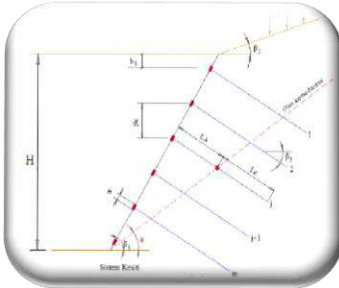
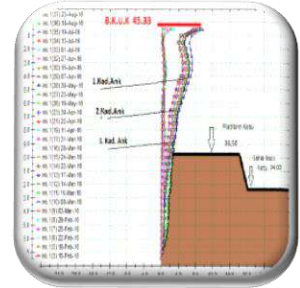
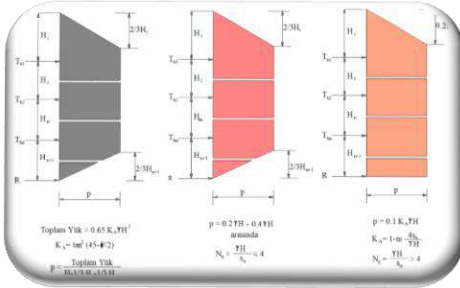




Kazı Destek Yapıları Yönetmeliği - KDYY - Tasarım El Kitabı



Temmuz 2023
Yapı İşleri Genel Müdürlüğü



Türkiye Cumhuriyeti
Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı
Yapı İşleri Genel Müdürlüğü

Mustafa Kemal Mahallesi 2082. Cadde No:52, Çankaya / Ankara
Tel: 0 (312) 410 10 00 – Faks: 0 (312) 480 90 40
cevrevesehircilikbakanligi@hs01.kep.tr

Hazırlayanlar

Doç. Dr. M. Kubilay KELEŞOĞLU
Prof. Dr. Sadık ÖZTOPRAK
Prof. Dr. İlknur BOZBEY
Doç. Dr. Cihan ÖSER
Araş. Gör. Dr. Sinan SARGİN
Araş. Gör. Fatma Tuğçe ÇINAR ÖZKAN
Araş. Gör. Güldem KORKMAZ
Araş. Gör. Emirhan ALTINOK
Doç. Dr. Zülal AKBAY ARAMA

İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa
Mühendislik Fakültesi
İnşaat Mühendisliği Bölümü
Geoteknik Anabilim Dalı

Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı Düzenleme Kurulu

Banu ASLAN
Murat AKINBİNGÖL
Ayşe AKTÜRK BASIK
Mustafa Kemal VARÇİN
Muhammed Faruk GÜNAL

Yapı İşleri Genel Müdürü
Yapı İşleri Genel Müdür Yardımcısı
Teknik Daire Başkanı
Statik Şube Müdürü
İnş. Yük. Müh.

Tüm hakları T.C. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı'na aittir.

Temmuz 2023

ISBN: 978-625-7076-58-6

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ŞEKİL LİSTESİ	viii
TABLO LİSTESİ	xv
ÖNSÖZ	xxi
BÖLÜM 1	1
GİRİŞ	1
BÖLÜM 2	5
YUMUŞAK KİL / GEVŞEK KUM ORTAMDA (GRUP-1) TASARLANAN KAZI DESTEK YAPILARI	
P1 - DİYAFRAM DUVARLI VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI	6
P1-1. Projenin Tanıtımı	6
P1-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	7
P1-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları	11
P1-4. Analizler	16
P2 - ÇELİK PALPLANŞLI VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI	26
P2-1. Projenin Tanıtımı	26
P2-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	26
P2-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları	27
P2-4. Analizler	29
P3 - KESİŞEN FORE KAZIKLI VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI	41
P3-1. Projenin Tanıtımı	41
P3-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	41
P3-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları	42
P3-2. Analizler	45
P4 - DİYAFRAM DUVARLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI	60
P4-1: Projenin Tanıtımı	60
P4-2: Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	61
P4-3: Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları	63
P4-4: Analizler	64
BÖLÜM 3	81
ORTA KATI KİL / KATI KİL / ORTA SIKI KUM (GRUP-2) ORTAMDA TASARLANAN KAZI DESTEK YAPILARI	
P5 - FORE KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI	82
P5-1. Projenin Tanıtımı	82
P5-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	82
P5-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları	83
P5-4. Analizler	84
P6 - MİNİ KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI	95
P6-1. Projenin Tanıtımı	95
P6-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	95
P6-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları	95
P6-4. Analizler	97
P7 - FORE KAZIKLI VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI	104
P7-1. Projenin Tanıtımı	104

P7-2. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	104
P1-1: Analizler	105
P8 - KONSOL KAZIKLI KAZI DESTEK YAPISI	114
P8-1. Projenin Tanıtımı	114
P8-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	114
P8-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	114
P8-4. Analizler	116
P9 - KONSOL KAZIKLI KALICI KAZI DESTEK YAPISI	123
P9-1. Projenin Tanıtımı	123
P9-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	123
P9-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	123
P9-4. Analizler	124
BÖLÜM 4	130
SERT KİL / ÇOK SIKI KUM / ÇOK AYRIŞMIŞ KAYA (GRUP-3) ORTAMDA TASARLANAN KAZI DESTEK YAPILARI	
P10 - FORE KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI.....	131
P10-1. Projenin Tanıtımı	131
P10-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	131
P10-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	132
P10-4. Analizler	138
P11 - FORE KAZIKLI VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI	149
P11-1. Projenin Tanıtımı	149
P11-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	150
P11-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	150
P11-4. Analizler	151
P12 - KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI.....	159
P12-1. Projenin Tanıtımı	159
P12-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	159
P12-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	160
P12-4. Analizler	161
P13 - MİNİ KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI.....	168
P13-1. Projenin Tanıtımı	168
P13-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	168
P13-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	168
P13-4. Analizler	170
P14 - FORE KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI.....	176
P14-1. Projenin Tanıtımı	176
P14-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	176
P14-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	177
P14-4. Analizler	178
P15 – KUYU PERDELİ VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI	188
P15-1: Projenin Tanıtımı	188
P14-2: Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	188
P14-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	189
P15-4: Analizler	190
P16 - BETONARME PERDELİ VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI	197
P16-1. Projenin Tanıtımı	197

P16-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	197
P16-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	197
P16-4. Analizler	199
P17- PÜSKÜRTME BETONLU VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI	205
P17-1. Projenin Tanıtımı	205
P17-2. Analizler	205
P17-3. Tasarım	205
P18- BERLİN DUVARI TİPİ KAZI DESTEK YAPISI	209
P18-1. Projenin Tanıtımı	209
P18-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	209
P18-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	209
P18-4. Analizler	210
P19- DİYAFRAM DUVARLI VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI.....	216
P19-1. Projenin Tanıtımı	216
P19-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	217
P19-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	217
P19-4. Analizler	220
P20- PÜSKÜRTME BETONLU VE ÇİVİLİ KALICI KAZI DESTEK YAPISI	229
P20-1. Projenin Tanıtımı	229
P20-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	230
P20-3. Proje Kabulleri, Kazı Kategorisi ve Sistem Seçimi	230
P20-4. Tasarım Esasları.....	232
P20-5. Analizler	233
P20-6. Nihai Yapısal Tasarım	250
P20-7. Zemin Çivisi Deneyleri.....	251
P20-7. Zemin Çivilerinin Korozyona Karşı Korunması.....	253
BÖLÜM 5	255
<i>AYRIŞMIŞ KAYA / KAYA (GRUP-4) ORTAMDA TASARLANAN_KAZI DESTEK YAPILARI</i>	
P21- KONSOL KAZIKLI VE ÇOK SIRA ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI	256
P21-1. Projenin Tanıtımı	256
P21-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	257
P21-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	257
P21-4. Analizler	260
P22- PÜSKÜRTME BETONLU VE ÇİVİLİ KAZI DESTEK YAPISI.....	274
P22-1. Projenin Tanıtımı	274
P22-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	274
P22-3. Proje Kabulleri, Kazı Kategorisi ve Sistem Seçimi	275
P22-4. Tasarım Esasları.....	276
P22-5. Analizler	276
P22-6. Nihai Yapısal Tasarım	288
P22-6. Zemin Çivisi Deneyleri.....	289
P22-7. Zemin Çivilerinin Korozyona Karşı Korunması	290
P23- PÜSKÜRTME BETONLU VE ÇİVİLİ KALICI KAZI DESTEK YAPISI	291
P23-1. Projenin Tanıtımı	291
P23-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	292
P23-3. Proje Kabulleri, Kazı Kategorisi ve Sistem Seçimi	292
P23-4. Tasarım Esasları.....	293
P23-5. Analizler	294

P23-6. Nihai Yapısal Tasarım	308
P23-7. Zemin Çivisi Deneyleri.....	308
P23-8. Zemin Çivilerinin Korozyona Karşı Korunması	308
P24- KUYU PERDELİ VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI.....	309
P24-1. Projenin Tanıtımı	309
P24-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	310
P24-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	310
P24-4: Analizler	311
P25- MİNİ KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI.....	318
P25-1. Projenin Tanıtımı	318
P25-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	318
P25-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	318
P25-4. Analizler	320
P26- BETONARME PERDELİ VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI.....	326
P26-1. Projenin Tanıtımı	326
P26-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu	326
P26-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	326
P26-4. Analizler	327
P27- KONSOL KUYU PERDELİ KAZI DESTEK YAPISI.....	333
P27-1: Projenin Tanıtımı	333
P27-2: Geoteknik Arazi Karakterizasyonu.....	333
P27-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları.....	334
P27-4: Analizler	334
BÖLÜM 6	340
ANKRAJ VE ÇİVİ TESTLERİ	
T1 - ANKRAJ ARAŞTIRMA TESTİ.....	341
T1-1. Yük Kademeleri ve Bekleme Süreleri	342
T1-2. Ölçümler ve Kontroller.....	343
T1-3. Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi	346
T2 - ANKRAJ UYGUNLUK TESTİ.....	348
T2-1. Yük Kademeleri ve Bekleme Süreleri	349
T2-2. Ölçümler ve Kontroller.....	350
T2-3. Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi	353
T3 - ANKRAJ UYGUNLUK TESTİ.....	355
T3-1. Yük Kademeleri ve Bekleme Süreleri	355
T3-2. Ölçümler ve Kontroller.....	357
T3-3. Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi	360
T4 - ANKRAJ KABUL TESTİ.....	362
T4-1. Yük Kademeleri ve Bekleme Süreleri	362
T4-2. Ölçümler ve Kontroller.....	363
T4-3. Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi	365
T5 - ANKRAJ KABUL TESTİ.....	368
T5-1. Yük Kademeleri ve Bekleme Süreleri	368
T5-2. Ölçümler ve Kontroller.....	369
T5-3. Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi	373
T6 - ANKRAJ KABUL TESTİ.....	375

T6-1. Yük Kademeleri ve Bekleme Süreleri	375
T6-2. Ölçümler ve Kontroller.....	376
T6-3. Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi	378
T7 - ZEMİN ÇİVİSİ KAPASİTE BELİRLEME DENEYİ	381
T7-1. P_d ve P_{test} yüklerinin belirlenmesi	381
T7-2. Donatı çapı kontrolü	381
T7-3. Deney sonuçları ve değerlendirme	381
T8 - ZEMİN ÇİVİSİ KABUL DENEYİ	384
<u>BÖLÜM 7</u>	<u>385</u>
<u>ÇİZİM ÖRNEKLERİ</u>	
Ç1 - Fore Kazık Kesit ve Boy Donatı Detayları	387
Ç2 - Kazık Başlık Kırışı Detayları	389
Ç3 - Kuşak Kırışı Detayları.....	390
Ç4 - Diyafram Duvar Donatı Detayları	392
Ç5 - Çelik Yatay Destek Detayları (Düz)	394
Ç6 - Çelik Yatay Destek Detayları (Eğik).....	395
Ç7 - Betonarme Kuyu Perde Detayları	396
Ç8 - Geçici Zemin Ankrajı Detayları	398
Ç9 - Kalıcı Zemin Ankrajı Detayları.....	399
Ç10 - Geçici Zemin Çivisi Detayları.....	400
Ç11 - Kalıcı Zemin Çivisi Detayları	401
Ç12 - Püskürtme Beton – Zemin Ankrajı Detayı	404
<u>BÖLÜM 8</u>	<u>406</u>
<u>ALETSEL GÖZLEM VE TAKİP SİSTEMLERİ</u>	<u>406</u>
8.1. GİRİŞ	407
8.2. ALETSEL GÖZLEM BÖLGELERİ (AGB).....	408
8.3. ALARM SEVİYELERİ VE AKSİYON PLANLARI	411
<u>BÖLÜM 9</u>	<u>415</u>
<u>LİMİT DENGE YÖNTEMİ İLE İLGİLİ ÖNEMLİ KONULAR.....</u>	<u>415</u>
9.1. FARKLI LİMİT DENGE YAZILIMLARINDA TY-2 KISMİ KATSAYI SETİNİN KULLANIMI	416
9.1.1. LEM-1 ve LEM-2 Yazılımları ile Çözülen Şev Geometrisi	417
9.2. LİMİT DENGE ANALİZLERİNDE HESAPLANAN GÖÇME YÜZEYLERİ HAKKINDA	420
9.2.1. Toptan Göçme ve Topuktan Göçme.....	421
9.2.2. Halat Kopması ve Kök Sıyrılması Parametreleri.....	422
<u>KAYNAKLAR.....</u>	<u>424</u>

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil P1-1: Saha planı	6
Şekil P1-2: Zemin profili ve kazı alanı	6
Şekil P1-3: Efektif kayma mukavemeti açısı ile plastisite indisi arasındaki ilişki (Terzaghi vd., 1996).....	7
Şekil P1-4: Kıltaşı birimi için RocLab kullanılarak elde edilen parametreler.....	8
Şekil P1-5: Dinamik elastisite modülü (E_d) ve statik elastisite modülü (E_s) arasındaki ilişki (Alpan, 1970)	9
Şekil P1-6: Proje için tasarım kesiti (A-A kesiti).....	16
Şekil P1-7: LEM yazılımında modellenen kesitler a) Batı kesiti b) Doğu kesiti	18
Şekil P1-8: Oluşabilecek en kritik göçme yüzeyleri a) Batı kesiti b) Doğu kesiti	19
Şekil P1-9: Hesap kesiti için hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağı	19
Şekil P1-10: Son kazı aşamasında (Aşama 14) oluşan deplasman profili	21
Şekil P1-11: Son çelik desteğin kaldırıldığı aşamadaki (Aşama 27) yatay duvar deplasmanları	21
Şekil P1-12: Komşu bina temelinin düşey deplasman profili (Aşama 27).....	22
Şekil P1-13: Statik Eşdeğer Hesap (LEM analizi) sonucunda hesaplanan güvenlik sayıları	22
Şekil P2-1: (a) Proje sahasına ait plan görünümü, (b) A-A' kesitinde zemin profili ve planlanan kazı	26
Şekil P2-2: A-A' kesitinde zemin profili ve planlanan kazı (uzunluklar mm ile gösterilmiştir)	28
Şekil P2-3: Proje için tasarım kesiti (A-A' kesiti)	29
Şekil P2-4: Soket boyu kontrolünün kohezyonlu zeminlerde Broms (1965) yöntemine göre yapılması	31
Şekil P2-5: Palplanş duvarda su durumu ve hidrolik koşullar (Bond ve diğ.,2013).....	34
Şekil P2-6: Toplam gerilme parametreleri ile LEM analizi sonucu	35
Şekil P2-7: Efektif gerilme parametreleri ile LEM analizi sonucu	35
Şekil P2-8: Kazı nedeniyle (Aşama 7) sistemde oluşan toplam deplasmanlar (a) efektif gerilme parametreleri ile analiz (b) toplam gerilme parametreleri ile analiz	36
Şekil P2-9: Kazı nedeniyle (Aşama 7) çelik palplanş elemanlara ait yatay deplasman değerleri (a) efektif gerilme parametreleri ile analiz (b) toplam gerilme parametreleri ile analiz	37
Şekil P2-10: Kazı nedeniyle (Aşama 7) komşu yapılarda oluşan düşey deplasman değerleri (a) efektif gerilme parametreleri ile analiz (b) toplam gerilme parametreleri ile analiz	37
Şekil P2-11: Palplanşta oluşan zarf normal kuvvet (N), kesme kuvveti (Q) ve moment (M)	37
Şekil P3-1: Proje sahasına ait plan görünümü	41
Şekil P3-2: A-A' kesitinde zemin profili ve planlanan kazı	41
Şekil P3-3: Proje için tasarım kesiti (A-A' kesiti)	46
Şekil P3-4: Toplam gerilme parametreleri ile LEM analizi sonuçları.....	47
Şekil P3-5: Efektif gerilme parametreleri ile LEM analizi sonuçları	47
Şekil P3-6: Sonlu elemanlar modeli ve ağı	49
Şekil P3-7: Kazı tabanına doğru su akışının modellendiği sayısal analizlere ait sonuçlar (Aşama 10) (a) toplam deplasman profili, (b) kazıklarda yatay deplasmanlar.....	49
Şekil P3-8: Kazı tabanında borulanmaya sebep olması beklenen akış ve hidrolik eğim (i).....	50
Şekil P3-9: Jet-grout ile teşkil edilen tapanın genel görünümü (Modoni ve diğ.,2016).....	51
Şekil P3-10: (a) Taban tapası ve düşey iksa elemanlarının için kaldırma kontrolü (b) sadece taban tapası için kaldırma kontrolü (c) Taban tapasının yapısal kontrolü (Modoni ve diğ., 2016).....	51
Şekil P3-11: (a) Tapanın yapısal göçmesi (b) tapanın sol bloğu üzerindeki kuvvetler ve moment dengesi	52
Şekil P3-12: Modoni ve diğ.(2016) yöntemine göre tapanın (jet-grout kolonları ile iyileştirilmiş bölgenin) kalınlığı için tasarım.....	53
Şekil P3-13: Tapalı durum için sonlu elemanlar modeli ve ağı	54
Şekil P3-14: Aşama-10'da (plansız kazı aşamasında) hesaplanan toplam deplasman konturları (a) efektif gerilme parametreleri ile analiz (b) toplam gerilme parametreleri ile analiz	55
Şekil P3-15: Aşama-10'da (plansız kazı aşamasında) kazıklardaki yatay deplasman değerleri (a) efektif gerilme parametreleri ile analiz (b) toplam gerilme parametreleri ile analiz	55

Şekil P3-16: Aşama-10'da (plansız kazı aşamasında) trafiğe açık yolda oluşan düşey deplasman değerleri (a) efektif gerilme parametreleri ile analiz (b) toplam gerilme parametreleri ile analiz	55
Şekil P3-17: Aşama-10'da (plansız kazı aşamasında) kazıklarda meydana gelen yatay deplasmanlar	56
Şekil P3-18: Tüm analiz aşamaları sonucunda kazıklarda oluşan kesit tesiri zarfları (a) Normal Kuvvet (b) Kesme Kuvveti (c) Eğilme Momenti	56
Şekil P4-1: Proje sahasına ait plan görünümü	60
Şekil P4-2: Zemin profili ve kazı derinliği	60
Şekil P4-3: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti	65
Şekil P4-4: Soket boyu kontrolünün kohezyonlu zeminlerde Broms (1965) yöntemine göre yapılması	66
Şekil P4-5: Diyafram duvarda su durumu ve hidrolik koşullar	68
Şekil P4-6: Kazı tabanında hesaplanan hidrolik eğim	69
Şekil P4-7: Kısmi faktörlerin LEM programına tanımlanması	70
Şekil P4-8: LEM yazılımında modellenen ön tasarım	71
Şekil P4-9: Toplam gerilme parametreleri ile LEM analizi sonucu	71
Şekil P4-10: Efektif gerilme parametreleri ile LEM analizi sonucu	72
Şekil P4-11: Yeni tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti	72
Şekil P4-12: LEM yazılımında modellenen yeni ön tasarım	73
Şekil P4-13: Efektif gerilme parametreleri ile LEM analizi sonucu	74
Şekil P4-14: Toplam gerilme parametreleri ile LEM analizi sonucu	74
Şekil P4-15: Plansız kazı aşamasında (Aşama 12) oluşan toplam deplasmanlar	76
Şekil P4-16: Plansız kazı aşamasında (Aşama 12) diyafram duvarda yatay deplasman değerleri	77
Şekil P4-17: Plansız kazı aşamasında (Aşama 12) komşu yapılarda düşey deplasman değerleri	77
Şekil P4-18: Plansız kazı aşamasında (Aşama 12) iksa kazığında hesaplanan kesit tesiri zarfları (a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti	80
Şekil P5-1: Zemin profili ve kazı derinliği	82
Şekil P5-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti	84
Şekil P5-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım	86
Şekil P5-4: Ankraj yüklerinin LEM yazılımında tanımlanması	86
Şekil P5-5: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	87
Şekil P5-6: Sonlu elemanlar modeli ve ağı	88
Şekil P5-7: Aşama 15 - Toplam deplasman konturları	88
Şekil P5-8: Aşama 15 - Kazıklarda oluşan yatay deplasmanlar	89
Şekil P5-9: Komşu bina radye temelinde meydana gelen deplasmanlar	89
Şekil P5-10: Statik eşdeğer hesap analizi sonucunda hesaplanan güvenlik sayıları	90
Şekil P5-11: Plansız kazı aşamasında iksa kazığında hesaplanan kesit tesiri zarfları	92
Şekil P5-12: Statik eşdeğer hesap yönteminde, iksa kazığında hesaplanan	93
Şekil P6-1: Zemin profili ve kazı derinliği	95
Şekil P6-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti	97
Şekil P6-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım	98
Şekil P6-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	99
Şekil P6-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı	100
Şekil P6-6: Plansız kazı aşamasında model için hesaplanan deplasmanlar	100
Şekil P6-7: Aşama 11'de hesaplanan deplasman değerleri (a) İksa sisteminde oluşan yatay deplasmanlar (b) Komşu binanın temelinde meydana gelen düşey deplasmanlar	101
Şekil P6-8: Plansız kazı aşamasında, iksa kazığında hesaplanan	102
Şekil P7-1: Proje için tasarım ve hesap kesiti	106
Şekil P7-2: Kazı destek yapısına gelen aktif ve pasif etkiler	107
Şekil P7-3: Broms (1965) yöntemine göre soket bölgesindeki nihai pasif basınçların hesabı	108
Şekil P7-4: Kazık soket bölgesine etkileyen basınçlar	108
Şekil P7-5: Farklı yöntemler ile yapılan LEM analizi sonuçları	109
Şekil P7-6: Sonlu elemanlar ağı ve plansız kazı kotunda model genelindeki yanal deplasman profili	110

Şekil P7-7: Aşama 7'ye ait deplasman değerleri a) Kazıklı duvarın yatay deplasman profili b) Duvar arkasındaki binanın düşey deplasman profili	111
Şekil P7-8: SLS analizi sonucunda hesaplanan kesit tesirleri a) Moment diyagramı b) Kesme kuvveti diyagramı c) Normal kuvvet diyagramı zarfları	113
Şekil P8-1: İdealize zemin profili ve kazı alanı	114
Şekil P8-2: Proje kapsamında çözülecek cephe için idealize hesap kesiti	116
Şekil P8-3: Soket boyu kontrolü için basitleştirilmiş yaklaşım	118
Şekil P8-4: Aktif ve pasif toprak basıncı zarfları	119
Şekil P8-5: Oluşabilecek en kritik göçme yüzeyi	120
Şekil P8-6: (a) Hesap kesiti için hazırlanan sayısal model (b) Analiz sonucunda elde edilen deplasman profili	121
Şekil P8-7: SLS analizi sonucu hesaplanan iç kuvvet diyagramları	122
Şekil P9-1: Proje için esas teşkil eden hesap kesitinin şematik çizimi	125
Şekil P9-2: Deprem durumunda aktif ve pasif toprak basıncı zarfları ve kuvvetleri	126
Şekil P9-3: LEM analizi modeli ve oluşabilecek en kritik göçme yüzeyi	127
Şekil P9-4: Deprem etkisi altında oluşabilecek en kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	128
Şekil P9-5: Duvara etkileyen statik ve dinamik aktif ve pasif toprak basınçları	129
Şekil P10-1: Proje sahasındaki zemin profili ve kazı geometrisi	131
Şekil P10-2: TDDH İnteraktif Web uygulaması girdi ve sonuç sayfası	133
Şekil P10-3: Zaman tanım aralığı alanında hesap için seçilen deprem kaydı giriş derinliği	133
Şekil P10-4: Sahaya uygun deprem kaydı seçmek amacıyla PEER veritabanının filtrelenmesi	134
Şekil P10-5: Sahaya uygun deprem kaydı seçmek amacıyla PEER veritabanının filtrelenmesi	135
Şekil P10-6: Ölçeklendirilmiş 11 kayıt, ortalama ve tasarım spektrumları	135
Şekil P10-7: Sayısal analizler için seçilen orijinal ve ölçeklendirilmiş on bir kayda ait ivme-zaman grafikleri	136
Şekil P10-8: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti	138
Şekil P10-9: LEM yazılımında modellenen kesitin detayları	140
Şekil P10-10: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	141
Şekil P10-11: Sonlu elemanlar modeli ve ağı	142
Şekil P10-12: Öngörülemeyen kazı aşamasında iksa arkasındaki toplam deplasman konturları	143
Şekil P10-13: Plansız kazı aşamasında hesaplanan deplasmanlar (a) iksa sisteminde oluşan yatay deplasmanlar ile (b) iksa arkasındaki binanın altında hesaplanan düşey deplasmanlar	143
Şekil P10-14: Statik-eşdeğer hesap yöntemi güvenlik sayısı	144
Şekil P10-15: Deprem kayıtlarının ön tanımlı deplasman olarak probleme dahil edilmesi	144
Şekil P10-16: Ön tanımlı deplasman olarak ivme-zaman kaydının input görünümü	145
Şekil P10-17: 5 no.lu deprem kaydı boyunca (a) kazıkta oluşan yatay deplasman (b) bina temelindeki oturmalar	145
Şekil P10-18: Öngörülemeyen kazı aşamasında, iksa kazığında hesaplanan (a) eksenel kuvvet, (b) kesme kuvveti, (c) eğilme momenti zarfları	148
Şekil P11-1: 4 bodrum 15 normal katlı iş merkezi derin kazısının saha planı	149
Şekil P11-2: 1-1 kesitindeki zemin profili ile kazı ve çevre yapıların yerleşimi	149
Şekil P11-3: Proje için tasarım ve hesap kesiti	152
Şekil P11-4: Kazı destek yapısına gelen aktif ve pasif etkiler (D: Soket boyu)	153
Şekil P11-5: Farklı yöntemler ile yapılan LEM analizi sonuçları	154
Şekil P11-6: Sonlu elemanlar modeli ve ağı	155
Şekil P11-7: a) Kazıklı duvarın yatay deplasman profili b) Duvar arkasındaki binanın	156
Şekil P11-8: SLS analizi sonucunda hesaplanan kesit tesirleri (a) Moment diyagramı (b) Kesme kuvveti diyagramı (c) Normal kuvvet diyagramı	158
Şekil P12-1: Zemin profili ve kazı derinliği	159
Şekil P12-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti	161
Şekil P12-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım	163
Şekil P12-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	163
Şekil P12-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı	164
Şekil P12-6: Plansız kazı aşamasında (Aşama-13'te) hesaplanan toplam deplasman konturları	165

Şekil P12-7: İksa sisteminde ve komşu yapı temelinde oluşan deplasmanlar	165
Şekil P12-8: Plansız kazı aşamasında (Aşama-13'te), iksa kazığında hesaplanan kesit tesiri zarfları	167
Şekil P13-1: Zemin profili ve kazı derinliği	168
Şekil P13-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti	170
Şekil P13-3: LEM yazılımında modellenen tasarım	171
Şekil P13-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	172
Şekil P13-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı	172
Şekil P13-6: Plansız kazı aşamasındaki (Aşama-7'de) toplam deplasman konturları	173
Şekil P13-7: İksa sisteminde ve komşu yapıda oluşan deplasmanlar	173
Şekil P13-8: Plansız kazı aşamasında (Aşama-7'de) iksa kazığında hesaplanan	175
Şekil P14-1: Zemin profili ve kazı derinliği	176
Şekil P14-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti	179
Şekil P14-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım	180
Şekil P14-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	180
Şekil P14-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı	181
Şekil P14-6: Plansız kazı aşamasında (Aşama 24) model için hesaplanan deplasmanlar	182
Şekil P14-7: Plansız kazı aşamasında iksa sisteminde oluşan yatay deplasmanlar	182
Şekil P14-8: Plansız kazı aşamasında radye temelde meydana gelen deplasmanlar	183
Şekil P14-9: Statik Eşdeğer Hesap analizi sonucunda hesaplanan güvenlik sayıları	183
Şekil P14-10: SLS durumunda kazıdaki (a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti zarfları	186
Şekil P14-11: Statik eşdeğer hesap sonunda kazıdaki (a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti zarfları	186
Şekil P15-1: Zemin profili ve kazı derinliği	188
Şekil P15-2: Kazı destek yapısı hesap kesiti	190
Şekil P15-3: Kuyu perdenin taban alanına gelen etkiler	192
Şekil P15-4: LEM analizi sonucunda bulunan en kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	193
Şekil P15-5: Son kazı aşamasında model genelinde oluşan yanal deplasmanlar	194
Şekil P15-6: a) Kuyu perdenin yanal deplasman profili b) Komşu bina temelinin düşey deplasmanları	195
Şekil P15-7: SLS durumunda kuyu perdedeki (a) eğilme momenti (b) kesme kuvveti (c) eksenel kuvvet zarfları	196
Şekil P16-1: Zemin profili ve kazı derinliği	197
Şekil P16-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti	199
Şekil P16-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım	200
Şekil P16-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	200
Şekil P16-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı	201
Şekil P16-6: Model genelinde hesaplanan deplasmanlar	202
Şekil P16-7: İksa sisteminde oluşan yatay deplasmanlar	202
Şekil P16-8: Plansız kazı aşamasında (Aşama-9'da) betonarme perdede hesaplanan	204
Şekil P18-1: Zemin profili ve kazı alanı	209
Şekil P18-2: Kazı destek yapısı hesap kesiti	210
Şekil P18-3: Berlin duvarı tipi kazı destek yapısı uygulama planı	211
Şekil P18-4: Yanal toprak basıncı kuvvetlerinin ve O noktasına göre momentlerin hesabı	211
Şekil P18-5: LEM analizi sonucunda bulunan en kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	213
Şekil P18-6: Kerestenin kesit tesirleri	215
Şekil P19-1: İnceleme sahası plan görünümü ve arazi kotları	216
Şekil P19-2: Zemin profili ve kazı alanı (A-A' Kesiti)	216
Şekil P19-3: Proje için tasarım kesiti (A-A' kesiti)	220
Şekil P19-4: LEM yazılımında modellenen yol (batı kesiti) ve en kritik göçme yüzeyi	222
Şekil P19-5: LEM yazılımında modellenen yol (batı kesiti) ve en kritik göçme yüzeyi	222
Şekil P19-6: Hesap kesiti için hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağı	224
Şekil P19-7: Tüm inşa aşamalarında sistemde olan maksimum toplam deplasmanlar	225
Şekil P19-8: Son çelik desteğin kaldırıldığı aşamadaki yatay duvar deplasmanları	225

Şekil P19-9: Tüm inşa kademelerinde (a) yatay desteğin kaldırıldığı aşamada komşu bina temelinde (b) yoldaki düşey deplasmanlar	225
Şekil P19-10: Tüm inşaat aşamaları dikkate alındığında diyafram duvarda oluşan maksimum normal kuvvet zarf eğrisi: (a) Yol cephesi (b) Bina cephesi	227
Şekil P19-11: Tüm inşaat aşamaları dikkate alındığında diyafram duvarda oluşan maksimum kesme kuvveti zarf eğrisi: (a) Yol cephesi (b) Bina cephesi	228
Şekil P19-12: Tüm inşaat aşamaları dikkate alındığında diyafram duvarda oluşan maksimum eğilme momenti zarf eğrisi: (a) Yol cephesi (b) Bina cephesi	228
Şekil P20-1: Arazi kotları ve planlanan kazı	229
Şekil P20-2: (a) TBDY-2018'e göre ZC zemin türü ve DD-2 Deprem düzeyi için tasarım spektrumu (b) Zaman-tanım aralığında dinamik hesap için kullanılacak 11 adet ölçeklendirilmiş deprem kaydına ait yatay spektral ivme ve ortalamaları (c) tasarım spektrumu ve 11 ölçeklendirilmiş deprem kaydının ortalamasının karşılaştırılması	231
Şekil P20-3: Geçici kazı destek yapısı için analiz yapılan ön tasarım kesiti	233
Şekil P20-4: Ön tasarım kesiti için limit denge analiz modeli	234
Şekil P20-5: Statik durumda iç stabilite hesap sonucu ($GS_{statik}=1.009$)	235
Şekil P20-6: Statik durumda dış stabilite hesap sonucu ($GS_{statik}=1.518$)	235
Şekil P20-7: Yöntem-1 statik eşdeğer hesap sonucunda DD-2 deprem düzeyi için iç stabilite durumu ($GS=0.888$)	236
Şekil P20-8: Yöntem-1 statik eşdeğer hesap sonucunda DD-2a deprem düzeyi için iç stabilite durumu ($GS=1.011$)	237
Şekil P20-9: Statik durumda kritik kayma yüzeyi dışında kalan çivi boyları ve hesaplanan çivi yükleri	239
Şekil P20-10: Deprem durumunda kritik kayma yüzeyi dışında kalan çivi boyları ve hesaplanan çivi yükleri .	239
Şekil P20-11: Kalıcı kazı destek yapısı için sonlu elemanlar analiz modeli	243
Şekil P20-12: Kazı sonunda statik durumda: (a) 1.sıra (en üst sıra) Zemin çivisinde hesaplanan eksenel kuvvetler ($T_{max}=26.3$ kN/m), (b) püskürtme beton kaplamada hesaplanan yatay deplasman değeri ($u_x=0.7$ cm)	243
Şekil P20-13: Kazı sonunda statik durumda: (a) püskürtme beton kaplamada hesaplanan kesme kuvvetleri ($Q_{maks}=27.0$ kN/m), (b) püskürtme beton kaplamada hesaplanan eğilme momentleri ($M_{maks}=9.8$ kNm/m)	244
Şekil P20-14: E09 depremi için: (a) 1.sıra (en üst sıra) Zemin çivisinde hesaplanan eksenel kuvvetler ($T_{maks}=41.1$ kN/m), (b) püskürtme beton kaplamada hesaplanan yatay deplasman değeri ($u_x=4.4$ cm)	244
Şekil P20-15: E09 depremi için (a) püskürtme beton kaplamada hesaplanan kesme kuvvetleri ($Q_{maks}=93.3$ kN/m), (b) püskürtme beton kaplamada hesaplanan eğilme momentleri ($M_{maks}=14.5$ kNm/m)	245
Şekil P20-16: Zemin çivisi ve hasır çelik püskürtme beton kaplama nihai proje kesiti	251
Şekil P21-1: İnceleme sahası plan görünümü ve arazi kotları	256
Şekil P21-2: Zemin profili ve kazı alanı (A-A' Kesiti)	256
Şekil P21-3: (a) TBDY-2018'e göre ZB zemin türü ve DD-2 Deprem düzeyi için tasarım spektrumu (b) Zaman-tanım aralığında dinamik hesap için kullanılacak 11 adet ölçeklendirilmiş deprem kaydına ait yatay spektral ivme ve ortalamaları (c) tasarım spektrumu ve 11 ölçeklendirilmiş deprem kaydının ortalamasının karşılaştırılması	259
Şekil P21-4: Proje için tasarım kesiti (A-A' kesiti)	260
Şekil P21-5: LEM yazılımında modellenen hesap kesiti ve en kritik göçme yüzeyi	262
Şekil P21-6: Hesap kesiti için hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağı	263
Şekil P21-7: Öngörülemez kazı aşamasında tüm sisteminde oluşması beklenen toplam deplasman	264
Şekil P21-8: Öngörülemez kazı aşamasında kazıklarda oluşan yatay deplasmanlar	264
Şekil P21-9: Öngörülemez kazı aşamasında okul temeli ve yolda hesaplanan düşey deplasmanlar	264
Şekil P21-10: Depremlili durumda sistemin LEM ile göçme sınır durumu kontrolünün yapılması (Yöntem-1: Statik Eşdeğer Hesap - DD4 deprem düzeyi)	265
Şekil P21-11: Depremlili durumda ($k_h=0.32$) kalıcı kazı destek sisteminin LEM analizi ile göçme kontrolü (Yöntem-1: Statik Eşdeğer Hesap- DD2 deprem düzeyi)	266
Şekil P21-12: Depremlili durumda ($k_h=0.164$), kazık aralığı arttırılmış sistemin LEM ile göçme sınır durumu kontrolünün yapılması (Yöntem-2: Statik Eşdeğer Hesap- DD2a deprem düzeyi)	266
Şekil P21-13: E01 no.lu deprem kaydı boyunca KG-2 kazıklar üzerinde hesaplanan yatay deplasmanlara ait zarf eğrisi	267

Şekil P21-14: E01 nolu deprem kaydı boyunca KG-2 grubu kazıklar üzerinde hesaplanan kesit tesirlerine ait zarf eğrileri (a) Normal Kuvvet (b) Kesme Kuvveti (c) Eğilme Momenti	267
Şekil P21-15: Tüm inşaat aşamalarında KG-1 grubu betonarme kazıkların hesap kesit tesirleri	271
Şekil P21-16: Tüm inşaat aşamaları dikkate alındığında, KG-2 grubu betonarme kazıkların hesap kesit tesirleri	272
Şekil P22-1: Kazı cephesine ait kesit görünüşü ve arazi kotları	274
Şekil P22-2: Geçici kazı destek yapısı için analiz yapılan ön tasarım kesiti	276
Şekil P22-3: Ön tasarım kesiti için limit denge analiz modeli	277
Şekil P22-4: Zemin çivili geçici kazı destek yapısı için iç stabilite hesap sonucu ($GS=1.045$)	279
Şekil P22-5: Zemin çivili geçici kazı destek yapısı için dış stabilite hesap sonucu ($GS=1.252$)	279
Şekil P22-6: Zemin çivilerinde maksimum çekme yükünün yeri	280
Şekil P22-7: Kritik kayma yüzeyi dışında kalan çivi boyları ve hesaplanan çivi yükleri	281
Şekil P22-8: Kirişsiz döşeme şeritleri (TS500-11.4.4)	285
Şekil P22-9: Kaplamada zımbalama kontrolü (TS500)	287
Şekil P22-10: Zemin çivisi ve hasır çelik püskürtme beton kaplama nihai proje kesiti	288
Şekil P23-1: Arazi kotları ve planlanan kazı	291
Şekil P23-2: Geçici kazı destek yapısı için analiz yapılan ön tasarım kesiti	294
Şekil P23-3: Ön tasarım kesiti için limit denge analiz modeli	295
Şekil P23-4: Statik durumda iç stabilite hesap sonucu ($GS_{statik}=1.021$)	296
Şekil P23-5: Statik durumda dış stabilite hesap sonucu ($GS_{statik}=1.252$)	297
Şekil P23-6: Yöntem-1 statik eşdeğer hesap sonucunda iç stabilite durumu ($GS=1.083$)	297
Şekil P23-7: Yöntem-1 statik eşdeğer hesap sonucunda dış stabilite durumu ($GS=1.320$)	298
Şekil P23-8: Statik durumda kritik kayma yüzeyi dışında kalan çivi boyları ve hesaplanan çivi yükleri	299
Şekil P23-9: Deprem durumunda kritik kayma yüzeyi dışında kalan çivi boyları ve hesaplanan çivi yükleri ...	299
Şekil P23-10: Kalıcı kazı destek yapısı için sonlu elemanlar analiz modeli	306
Şekil P23-11: Statik durumda kazı sonunda püskürtme beton kaplamada hesaplanan yatay deplasmanlar ($u_x = 1$ mm)	306
Şekil P23-12: Statik durumda kazı sonunda duvarın arkasındaki yolun altında hesaplanan düşey deplasmanlar ($u_x = 0.5$ mm)	307
Şekil P23-13: Statik durumda kazı sonunda duvarın arkasındaki yapı temelinde hesaplanan düşey deplasmanlar ($u_x = 0.6$ mm)	307
Şekil P23-14: Zemin çivisi ve hasır çelik püskürtme beton kaplama nihai proje kesiti	308
Şekil P24-1: Saha planı ve kazı destek yapıları	309
Şekil P24-2: Hesap kesitindeki (Kesit 1-1) zemin profili, kazı ve çevre yapıların konumu	309
Şekil P24-3: Kazı destek yapısı hesap kesiti	312
Şekil P24-4: LEM analizi ile batıdaki kazı destek yapısında en kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	313
Şekil P24-5: LEM analizi ile batıdaki kazı destek yapısında en kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	313
Şekil P24-6: Son kazı aşamasında model genelinde oluşan yanal deplasmanlar	314
Şekil P24-7: Kuyu perde yapılarının yanal deplasman profili	314
Şekil P24-8: a) Bina-2 temelinde düşey deplasmanlar b) Bina-1 temelinde düşey deplasman	315
Şekil P24-9: Batı tarafındaki kuyu perdede SLS analizi sonucunda hesaplanan kesit tesirleri a) Moment diyagramı b) Kesme kuvveti diyagramı c) Normal kuvvet diyagramı zarfları	316
Şekil P24-10: Doğu tarafındaki kuyu perdede SLS analizi sonucunda hesaplanan kesit tesirleri a) Moment diyagramı b) Kesme kuvveti diyagramı c) Normal kuvvet diyagramı zarfları	317
Şekil P25-1: Zemin profili ve kazı ile çevre yapıların konumlandırılması	318
Şekil P25-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti	320
Şekil P25-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım	321
Şekil P25-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	322
Şekil P25-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı	322
Şekil P25-6: Kazı nedeniyle plansız kazı aşamasında (Aşama 7) sistemde oluşan toplam deplasmanlar	323
Şekil P25-7: İksa sisteminde oluşan deplasmanlar (a) kazılardaki deplasmanlar (b) komşu binanın temelindeki deplasmanlar	323

Şekil P25-8: Plansız kazı aşamasında, iksa kazığında hesaplanan	325
Şekil P26-1: Zemin profili ve kazı ile çevre yapıların konumlandırılması	326
Şekil P26-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti	328
Şekil P26-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım	329
Şekil P26-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	329
Şekil P26-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı	330
Şekil P26-6: Model genelinde hesaplanan deplasmanlar	330
Şekil P26-7: İksa sisteminde oluşan yatay deplasmanlar	331
Şekil P26-8: Nihai kazı aşamasında, betonarme perdede hesaplanan	332
Şekil P27-1: Zemin profili ve kazı derinliği	333
Şekil P27-2: Kazı destek yapısı hesap kesiti	334
Şekil P27-3: Kuyu perde yapısına etkileyen yanıl toprak basınçları ve düşey yükler	335
Şekil P27-4: LEM analizi sonucunda bulunan kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı	338
Şekil P27-5: Kuyu perdenin 40 cm'lik kesitindeki kesme kuvveti ve moment dağılımı	338
Şekil T1-1: Araştırma Testi Yükleme Döngüleri	343
Şekil T1-2: Araştırma Testi Yükleme Döngüleri: Ankraj yükü-Toplam uzama ilişkisi	343
Şekil T1-3: Her yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi	345
Şekil T1-4: Ankraj yüküne karşı α_{krip} değeri değışimi	345
Şekil T2-1: İnce Daneli Zeminlerde Geçici Ankrajlar için Uygunluk Testi Yükleme Döngüleri	350
Şekil T2-2: Uygunluk testi yükleme döngüleri: Ankraj yükü-toplam uzama ilişkisi	350
Şekil T2-3: Her yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi	352
Şekil T2-4: Ankraj yüküne karşı α_{krip} değeri değışimi	352
Şekil T3-1: İri Daneli Zeminlerde Geçici Ankrajlar için Uygunluk Testi Yükleme Döngüleri	357
Şekil T3-2: Uygunluk Testi Yükleme Döngüleri: Ankraj yükü-Toplam uzama ilişkisi	357
Şekil T3-3: Her yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi	359
Şekil T3-4: Ankraj yüküne karşı α_{krip} değeri değışimi	359
Şekil T4-2: Kabul testinde %100P _p yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi	365
Şekil T5-1: İnce Daneli Zeminlerde Kabul Testi Yükleme Döngüleri	369
Şekil T5-2: Kabul testinde %100P _p yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi	371
Şekil T5-3: İnce Daneli Zeminlerde Uzatılmış Kabul Testi Yükleme Döngüleri	371
Şekil T5-4: Uzatılmış kabul testinde %100P _p yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi	372
Şekil T6-1: İnce Daneli Zeminlerde Kabul Testi Yükleme Döngüleri	376
Şekil T6-2: Kabul testinde %100P _p yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi	378
Şekil T7-1: Kapasite Belirleme Deneyi Yük-Uzama Değerleri	382
Şekil T7-2: Kapasite Belirleme Deneyi Bekleme Sürelerinde Ölçülen Uzama Değerleri	383
Şekil T8-1: Kabul Deneyi Yük-Uzama Değerleri	384
Şekil 8-1: Şehir içindeki derin kazılarda uygun olabilecek yöntemlerin şematik kullanımı	408
Şekil 8-2: Aletsel gözlem bölgelerinin planda gösterilmesi	409
Şekil 8-3: Aletsel gözlem bölgelerinden AGB-2 ve AGB-5'in cephe üzerinde gösterilmesi	409
Şekil 8-4: Aletsel gözlem bölgelerinden AGB-2 ve AGB-5'in kesit olarak gösterilmesi	410
Şekil 8-5: İnklinometre ve optik okumalar için bir yerleştirme ve AGB örnekleri	410
Şekil 8-6: Bir KDY'de köşeye olan mesafeye (d) göre düzlem deformasyon oranının (PSR) değışimi (Ou vd., 1996)	411
Şekil 9-1: Örnek problem ve analiz edilen kayma dairelerinin geometrisi	417
Şekil 9-2: LEM-1 yazılımı için TY-2 kısmi katsayı seti	418
Şekil 9-3: LEM-1 güvenlik sayıları	418
Şekil 9-4: LEM-2 yazılımı için TY-2 kısmi katsayı seti	419
Şekil 9-5: Tek kaynak varsayımının şematik gösterimi	419
Şekil 9-6: LEM-2 güvenlik sayıları	420
Şekil 9-7: Topuktan göçme ve toptan göçme analizlerine ait güvenlik sayıları	421
Şekil 9-8: LEM-1'de halat kopması ve kök sıyrılması arasındaki ilişkiyi gösteren ekran görüntüsü	422
Şekil 9-9: LEM-2'de halat kopması ve kök sıyrılması arasındaki ilişkiyi gösteren ekran görüntüsü	423

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 1-1: Zemin grupları ve yeraltı su seviyesi (YASS) durumu.....	2
Tablo 1-2: El kitabındaki projeler hakkında bilgiler	3
Tablo 1-3: El kitabındaki ankraj ve çivi testleri	4
Tablo 1-4: Tipik Yapısal Detay (TYD) çizimleri.....	4
Tablo P1-1: İnce daneli zeminler için α^* değerleri (Look, 2007).....	8
Tablo P1-2: Presiyometre deneylerinden elde edilen kısa dönem mukavemet parametreleri	8
Tablo P1-3: V_s ile hesap edilen kayma modülü ($G_{0,ref}$) ve sekant elastisite modülü ($E_{50,ref}$) değerleri	9
Tablo P1-4: Zeminler ve kayanın karakteristik permeabilite katsayısının tayini	10
Tablo P1-5: Zeminler için karakteristik sekant elastisite modülü ($E_{50,ref}$) değerlerinin tayini.....	10
Tablo P1-6: Zeminler için karakteristik toplam mukavemet parametrelerinin tayini.....	10
Tablo P1-7: Zeminler için karakteristik efektif mukavemet parametrelerinin tayini	11
Tablo P1-8: Kaya için karakteristik toplam mukavemet parametrelerinin tayini.....	11
Tablo P1-9: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri	11
Tablo P1-10: Çelik boru profil geometrik ve malzeme özellikleri.....	12
Tablo P1-11: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri	15
Tablo P1-12: Zemin ve kaya birimlerin sismik yükleme durumunda toplam mukavemet parametreleri ile bünye modeline bağlı elastisite modüllerini içeren tasarım parametreleri	17
Tablo P1-13: Yapısal elemanların rijitlikleri.....	17
Tablo P1-14: SLS-GEO analizlerinde borularda hesaplanan en büyük yük (P_{SLS})	23
Tablo P1-15: ULS-GDA analizlerinde borularda hesaplanan en büyük yük (P_{ULS}).....	24
Tablo P1-16: ULS-DEPREM analizlerinde borularda hesaplanan en büyük yük (P_{PSD})	24
Tablo P1-17: LC1, LC2 ve LC3 hesabında kullanılacak $G_{K,GEO}$ değerinin seçimi	24
Tablo P1-18: Diyafram duvar için GDA'dan hesaplanan iç kuvvetler	25
Tablo P2-1: Zemin ve kayaların statik yükleme durumu için tasarım parametreleri	26
Tablo P2-2: Çelik palplanş duvara ait geometrik ve malzeme özellikleri	28
Tablo P2-3: Sonlu elemanlar yazılımında kullanılan yapısal elemanlara ait girdi parametreleri	30
Tablo P2-4: Çevre yapıyı GDA için modellemede kullanılan malzeme parametreleri	30
Tablo P2-5: Kısmi faktörler ile güncellenen yatay kuvvetler.....	32
Tablo P2-6: Kısmi yük faktörü ile güncellenen kesit tesirleri.....	38
Tablo P2-7: Sonlu elemanlar yazılımından elde edilen çelik destek kuvvetleri	39
Tablo P2-8: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri	40
Tablo P3-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri	42
Tablo P3-2: Çelik boru geometrik ve malzeme özellikleri.....	43
Tablo P3-3: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri	44
Tablo P3-4: Sonlu elemanlar yazılımında kullanılan yapısal elemanlara ait girdi parametreleri	46
Tablo P3-5: GDA'da kullanılan tapa için malzeme özellikleri ve zemin parametreleri.....	54
Tablo P3-6: SLS-GEO analizlerinde borularda hesaplanan en büyük yük (P_{SLS})	57
Tablo P3-7: ULS-GEO analizlerinde borularda hesaplanan en büyük yük (P_{ULS})	57
Tablo P3-8: LC1, LC2 ve LC3 hesabında kullanılacak $G_{K,GEO}$ değerinin seçimi	58
Tablo P3-9: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri.....	58
Tablo P3-10: Fore kazık tasarımda kullanılan malzeme özellikleri	59
Tablo P3-11: Fore kazık betonarme hesap sonuçları	59
Tablo P3-12: Fore kazık kayma donatısı sonuçları	59
Tablo P4-1: Kumların SPT N değerlerine göre kayma mukavemeti açısı (Look, 2007)	61
Tablo P4-2: Killerin SPT N değerlerine göre drenajsız kayma mukavemeti (Look, 2007)	61
Tablo P4-3: V_s ile hesap edilen kayma modülü (G) ve elastisite modülü (E) değerleri	62
Tablo P4-4: Zeminlerin karakteristik permeabilite katsayısının tayini	62
Tablo P4-5: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri	62
Tablo P4-6: Sonlu elemanlar yazılımında kullanılan yapısal elemanlara ait girdi parametreleri	66

Tablo P4-7: Kısmi faktörler ile güncellenen yatay kuvvetler.....	67
Tablo P4-8: Sayısal analizde jet grout kolon ve çevresindeki zemine ait girdi parametreleri.....	73
Tablo P4-9: Plansız kazı aşamasında (Aşama 12) ankrajlarda oluşan yükler	79
Tablo P4-10: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü.....	79
Tablo P4-11: Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması	80
Tablo P4-12: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri.....	80
Tablo P5-1: Zeminlerin statik yükleme durumu için belirlenen tasarım parametreleri.....	82
Tablo P5-2: Sismik (drenajsız) yükleme durumu için zemin tasarım parametreleri	85
Tablo P5-3: Sayısal analiz için yapısal elemanların girdi parametreleri	85
Tablo P5-4: Plansız kazı aşamasında ankrajlarda hesaplanan yükler.....	90
Tablo P5-5: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü	91
Tablo P5-6: Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması	91
Tablo P5-7: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri.....	94
Tablo P5-8: Statik eşdeğer hesap yönteminde kazıkta hesaplanan kesit tesirleri.....	94
Tablo P5-9: Betonarme tasarımda kullanılması gereken kesit tesirleri	94
Tablo P6-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri	95
Tablo P6-2: Sayısal analizde yapısal elemanların girdi parametreleri	98
Tablo P6-3: Plansız kazı aşamasında (Aşama 11) ankrajlarda oluşan yükler	101
Tablo P6-4: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü	102
Tablo P6-5: Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması	102
Tablo P6-6: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri.....	103
Tablo P7-1: Çelik boru profil geometrik ve malzeme özellikleri.....	104
Tablo P7-2: Yapısal elemanların girdi değerleri	106
Tablo P7-3: Kısmi faktörler kullanılarak hesaplanan kuvvetler.....	109
Tablo P7-4: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri	111
Tablo P7-5: LC1, LC2 ve LC3 hesabında kullanılacak $G_{K,GEO}$ değerinin seçimi	112
Tablo P8-1: Zeminler/kayalar için tasarım parametreleri.....	114
Tablo P8-2: Kazıkların özellikleri.....	116
Tablo P8-3: Bowles (1988) yöntemine göre hesaplanan yatay yay sabitleri.....	118
Tablo P8-4: Soket hesabı ve ULS-GEO hesabında kullanılan kısmi katsayılar	119
Tablo P8-5: Soket boyu kontrolü için basınç kuvvetlerinin hesabı.....	120
Tablo P8-6: Kazığın betonarme hesabı için kullanılacak tasarım kesit tesirleri.....	122
Tablo P9-1: Konsol sistemi oluşturan kazıkların özellikleri	125
Tablo P9-2: Soket boyu kontrolü için basınç kuvvetlerinin hesabı.....	126
Tablo P9-3: Kazığın betonarme hesabı için kullanılacak tasarım kesit tesirleri.....	129
Tablo P10-1: Zeminler/kayalar için tasarım parametreleri.....	131
Tablo P10-2: GDA sayısal modellerinde kullanılacak deprem kayıtlarına ait özet bilgiler	135
Tablo P10-3: Zemin tabakaları için sismik (drenajsız) yükleme durumuna ait tasarım parametreleri	139
Tablo P10-4: Sayısal analiz için yapısal elemanların girdi parametreleri	139
Tablo P10-5: GDA analizinde komşu yapıyı modellemek için kullanılan malzeme parametreleri	140
Tablo P10-6: Zaman tanım aralığında yapılan analiz sonuçları	146
Tablo P10-7: Plansız kazı aşamasında kazık ve halatlarda hesaplanan kesit tesirleri	147
Tablo P10-8: Plansız kazı aşamasında kazık ve halatlarda hesaplanan kesit tesirleri	147
Tablo P10-9: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri.....	148
Tablo P10-10: Deprem kayıtlarıyla yapılan hesaplarda kazık için hesaplanan ortalama kesit tesirleri.....	148
Tablo P10-11: Kazıkların betonarme tasarımda kullanılması gereken kesit tesirleri	148
Tablo P11-1: Zeminler için tasarım parametreleri	150
Tablo P11-2: Çelik boru profil geometrik ve malzeme özellikleri.....	151
Tablo P11-3: Yapısal elemanların malzeme ve geometrik özellikleri.....	152
Tablo P11-4: Kısmi faktörler kullanılarak hesaplanan kuvvetler.....	153
Tablo P11-5: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri	156
Tablo P12-1: Zeminler için tasarım parametreleri	159

Tablo P12-2: Sayısal analizde yapısal elemanların girdi parametreleri	162
Tablo P12-3: Plansız kazı aşamasında (Aşama-13'te) ankrajlarda oluşan yükler	166
Tablo P12-4: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü.....	166
Tablo P12-5: Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması	167
Tablo P12-6: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri.....	167
Tablo P13-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri	168
Tablo P13-2: Sayısal analiz için yapısal elemanların girdi parametreleri	171
Tablo P13-3: Plansız kazı aşamasında ankrajlarda oluşan yükler	174
Tablo P13-4: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü.....	174
Tablo P13-5: Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması	174
Tablo P13-6: SLS kontrolü sonucunda mini kazıkta hesaplanan kesit tesirleri	175
Tablo P14-1: Sahadaki zeminlerin tasarım parametreleri	176
Tablo P14-2: Sismik (drenajsız) yükleme durumu için zemin tasarım parametreleri	179
Tablo P14-3: Sayısal analiz için yapısal elemanların girdi parametreleri	179
Tablo P14-4: Plansız kazı aşamasında ankrajlarda oluşan yükler	184
Tablo P14-5: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü.....	185
Tablo P14-6: Ankraj kök kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması	185
Tablo P14-7: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri.....	186
Tablo P14-8: Statik eşdeğer hesap yönteminde kazıkta hesaplanan kesit tesirleri.....	187
Tablo P14-9: Betonarme tasarımda kullanılması gereken kesit tesirleri	187
Tablo P15-1: Sahadaki zemin birimleri için tasarım parametreleri.....	188
Tablo P15-2: GDA için yapısal eleman parametreleri	191
Tablo P15-3: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü.....	195
Tablo P15-4: Ankraj kök kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması	196
Tablo P15-5: Kuyu perdenin tasarım kesit tesirleri.....	196
Tablo P16-1: Zemin tabakalarının tasarım parametreleri.....	197
Tablo P16-2: Sayısal analiz için yapısal elemanların girdi parametreleri	199
Tablo P16-3: Plansız kazı aşamasında (Aşama-9'da) ankrajlarda oluşan yükler	203
Tablo P16-4: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü.....	203
Tablo P16-5: Ankraj kök kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması	204
Tablo P16-6: SLS kontrolü sonucunda betonarme perdede hesaplanan kesit tesirleri	204
Tablo P17-1: Ankraj kuvvetleri	205
Tablo P17-2: SLS kontrolü sonucunda püskürtme betonda hesaplanan kesit tesirleri	205
Tablo P18-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri	209
Tablo P18-2: HEB280 geometrik ve kesit özellikleri	211
Tablo P18-3: İnşaat kerestesi özellikleri	211
Tablo P18-4: Yanal toprak basıncı kuvvetlerinin ve O noktasına göre momentlerin hesabı	212
Tablo P18-5: Çam ağacı için ahşap sınıflarına göre karakteristik dayanım değerleri	214
Tablo P19-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri	217
Tablo P19-2: Çelik boru profil geometrik ve malzeme özellikleri.....	218
Tablo P19-3: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri	219
Tablo P19-4: Statik yükleme durumunda sayısal analizlerde kullanılan bünye modeli, mukavemet ve rijitlik parametreleri	221
Tablo P19-5: Yapısal elemanların rijitlikleri.....	221
Tablo P19-6: Diyafram duvar için hesaplanan ve tasarımda kullanılacak kesit tesirleri.....	228
Tablo P20-1: (a) Sahadaki zemin ve kaya için statik yükleme durumu için tasarım parametreleri; (b) Dinamik analizde kullanılan "Hardening Soil with Small Strain" modeli ve Rayleigh sönüm parametreleri	230
Tablo P20-2: Seçilen deprem kayıtlarına ait sismik ve coğrafi özellikler	232
Tablo P20-3: Malzeme özellikleri.....	232
Tablo P20-4: Yapısal eleman özellikleri	233
Tablo P20-5: Zemin çivilerinde hesaplanan çekme yükleri (ULS sonuçları)	238
Tablo P20-6: Statik yüklerde kayma düzlemi dışında kalan çivi boyundaki maks. çivi çekme yükleri	240

Tablo P20-7: DD-2a depreminde maksimum çivi çekme yükleri	240
Tablo P20-8: Zemin birimlerinin sürtünme değerleri	241
Tablo P20-9: Zemin çivilerinin statik durum için sıyrılmaya karşı güvenlik hesap sonuçları	241
Tablo P20-10: Zemin çivilerinin depremli durum için (DD-2a deprem düzeyi) sıyrılmaya karşı güvenlik hesap sonuçları	242
Tablo P20-11: SLS analizleri sonucunda zemin çivilerinde hesaplanan maksimum yükler	245
Tablo P20-12: SLS analizleri sonucunda püskürtme beton kaplamada hesaplanan kesit tesirleri ve yatay deplasmanlar	246
Tablo P20-13: Zemin çivileri için hesaplanan maksimum tasarım çekme yükleri.....	247
Tablo P20-14: Kapasite belirleme deneyleri için test yükleri, çivi sıraları ve çivi boyları	252
Tablo P20-15: Kabul deneyleri için test yükleri.....	252
Tablo P20-16: Geçici ve Kalıcı Ankraj ve Zemin Çivilerinde Gereken Koruma Sistemleri (KDYY-Tablo 3.7)	253
Tablo P20-17: Korozyon Koruma Sistemleri (KDYY-Tablo 3.8)	253
Tablo P21-1: Sahadaki ayrıışmış kireçtaşı için tasarım parametreleri	257
Tablo P21-2: Seçilen deprem kayıtlarına ait sismik ve coğrafi özellikler	259
Tablo P21-3: Ayrıışmış kireçtaşı (kayanın) depremli yükleme durumunda “Hardening Soil with Small Strain” modeli parametreleri	261
Tablo P21-4: Yapısal elemanların rijitlikleri.....	262
Tablo P21-5: Zaman-tanım aralığında analizler sonucu kazıkta hesaplanan yatay deplasmanlar.....	268
Tablo P21-6: Zaman-tanım aralığında analizler sonucu KG-2 kazıklarında hesaplanan kesit tesirleri.....	268
Tablo P21-7: Statik durumda tüm kazı aşamalarında ankrajlarda oluşan normal kuvvetler	269
Tablo P21-8: Depremli durumda (DD-4) ankrajlar halatlarında oluşan normal kuvvetler	269
Tablo P21-9: Statik ve deprem durumunda ankraj halatlarına gelen maksimum kuvvetlerin halat kapasitesi ile karşılaştırılması	270
Tablo P21-10: Statik durumda tüm kazı aşamalarında ankraj kök bölgesinde oluşan normal kuvvetler	270
Tablo P21-11: Depremli durumda (DD-4) ankrajlar kökünde oluşan normal kuvvetler.....	270
Tablo P21-12: Statik ve Deprem durumunda ankraj köküne gelen maksimum kuvvetlerin ankraj kökü kapasitesi ile karşılaştırılması	271
Tablo P21-13: KG-1 grubu kazıklar için statik hesap analizi aşamalarında elde edilen hesap ve tasarım kesit tesirleri	271
Tablo P21-14: Geçici kazıda depremli durum (DD-4 deprem düzeyi) eşdeğer statik analiz aşamasından betonarme kazıklarda (KG-1) elde edilen tasarım kesit tesirleri.....	272
Tablo P21-15: Statik ve Deprem durumunda KG-1 grubu betonarme kazıklar için seçilen kesit tesirleri	272
Tablo P21-16: KG-2 kazıklarda tasarım kesit tesirleri (1.35*SLS-GEO).....	273
Tablo P21-17: KG-2 kazıklarda deprem durumunda tasarım kesit tesirleri (ULS-DEPREM-DD-2).....	273
Tablo P21-18: KG-2 kazıklarda deprem durumunda seçilen tasarım kesit tesirleri.....	273
Tablo P22-1: Sahadaki zemin ve kaya birimler için tasarım parametreleri.....	275
Tablo P22-2: Malzeme özellikleri.....	276
Tablo P22-3: Enjeksiyon kolonu ile zemin arasındaki sınır sürtünme değerlerine uygulanacak kısmi güvenlik faktörleri (KDYY-Tablo 3.17)	278
Tablo P22-4: Zemin çivilerinde hesaplanan çivi yükleri	282
Tablo P22-5: Maksimum ($T_{i,maks}$) ve maksimum tasarım ($T_{d,maks}$) çivi çekme yükleri.....	282
Tablo P22-6: Zemin çivilerinin sıyrılmaya karşı güvenlik hesap sonuçları	283
Tablo P22-7: Kapasite belirleme deneyleri için test yükleri, çivi sıraları ve çivi boyları	289
Tablo P22-8: Kabul deneyleri için test yükleri	290
Tablo P23-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri	292
Tablo P23-2: Malzeme özellikleri.....	293
Tablo P23-3: Yapısal eleman özellikleri	294
Tablo P23-4: Zemin çivilerinde hesaplanan çivi yükleri	300
Tablo P23-5: Statik durum için maksimum ($T_{i,maks}$) ve maksimum tasarım ($T_{d,maks}$) çivi çekme yükleri.....	300
Tablo P23-6: Deprem durumu için maksimum ($T_{i,maks}$) ve maksimum tasarım ($T_{d,maks}$) çivi çekme yükleri	300
Tablo P23-7: Zemin çivilerinin statik durum için sıyrılmaya karşı güvenlik hesap sonuçları	301

Tablo P23-8: Zemin çivilerinin depremli durum için sıyrılmaya karşı güvenlik hesap sonuçları	301
Tablo P24-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri	310
Tablo P24-2: Çelik boru profil geometrik ve malzeme özellikleri	311
Tablo P24-3: GDA için yapısal eleman parametreleri	312
Tablo P24-4: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri	315
Tablo P25-1: Kaya birimler için tasarım parametreleri	318
Tablo P25-2: Sayısal analizde yapısal elemanların girdi parametreleri	321
Tablo P25-3: Plansız kazı aşamasında, ankrajlarda oluşan yükler	324
Tablo P25-4: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü	324
Tablo P25-5: Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması	324
Tablo P25-6: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri	325
Tablo P26-1: Kaya birimler için tasarım parametreleri	326
Tablo P26-2: Sayısal analiz için yapısal elemanların girdi parametreleri	328
Tablo P26-3: Nihai kazı aşamasında ankrajlarda oluşan yükler	331
Tablo P26-4: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü	331
Tablo P26-5: Ankraj kök kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması	332
Tablo P26-6: SLS kontrolü sonucunda betonarme perdede hesaplanan kesit tesirleri	332
Tablo P27-1: Kaya birimler için tasarım parametreleri	333
Tablo P27-2: O noktasına göre devrilme kontrolü hesapları	335
Tablo T1-1: Araştırma Testinde Uygulanan Yükleme ve Boşaltma Kademeleri	341
Tablo T1-2: Kaya Formasyonlarda Ankrajlar İçin Nihai Çeper Sürtünme Değerleri - τ_f	342
Tablo T1-3: Araştırma Testi Yükleme Kademeleri ve Bekleme Süreleri	342
Tablo T1-4: Yükleme döngüleri için kriş değerinin hesabı	344
Tablo T2-1: Uygunluk Testinde Uygulanan Yükleme ve Boşaltma Kademeleri	348
Tablo T2-2: Kohezyonlu Zeminlerde Ankrajlar İçin Nihai Çeper Sürtünme Değerleri	349
Tablo T2-3: Uygunluk Testi Yükleme Kademeleri ve Bekleme Süreleri	349
Tablo T2-4: Uygunluk Testi için P_p Yüğündeki Minimum ve Uzatılmış Gözlem Süreleri	351
Tablo T2-5: 3-4-5 no.lu yükleme döngüleri için kriş değerinin hesabı	351
Tablo T3-1: Uygunluk Testinde Uygulanan Yükleme ve Boşaltma Kademeleri	355
Tablo T3-2: Kohezyonsuz Zeminlerde Ankrajlar İçin Nihai Çeper Sürtünme Değerleri	356
Tablo T3-3: Uygunluk Testi Yükleme Kademeleri ve Bekleme Süreleri	356
Tablo T3-4: Uygunluk Testi için P_p Yüğündeki Minimum ve Uzatılmış Gözlem Süreleri (KDYY-Tablo 3.13)	358
Tablo T3-5: 3-4-5 no.lu yükleme döngüleri için kriş değerinin hesabı	358
Tablo T4-1: Kabul Testinde Uygulanan Yükleme ve Boşaltma Kademeleri	362
Tablo T4-2: Kabul Testi Yükleme Kademeleri ve Bekleme Süreleri	363
Tablo T4-2: İnce Daneli Zeminlerde Kabul Testi Yükleme Döngüleri	363
Tablo T4-3: Kabul Testi İçin P_p Yüğündeki Minimum Gözlem Süreleri (KDYY-Tablo 3.15)	364
Tablo T4-4: %100 P_p yükleme döngüsü için kriş değerinin hesabı	364
Tablo T5-1: Kabul Testinde Uygulanan Yükleme ve Boşaltma Kademeleri	368
Tablo T5-2: Kabul Testi Yükleme Kademeleri ve Bekleme Süreleri	369
Tablo T5-3: Kabul Testi İçin P_p Yüğündeki Minimum Gözlem Süreleri (KDYY-Tablo 3.13)	370
Tablo T5-4: %100 P_p yükleme döngüsü için kriş değerinin hesabı	370
Tablo T5-5: %100 P_p yükleme döngüsü için uzatılmış teste göre kriş değerinin hesabı	372
Tablo T6-1: Kabul Testinde Uygulanan Yükleme ve Boşaltma Kademeleri	375
Tablo T6-2: Kabul Testi Yükleme Kademeleri ve Bekleme Süreleri	376
Tablo T6-3: Kabul Testi İçin P_p Yüğündeki Minimum Gözlem Süreleri (KDYY-Tablo 3.15)	377
Tablo T6-4: %100 P_p yükleme döngüsü için kriş değerinin hesabı	377
Tablo T7-1: Test Yüğüünün Belirlenmesi	381
Tablo T7-2: Kapasite Belirleme Deneyi Yüğü-Uzama Değerleri	382
Tablo T7-3: Genel Değerlendirme Tablosu	383
Tablo T8-1: Kabul Deneyi Yüğü-Uzama Değerleri	384

Tablo 8-1: Aletsel gözlem sistemleri ve uygulama alanı ile kullanım şekli hakkında açıklamalar	407
Tablo 8-2: KDYY’de kazı derinliğine (H) bağlı yanal deplasman (δ_h) üst limitleri.....	412
Tablo 8-3: Killi zeminlerde yapılacak H=10m olan bir kazıyı tutan 4 sıra geçici ankrajlı kazı destek yapısının kazı aşamalarına bağlı olarak alarm seviyelerinin tanımlanması	412
Tablo 8-4: Killi zeminlerde yapılacak H=10m olan bir kazıyı tutan 4 sıra geçici ankrajlı kazı destek yapısının kazı aşamalarına bağlı olarak alarm seviyelerinin tanımlanması	413
Tablo 8-5: Geçici bir KDY’nın çelik desteklerindeki yük hücrelerinde ölçülecek yük için sarı ve kırmızı alarm seviyeleri	413
Tablo 8-6: Arkasında yeraltı suyu bulunan kalıcı bir KDY tamamlandıktan sonra ankraj kafalarındaki yük hücreleri ile ölçülecek yük için belirlenecek sarı ve kırmızı alarm seviyeleri için bir örnek	414
Tablo 8-7: Kalıcı bir kazı destek yapısı arkasındaki piyezometrelerde ölçülen YASS için alarm seviyelerinin tanımlanması	414
Tablo 9-1: Zemin ve ankraj bilgileri	422
Tablo 9-2: Halat bilgileri.....	422
Tablo 9-3: Zemin ve ankraj bilgileri	423
Tablo 9-4: Halat bilgileri.....	423

ÖNSÖZ

Günümüz İnşaat Mühendisliği uygulamalarının birçoğunda ana projenin kaçınılmaz bir parçası olarak kazı destek yapılarına ihtiyaç duyulmaktadır. Hatta birçok projenin kritik önem taşıyan imalatları destek sisteminin uygulama aşamasında yapılmaktadır. Projenin büyüklüğü ve kapsamı ne olursa olsun, kazı destek yapıları tüm projenin en önemli parçalarından birisi olarak kabul edilmeli, zemin etüt ve projelendirme başta olmak üzere uygulama ve kontrollük süreçleri en doğru şekilde planlanarak iksa yapısının komşu bina ve altyapılara olan etkileri asgari seviyede tutulmalıdır.

Ülkemiz kazı destek yapılarının başarıyla tamamlandığı birçok büyük projeye ev sahipliği yapmıştır. Uzun yıllardır gelişen akademik birikim ve uygulama tecrübesi ile makine-ekipman yeterliliği ve tüm bunlara ilaveten ülkemiz geoteknik şartlarının derin kazı uygulamaları için elverişli olması gibi unsurlar bir araya geldiğinde oldukça iddialı derinliklere ulaşan birçok proje başarıyla tamamlanmıştır.

Büyük ya da küçük ölçek fark etmeksizin kazı destek yapılarının tasarım, uygulama ve kontrollük süreçlerini tanımlamak amacıyla, Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı tarafından “ Kazı Destek Yapıları Hakkında Yönetmelik- KDYY” hazırlanmış, 18 Aralık 2022 tarih ve 32047 sayılı Resmi Gazete’de yayımlanmıştır.

Yönetmelik metni, günümüz geoteknik mühendisliği bilgi birikimiyle uyumlu, güncel uluslararası yönetmelikler taranarak ve ülkemiz şartları göz önünde bulundurularak hazırlanmış olup, yenilikçi ve öncü olma özelliğini haizdir. KDYY kapsamında kazı destek yapıları kategorilere ayrılarak, her bir kategori için tasarım ve uygulamanın kimler tarafından yapılabileceği ile ilgili öneri mahiyetinde bir tanımlama yapılmıştır. Ülkemizde yaygın olarak kullanılan dayanma yapısı türleri için göçme sınır durumları (ULS) ve hizmet görebilirlik sınır durumu (SLS) tanımlanmıştır. Buna ilaveten, tasarımda kısmi katsayıların kullanılması ile dinamik etkilerin de dikkate alınması gibi ülkemiz için öncü yaklaşımlar getirilmiştir. Limit denge (LEM) ve gerilme-deformasyon analizlerinin (GDA) farklı yapı türleri için ne şekilde kullanılabileceği kapsamlı olarak açıklanmıştır. Uygulama ve kontrollük süreçleri, ölçüm sistemlerinin kurulumu, kademeli alarm seviyeleri, tamamlanmayan kazılar vb. önemli başlıklarla birlikte KDYY tasarım-uygulama-kontrollük dahil olmak üzere tüm süreci gözeten ve yürüten bir yönetmelik olma özelliğini taşımaktadır. KDYY metninin ana yapısı incelendiğinde Genel Esaslar, Genel Hesap ve Projelendirme Esasları, Kazı Destek Sistemleri Hesap Esasları, Uygulama Esasları, İş Güvenliği ve Çevre Sağlığı Tedbirleri gibi beş ana başlık altında toplandığı görülecektir. Alanında ilk olma özelliği taşıyan KDYY kapsamında kazı destek sistemleri olarak; ankrajlı sistemler, zemin çivili sistemler, içten destekli sistemler ve konsol sistemler gibi ülkemiz şartlarında sıklıkla uygulama alanı bulan sistemlere öncelik verilmiştir. KDYY’nin yürürlüğe girmesi ile özellikle son yıllarda yaşanan iksa göçmelerinin bertaraf edilmesi ve aynı zamanda başarıyla çalışan mühendisler veya firmalar için daha sağlıklı bir ekosistem tesis edilmesi hedeflenmektedir.

Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı, destek yapılarının tasarımı için izlenmesi gereken hesap adımlarının detaylı bir şekilde gösterilmesi ve geoteknik sorumlular için bir rehber olması amacıyla bir “Kazı Destek Yapıları Yönetmeliği Tasarım El Kitabı” hazırlanmasına karar vermiştir. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı, Yapı İşleri Genel Müdürlüğü ile imzalanan bir protokol ile İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Anabilim Dalı’nda görev yapan tüm akademik kadronun katılımıyla bir çalışma grubu oluşturulmuş ve çalışmalara 2022 yılı

ortasında başlanılmıştır. Kazı destek yapılarının tasarımı, uygulaması ve kontrollük süreçleriyle ilgili ciddi bir bilgi birikimine ve tecrübeye sahip olan camiamıza hitap eden bu kitabı hazırlamaktan büyük bir onur duyduğumuzu belirtmek isteriz.

İksa yapılarının tasarımı ve performansı, kazı derinliği, çevre yapıların varlığı, zemin türü ve yeraltı suyu seviyesi gibi etkiler başta olmak üzere birçok unsurun birbiriyle etkileşimine bağlı olarak değişkenlik gösterebilir. El Kitabında yer alan soruların tüm bu unsurları kapsayacak detayda olması hedeflenmiştir. Sorular, KDYY tarafından tariflenen Kazı Destek Yapıları Kategorileri, yumuşak/gevşek zeminlerden kaya birimlere kadar değişen ortamda ve farklı kazı destek yapıları esas alınarak hazırlanmıştır. Böylelikle, farklı zemin/kaya ortamında inşa edilen, farklı kazı derinliği ve yeraltı suyu durumuna sahip ve farklı iksa sistemleri ile desteklenen, statik-pseudostatik ve dinamik yükleme durumları içeren toplam 27 adet problemin çözümünü kapsayan bir tasarım kitabı ortaya çıkmıştır. Bu kitapta tanımlanan problemler hem toprak basıncı teorisi gibi klasik yöntemlerle hem de günümüzün modern tasarım araçları ve yöntemleriyle çözülmüştür. Analizler, farklı zemin, kazı destek sistemi ve yükleme durumları için geçerli olabilecek birçok sınır göçme durumu dikkate alınarak yürütülmüştür. Toptan göçme, taban kabarması, kaldırma, kök bölgesinde sıyrılma vb. geoteknik sınır göçme durumları ile birlikte halat kopması, taban tapası taşıma kapasitesi gibi yapısal sınır göçme durumlarına ait çözümler de Tasarım El Kitabında yer almaktadır. KK-2 kategorisindeki 15 m’den derin kazılar ve KK-3 kategorisindeki kazılar için yapılması gereken dinamik analizleri adım adım gösterebilmek amacıyla deprem kayıtlarının ölçeklenmesi, sayısal modelde dinamik yüklerin uygulanması ve elde edilen sonuçların yorumlanmasını içeren çözüm süreçleri de kitapta yer almaktadır. İlave olarak, 8 adet ankraj ve zemin çivisi testi örneğine ve tipik yapısal bağlantı detaylarına da, El Kitabında yer verilmiştir. KDYY’de sahada yapılan ankraj ve zemin çivisi imalatlarının testleri konusunda önemli kurallar getirilmiş olması nedeniyle araştırma, uygunluk ve kabul testleriyle ilgili sayısal örnekler ayrı bir bölümde açıklanmıştır.

Tasarım örneklerinin çözümünde LEM ve GDA yapabilen sonlu elemanlar yazılımları kullanılmıştır. Kendi kurum imkanlarımızla sahip olduğumuz yazılımlar dışında, ilave yazılımlar temin edilerek bu çalışma kapsamında kullanılmıştır. Bu noktada amacımız; (i) Tasarım El Kitabını belirli bir yazılımla/yazılımlarla ilişkilendirmemek ve (ii) mesleki literatürde genel kabul görmüş; limit denge, sonlu elemanlar veya sonlu farklar esaslarına dayanan yazılımların tasarımlarda kullanılabilir olduğunu vurgulamaktır. İnşaat Mühendisliğinin tüm uzmanlık alanlarında olduğu gibi geoteknik mühendisliği için de hangi yazılımın kullanıldığından çok, ilgili yazılımın hesap esaslarının tasarım kabulleriyle uyumlu olması ve tasarımcının bu konudaki yeterliliği daha önemlidir. KDYY esaslarına uygun olan yazılımın belirlenmesi ve KDYY tarafından tariflenen sınır durum analizlerinin hangi sayısal yöntemler ile çözüleceği tasarımcının sorumluluğundadır. Bu el kitabında kullanılan analitik çözümlere ya da yöntemlere alternatif olabilecek çözümler de tasarımcılar tarafından kullanılabilir.

Bu çalışma kapsamında özellikle üstünde durulan bir konu da zemin davranışını doğru temsil eden parametrelerin seçimidir. Kitapta yer alan bazı projelerde, tasarımda kullanılan zemin ve yapısal parametrelerin nasıl seçildiği ve geoteknik arazi karakterizasyonu konusu mümkün olduğunca detaylı olarak sunulmuştur.

Bu kitap KDYY’de yer alan hesap metodolojisini adım adım göstermek ve yönetmelik ile yeni tanışacak tasarımcılara rehber olması amacıyla hazırlanmış, tasarım esaslarıyla ilgili konulara yoğunlaşan bir doküman olması hedeflenmiştir. Ancak kitapta tanımlanan örnekler bütüncül bir proje çözümüne yönelik değildir ve KDYY-2.17’de tanımlanan Geoteknik Proje Tasarım Raporu başlıklarının tümü

kullanılmamıştır. Geoteknik Sorumlu gerçek bir uygulamaya ait tasarım raporu hazırlarken KDYY’de yer alan ilgili başlıkları esas almalı ve kendi tasarımı özelinde bu kitapta bahsedilmeyen riskler, problemler ve tanımlamalar varsa onlarla ilgili de gerekli çalışmaları yapmalıdır.

İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Anabilim Dalı öğretim elemanları olarak KDYY–Tasarım El Kitabı’nın ülkemizde güvenli ve ekonomik tasarımlar için bir rehber olmasını diliyoruz.

BÖLÜM 1

GİRİŞ

Farklı ölçeklerdeki iksa yapılarının tasarım, uygulama ve kontrollük süreçlerini tanımlamak amacıyla Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı'nın inisiyatifi ile "Kazı Destek Yapılarının Yönetmeliği - KDYY" hazırlanmış ve yürürlüğe girmiştir. KDYY geoteknik alanında hazırlanan, geniş kapsamlı ve yenilikçi bir şartname olma özelliğine sahiptir. KDYY'de tariflenen tasarım adımlarını ve hesap esaslarını açıklamak üzere Tasarım El Kitabı hazırlanmasına karar verilmiştir. Tasarım El Kitabı, proje çözümleri üzerinden KDYY'nin anlaşılmasına yardımcı olmayı hedeflemektedir. Klasik ve günümüz çözüm araçları kullanılarak KDYY'de tariflenen tasarım adımları ve esasları açıklanmış ve bu sayede tamamlayıcı bir doküman hazırlanmıştır.

Tasarım El Kitabında tariflenen proje çözümleri (i) farklı zemin türleri, (ii) ülkemizde uygulama alışkanlığı bulunan farklı kazı destek yapısı tipleri ve (iii) farklı yükleme koşulları esas alınarak hazırlanmıştır. Bu bakış açısıyla Bölüm 2'de yumuşak kil ve/veya gevşek kum zeminlerde yapılan diyafram duvarlı ve içten destekli, çelik palplanşlı ve içten destekli, kesişen fore kazıklı ve içten destekli, diyafram duvarlı ve ankrajlı kazı destek yapıları için dört farklı tasarım çözümü KDYY'ye uygun olarak detaylandırılmıştır. Bölüm 3'te orta katı-katı kil ve/veya orta sıkı kum türü zeminlerde karşılaşılan fore kazıklı ve ankrajlı, mini kazıklı ve ankrajlı, fore kazıklı ve içten destekli, konsol kazıklı, konsol kazıklı (kalıcı) ve fore kazıklı ve ankrajlı (kalıcı) kazı destek yapıları için çözümler yapılmıştır. Bölüm 4'te sert kil ve/veya çok sıkı kum ve/veya ayrışmış kaya birimlerde sıklıkla uygulanan fore kazıklı ve içten destekli, fore kazıklı ve ankrajlı (geçici ve kalıcı), mini kazıklı ve ankrajlı, kuyu perdeli ve ankrajlı, betonarme perdeli ve ankrajlı, püskürtme betonlu ve ankrajlı, berlin duvarlı, diyafram duvarlı ve içten destekli, püskürtme betonlu ve çivili (kalıcı) kazı destek yapılarının tasarımları açıklanmıştır. Bölüm 5'te ise ayrışmış kaya ve/veya kaya birimlerde, fore kazıklı ve ankrajlı, püskürtme betonlu ve çivili (geçici ve kalıcı), kuyu perdeli ve içten destekli, mini kazıklı ve ankrajlı, betonarme perdeli ve ankrajlı, püskürtme betonlu ve ankrajlı, konsol kuyu perdeli kazı destek yapıları için çözümler yapılmıştır. Bölüm 6'da öngermeli ankraj ve zemin çivileri için tanımlanan saha testlerinin yapım ve değerlendirme aşamalarının tariflendiği testler bölümü verilmektedir. Bölüm 7'de kazı destek yapısı projelerinin çizim paftalarında sunulan yapısal eleman kesit, cephe ve detay çizimlerine ait tipik örnekler sunulmaktadır. Bölüm 8'de kazı destek yapılarında kullanılan tipik aletsel gözlem ve takip sistemlerine ait bilgiler ve örnekler verilmiştir.

Geoteknik sorumluları bilgilendirmek amacıyla Tasarım El Kitabının ek kısmında kısmi katsayıların kullanımıyla ilgili limit denge yazılımlarının uyguladığı farklı yaklaşımlar hakkında önemli bilgiler verilmektedir. Limit denge yazılımlarında doğru kısmi katsayıların kullanıldığından emin olmak için ilgili başlıktaki bilgilerin doğru şekilde anlaşılması kritik öneme sahiptir. KDYY esaslarına uygun olan yazılımın (LEM, FEM, FDM vb.) belirlenmesi ve KDYY tarafından tariflenen sınır durum analizlerinin hangi sayısal yöntemler ile çözüleceği tasarımcının sorumluluğundadır.

Tablo 1-1: Zemin grupları ve yeraltı su seviyesi (YASS) durumu

Grup No	Zemin Cinsi	Yeraltı Suyu (YAS)
1	Yumuşak KİL / Gevşek KUM	YAS var ve Yüksek
2	Orta Katı KİL / Katı Kil / Orta Sıkı KUM	Olabilir
3	Sert KİL / Çok Sıkı KUM / Çok Ayrışmış KAYA	Olabilir
4	Ayrışmış KAYA / KAYA	YAS Yok / Tünek Su

Tablo 1-2: El kitabındaki projeler hakkında bilgiler

Proje No	Kazı Destek Yapısı (KDY) Tipi	Grup No	Yapı Ömrü	Kategori	Hesap Şekli		
					Statik	Eşdeğer Statik	Dinamik
P1	Diyafram Duvarlı ve İçten Destekli KDY	1	Geçici	KK-3	✓	✓	-
P2	Çelik Palplanşlı ve İçten Destekli KDY	1	Geçici	KK-2	✓	-	-
P3	Kesişen Fore Kazıklı ve İçten Destekli KDY	1	Geçici	KK-2	✓	-	-
P4	Diyafram Duvarlı ve Ankrajlı KDY	1	Geçici	KK-2	✓	-	-
P5	Fore Kazıklı ve Ankrajlı KDY	2	Geçici	KK-2	✓	✓	-
P6	Mini Kazıklı ve Ankrajlı KDY	2	Geçici	KK-2	✓	-	-
P7	Fore Kazıklı ve İçten Destekli KDY	2	Geçici	KK-2	✓	-	-
P8	Konsol Kazıklı KDY	2	Geçici	KK-1	✓	-	-
P9	Konsol Kazıklı Kalıcı KDY	2	Kalıcı	KK-1	✓	✓	-
P10	Fore Kazıklı ve Ankrajlı KDY	2	Geçici	KK-3	✓	✓	✓
P11	Fore Kazıklı ve İçten Destekli KDY	3	Geçici	KK-2	✓	-	-
P12	Kazıklı ve Ankrajlı KDY	3	Geçici	KK-2	✓	-	-
P13	Mini Kazıklı ve Ankrajlı KDY	3	Geçici	KK-2	✓	-	-
P14	Fore Kazıklı ve Ankrajlı KDY	3	Geçici	KK-3	✓	✓	-
P15	Kuyu Perdeli ve Ankrajlı KDY	3	Geçici	KK-2	✓	-	-
P16	Betonarme Perdeli ve Ankrajlı KDY	3	Geçici	KK-2	✓	-	-
P17	Püskürtme Betonlu ve Ankrajlı KDY	3	Geçici	KK-2	✓	-	-
P18	Berlin Duvarı Tipi KDY	3	Geçici	KK-1	✓	-	-
P19	Diyafram Duvarlı ve İçten Destekli KDY	3	Geçici	KK-2	✓	-	-
P20	Püskürtme Betonlu ve Çivili Kalıcı KDY	3	Kalıcı	KK-3	✓	✓	✓
P21	Konsol Kazıklı ve Çok Sıra Ankrajlı Kalıcı KDY	4	Kalıcı	KK-3	✓	✓	✓
P22	Püskürtme Betonlu ve Çivili KDY	4	Geçici	KK-2	✓	-	-
P23	Püskürtme Betonlu ve Çivili Kalıcı KDY	4	Kalıcı	KK-3	✓	✓	-
P24	Kuyu Perdeli ve İçten Destekli KDY	4	Geçici	KK-2	✓	-	-
P25	Mini Kazıklı ve Ankrajlı KDY	4	Geçici	KK-2	✓	-	-
P26	Betonarme Perdeli ve Ankrajlı KDY	4	Geçici	KK-2	✓	-	-
P27	Konsol Kuyu Perdeli KDY	4	Geçici	KK-1	✓	-	-

Tablo 1-3: El kitabındaki ankraj ve çivi testleri

Test No	Ankraj ve Zemin Çivisi Testleri
T1	Ankraj Araştırma Testi
T2	Ankraj Uygunluk Testi 1
T3	Ankraj Uygunluk Testi 2
T4	Ankraj Kabul Testi 1
T5	Ankraj Kabul Testi 2
T6	Ankraj Kabul Testi 3
T7	Zemin Çivisi Kapasite Belirleme Deneyi
T8	Zemin Çivisi Kabul Deneyi

Tablo 1-4: Tipik Yapısal Detay (TYD) çizimleri

TYD No	TYD Çizim Adı
1	Fore Kazık Kesit ve Boy Donatı Detayları
2	Kazık Başlık Kırşı Detayları
3	Betonarme Kuşak Kırışı Detayları
4	Diyafram Duvar Donatı Detayları
5	Çelik Yatay Destek Detayları (Düz)
6	Çelik Yatay Destek Detayları (Eğik)
7	Betonarme Kuyu Perde Detayları
8	Geçici Zemin Ankrajı Detayları
9	Kalıcı Zemin Ankrajı Detayları
10	Geçici Zemin Çivisi Detayları
11	Kalıcı Zemin Çivisi Detayları
12	Püskürtme Beton – Zemin Ankrajı Detayı

Bu kutular bilgi notu olarak kullanılacaktır.

BÖLÜM 2

YUMUŞAK KİL / GEVŞEK KUM ORTAMDA (GRUP-1) TASARLANAN KAZI DESTEK YAPILARI

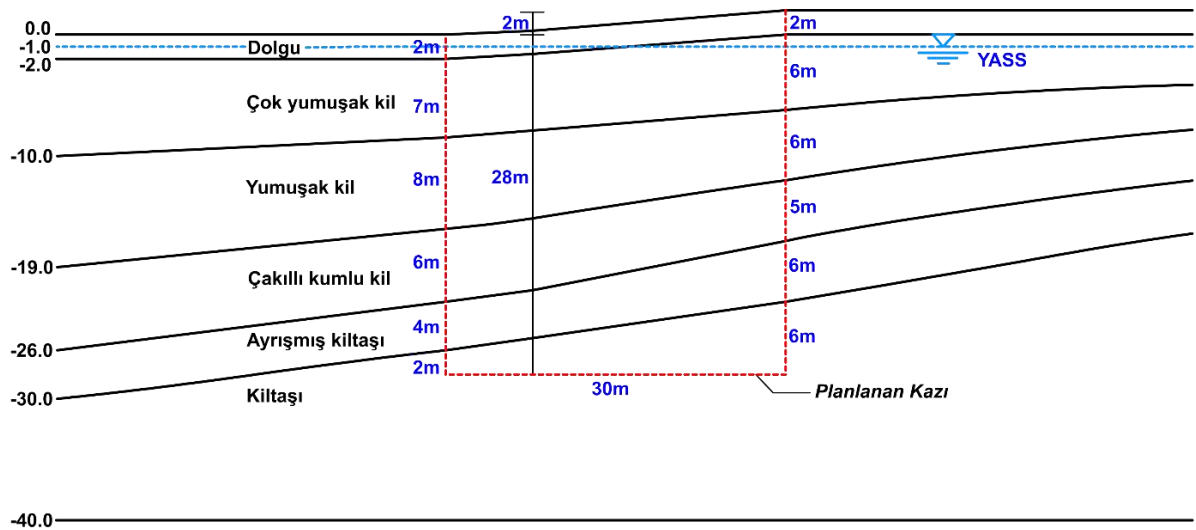
P1 - DİYAFRAM DUVARLI VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI

P1-1. Projenin Tanıtımı

Bu projede kalın killi alüvyonların bulunduğu ve yeraltı su seviyesinin çok yüksek olduğu bir bölgede yer alan bir metro istasyonu kazısının desteklenmesi amaçlanmaktadır. Kazı alanının genişliği doğu-batı aksında 30 m olup, paralel aksta metro tüneli sınırlarına kadar ulaşmaktadır. İstasyon temeli alt kotu -28.00'dir. Kazının yapılacağı proje sahasının topoğrafyasından dolayı planlanan kazı derinliği 28-30 m arasında değişmektedir. Proje sahasının plan görünümü Şekil P1-1'de, Zemin ve Temel Etüdü Veri Raporu kullanılarak elde edilen zemin profili ise Şekil P1-2'de gösterilmektedir. Zemin profilinde görüldüğü üzere istasyon temelini kaya birime oturması planlanmaktadır.



Şekil P1-1: Saha planı



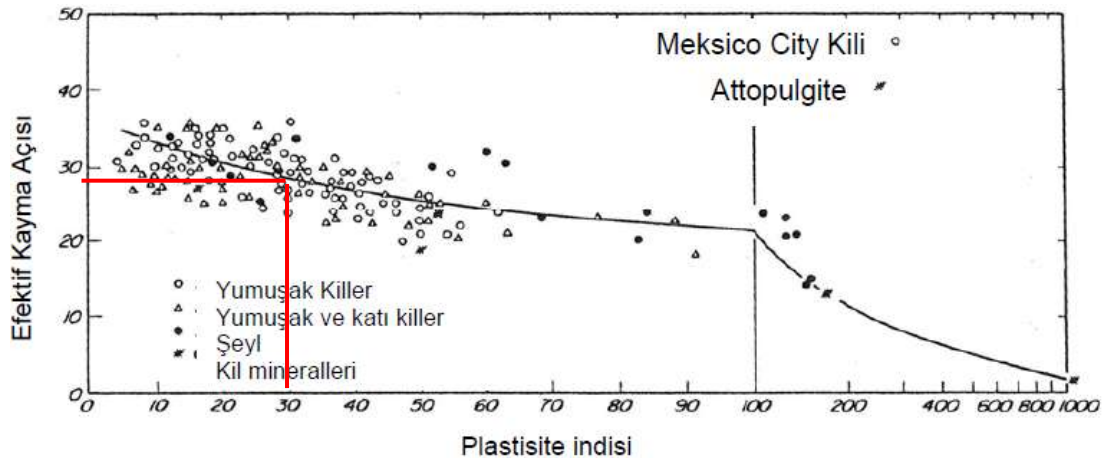
Şekil P1-2: Zemin profili ve kazı alanı

P1-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Arazide kıvamları çok yumuşak-sert arasında değişen kil birimlerin ardından kiltası birimler yer almaktadır. Bu proje kapsamında, Veri Raporu ve Geoteknik Rapor kullanılarak yeniden bir değerlendirme yapılmış, laboratuvar ve arazi deneylerinden elde edilen karakteristik parametrelere ilave olarak laboratuvar ve arazi deney sonuçlarından dolayı olarak ulaşılan (ampirik ve veri tabanı kaynaklı) parametreler de eklenmiştir. Bunun için literatürde mevcut güvenilir kaynaklardan yararlanılmıştır. Sonrasında ise hesaplarda kullanılacak toplam ve efektif zemin tasarım parametreleri seçilmiştir.

Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı'nın yayınladığı “Zemin ve Temel Etüdü Uygulama Esasları ve Rapor Formatı” kapsamında detayları tanımlanan Zemin ve Temel Etüt Raporları (Veri Raporu ve Geoteknik Rapor) kullanılarak kazı destek yapısının tasarımı için gerekli olan Geoteknik Arazi Karakterizasyonu yapılabilir. Ancak Geoteknik Sorumlu gerekli görürse, ilave etüt/deney istemeden karakteristik parametreleri tekrar belirleyebilir ve sonrasında da statik ve sismik yükler ve toplam ve efektif gerilmeler açısından zeminlerin/kayaların tasarım parametrelerine karar verebilir (KDY-2.11.7).

Killerin drenajlı parametrelerini belirlemek için doğrudan yapılan deneylere ilaveten Şekil P1-3'te gösterilen plastisite indisi ile kayma mukavemeti açısı arasındaki ampirik (deneysel) ilişkiden yararlanılmıştır. Çalışma alanındaki killeri temsil eden Plastisite İndisi değeri $PI=25\%$ olarak kabul edilerek, arazideki killerin kayma mukavemeti açısının 30° civarında olduğu görülmektedir.



Şekil P1-3: Efektif kayma mukavemeti açısı ile plastisite indisi arasındaki ilişki (Terzaghi vd., 1996)

Efektif kohezyon değerleri ise denklem (P1-1) ile hesaplanabilir. Buradaki α^* değerleri için Tablo P1-1 kullanılabilir. Böylelikle arazideki killeri temsil eden efektif kohezyon değerleri, bu killerin kıvamına bağlı olarak bulunabilir.

$$c' = \alpha^* \cdot \tan \phi' \quad (P1-1)$$

Kil ve ayrılmış kiltası tabakalarında yapılan presiyometre deneyleri hem efektif kayma mukavemeti parametrelerini, hem de drenajsız kayma mukavemeti parametrelerini elde etmek için kullanılabilir. Tablo P1-2'de presiyometre deneyi ile hesaplanan mukavemet parametreleri verilmiştir.

Tablo P1-1: İnce daneli zeminler için α^* değerleri (Look, 2007)

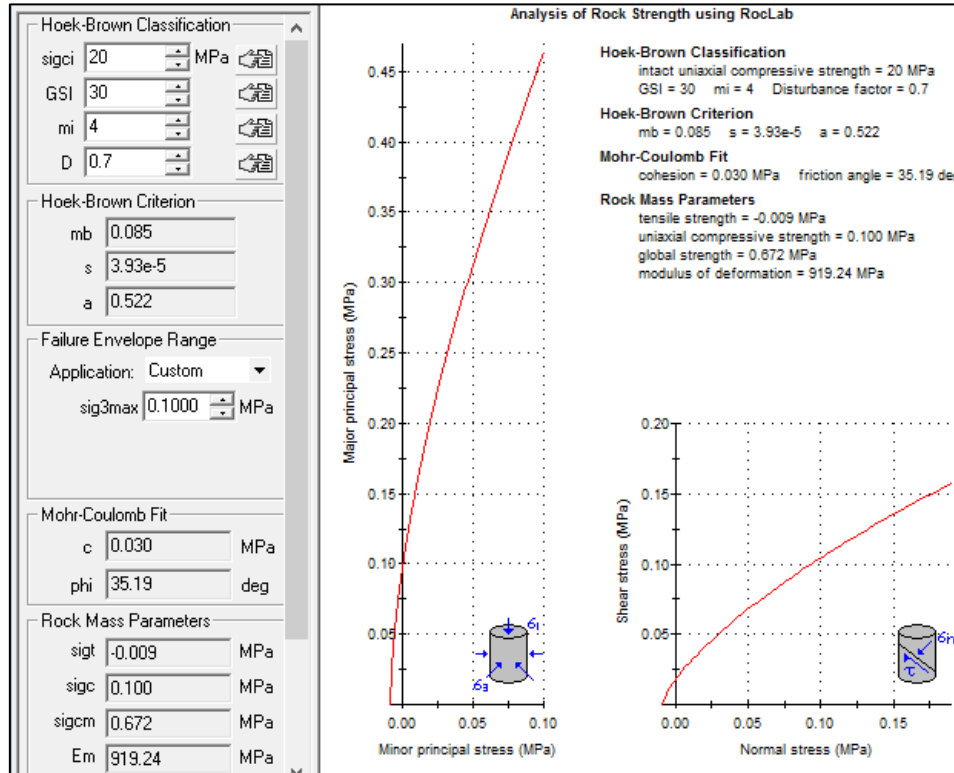
Zemin	α^*	Zemin	α^*
Yumuşak silt	0 – 5	Yumuşak kil	5 – 10
Orta katı silt	5 – 15	Orta katı kil	10 – 20
Katı silt	15 – 30	Katı kil	20 – 50

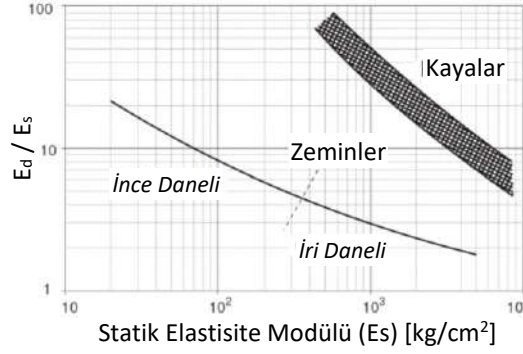
Tablo P1-2: Presiyometre deneylerinden elde edilen kısa dönem mukavemet parametreleri

Birim	Net limit basınç, p_L^* (kPa)	Amar and Jezequel (1972) $c_u = \frac{p_L^*}{10} + 25 \text{ kPa}$	Centre d'Etudes Menard (1970) $p_L^* = b \times 2^{\frac{\phi' - 24}{4}}$
Çok yumuşak kil	165	$c_u = 42 \text{ kPa}$	$\phi' = 24^\circ$
Katı Kil	180	$c_u = 43 \text{ kPa}$	$\phi' = 24^\circ$
Çakıllı kumlu kil	1280	$c_u = 153 \text{ kPa}$	$\phi' = 28^\circ$
Ayrışmış kilaşı	2415	$c_u = 267 \text{ kPa}$	$\phi' = 34^\circ$

Not: Islak homojen zeminler için $b=180$, kuru heterojen zeminler için $b=350$ ve ortalamada $b=250$ 'dir

Kayada gerçekleştirilen tek eksenli basınç deneylerinde $q_u=15\text{-}32 \text{ MPa}$ arasında değerler elde edilmiştir. Nokta yükleme deneyi sonuçlarına göre ise ortalama I_s değeri yaklaşık 1.8 MPa olarak bulunmuştur. Kayanın tek eksenli kaya dayanımı $q_u = 12 \times 1.8 = 21.6 \text{ MPa}$ olmaktadır. Tek eksenli basınç dayanımı $q_u = 20 \text{ MPa}$, jeolojik dayanım indeksi (Geological Strength Index) $GSI = 30$ ve $m_i = 4$ seçilerek yapılan RocLab analizi ile kilaşı için Mohr-Coulomb parametreleri türetilmiştir. Buna göre ayrışmış kilaşı için kohezyon değeri $c=30 \text{ kPa}$, içsel sürtünme açısı ise $\phi=35^\circ$, deformasyon modülü $E=919 \text{ MPa}$ belirlenmiştir (Şekil P1-4).

**Şekil P1-4:** Kilaşı birimi için RocLab kullanılarak elde edilen parametreler



Şekil P1-5: Dinamik elastisite modülü (E_d) ve statik elastisite modülü (E_s) arasındaki ilişki (Alpan, 1970)

Dinamik kayma modülü (G_o) kayma dalgası hızı (V_s) ile elastik teoriye göre;

$$G_o = \frac{\gamma}{g} V_s^2 \quad (P1-2)$$

bağıntısı ile hesaplanmaktadır. Kayma dalgası hızları laboratuvarında bender eleman deneyi, arazide ise yüzey ve kuyu içi sismik deneyleri ile elde edilebilmektedir. Bu proje kapsamında gerçekleştirilen Bender Eleman Deneyi ve MASW ölçümü ile bulunan V_s hızları kullanılarak birimlerin kayma modülleri hesaplanmış ve Tablo P1-3'te sunulmuştur.

Dinamik modüllerden statik modüllere geçmek için Alpan (1970) tarafından önerilen ilişki kullanılmıştır (Şekil P1-5). Statik yüklerde teğet (başlangıç) elastisite modülü (E_o) ile sekant elastisite modülü (E_{50}) arasında $E_o/E_{50}=3.0$ ilişkisi kullanılmıştır. Bununla birlikte, kayma modülü ve elastisite modülü referans gerilme değerine (p_{ref}) bağlıdır. Üç eksenli basınç ve bender eleman deneylerinde referans gerilme değeri doğrudan hücre basıncı (σ_3) değeri olarak alınır. Referans gerilme, arazide sismik deneylerinden elde edilen ve modül hesaplarında dikkate alınan V_s değerinin ölçüldüğü noktadaki ortalama efektif gerilme değeridir.

Tablo P1-3: V_s ile hesap edilen kayma modülü ($G_{o,ref}$) ve sekant elastisite modülü ($E_{50,ref}$) değerleri

Birim	γ (kN/m ³)	p_{ref} (kPa)	ν	Dinamik Parametreler			Seçilen E_d/E_s	Statik Parametreler			
				V_s (m/s)	$G_{o,ref}$ (MPa)	$E_{ur,ref}$ (MPa)		$E_{o,s}$ (MPa)	$E_{ur,ref}$ (MPa)	E_{ur}/E_{50} -	$E_{50,ref}$ (MPa)
Dolgu	19.4	40	0.20	211	86	207	4.4	47	47	3.0	16
Çok yumuşak kil	16.6	80	0.20	130	28	67	5.0	13	13	3.0	4.5
Yumuşak kil	17.8	100	0.20	204	74	178	5.0	36	36	3.0	12
Çakıllı kumlu kil	18.7	150	0.20	278	145	347	2.9	121	121	3.0	40
Ayrışmış kilitaşı	21.2	200	0.20	450	429	1030	1.5	686	686	3.0	229
Kırıklık kilitaşı	22.3	300	0.35	600	802	2164	1.5	1443	1443	3.0	481

Statik teğet elastisite modülü (E_o), presiyometre deneyi ile ölçülen Menard elastisite modülü (E_m)'den $E_o=E_m/\alpha$ ilişkisi ile de elde edilir. Baguelin vd. (1978) α 'nın 0.25 ile 1.0 arasında değiştiğini ve gerilmeye bağlı olduğunu ifade etmektedir. E_{50} ise E_o 'dan elde edilir.

Drenajsız yükleme şartlarına ait gerilme-deformasyon analizlerinde permeabilite katsayıları önemlidir. Bu problem için seçilen karakteristik permeabilite değerleri Tablo P1-4'te verilmiştir. Zemin ve kaya tabakaları için tanımlanan V_s ile hesaplanan $G_{o,ref}$ değerleri Tablo P1-3'tedir. Seçilen karakteristik $E_{50,ref}$ Tablo P1-5'te, karakteristik mukavemet parametreleri ise Tablo P1-6, P1-7 ve P1-8'de sunulmuştur.

Tablo P1-4: Zeminler ve kayanın karakteristik permeabilite katsayısının tayini

Zemin/kaya birimi	Arazi deneyi (kuyu pompaj veya lugeon)	Laboratuvar deneyi (Düşen seviyeli)	Seçilen
Dolgu	$k = 2.24E-7$ m/s	-	$k = 2.24E-7$ m/s
Çok yumuşak kil	$k = 1.98E-7$ m/s	$k = 3.8E-7$ m/s	$k = 1.98E-7$ m/s
Katı Kil	$k = 7.33E-8$ m/s	$k = 5.2E-7$ m/s	$k = 7.33E-8$ m/s
Çakıllı kumlu kil	$k = 3.41E-9$ m/s	-	$k = 3.41E-9$ m/s
Ayrışmış kilaşı	$k = 0.34E-9$ m/s	-	$k = 0.34E-9$ m/s
Kırıklı kilaşı	$k = 0.34E-9$ m/s		$k = 0.34E-9$ m/s

Tablo P1-5: Zeminler için karakteristik sekant elastisite modülü ($E_{50,ref}$) değerlerinin tayini

Zemin/kaya birimi	Üç Eksenli Basınç Deneyi	Presiyometre Deneyi	Dinamik $G_{o,ref}$ 'den Geçiş	Seçilen
Dolgu	-	-	$E_{50,ref} = 16$ MPa ($p_{ref} = 100$ kPa)	$E_{50,ref} = 16$ MPa ($p_{ref} = 100$ kPa)
Çok yumuşak kil	-	$E_{50,ref} = 8$ MPa ($p_{ref} = 40$ kPa)	$E_{50,ref} = 4.5$ MPa ($p_{ref} = 100$ kPa)	$E_{50,ref} = 4.5$ MPa ($p_{ref} = 100$ kPa)
Yumuşak kil	$E_{50,ref} = 16$ MPa ($p_{ref} = 100$ kPa)	$E_{50,ref} = 15$ MPa ($p_{ref} = 80$ kPa)	$E_{50,ref} = 12$ MPa ($p_{ref} = 100$ kPa)	$E_{50,ref} = 12$ MPa ($p_{ref} = 100$ kPa)
Çakıllı kumlu kil	-	$E_{50,ref} = 30$ MPa ($p_{ref} = 120$ kPa)	$E_{50,ref} = 40$ MPa ($p_{ref} = 100$ kPa)	$E_{50,ref} = 40$ MPa ($p_{ref} = 100$ kPa)
Ayrışmış kilaşı	-	$E_{50,ref} = 260$ MPa ($p_{ref} = 180$ kPa)	$E_{50,ref} = 229$ MPa ($p_{ref} = 100$ kPa)	$E_{50,ref} = 229$ MPa ($p_{ref} = 100$ kPa)

Tablo P1-6: Zeminler için karakteristik toplam mukavemet parametrelerinin tayini

Zemin/kaya birimi	Laboratuvar Deneyleri + Ampirik ilişkiler		Arazi Deneyleri + Ampirik ilişkiler		Seçilen
	UU-Üç eksenli basınç deneyi	Serbest Basınç Deneyi	Presiyometre deneyi	SPT N değeri	
Dolgu	-	-	-	$c_u = 50$ kPa (45-60 kPa)	$c_u = 50$ kPa
Çok yumuşak kil	$c_u = 25$ kPa	-	$c_u = 30$ kPa	$c_u = 25$ kPa (20-30 kPa)	$c_u = 25$ kPa
Yumuşak Kil	$c_u = 50$ kPa	$c_u = 40$ kPa (32-55 kPa)	$c_u = 135$ kPa (115-235 kPa)	$c_u = 35$ kPa (30-41 kPa)	$c_u = 40$ kPa
Çakıllı kumlu kil	$c_u = 165$ kPa	$c_u = 152$ kPa (132-165 kPa)	$c_u = 132$ kPa	$c_u = 155$ kPa (145-165 kPa)	$c_u = 150$ kPa
Ayrışmış kilaşı	-	-	$c_u = 267$ kPa	$c_u = 250$ kPa (200-300 kPa)	$c_u = 250$ kPa

Tablo P1-7: Zeminler için karakteristik efektif mukavemet parametrelerinin tayini

Zemin/kaya birimi	CD - Üç eksenli basınç deneyi	Plastisite indisi - ϕ bağıntısı ile	Presiyometre deneyi ile	Seçilen
Dolgu	-	$\phi' = 25^\circ$ $c' = 10$ kPa	-	$\phi' = 25^\circ$ $c' = 10$ kPa
Çok yumuşak kil	-	$\phi' = 25^\circ$ $c' = 10$ kPa	$\phi' = 24^\circ$ $c' = 0$ kPa	$\phi' = 20^\circ$ $c' = 3$ kPa
Yumuşak Kil	$\phi' = 22^\circ$ $c' = 8$ kPa	$\phi' = 25^\circ$ $c' = 10$ kPa	$\phi' = 24^\circ$ $c' = 0$ kPa	$\phi' = 20^\circ$ $c' = 5$ kPa
Çakıllı kumlu kil	-	$\phi' = 25^\circ$ $c' = 35$ kPa	$\phi' = 28^\circ$ $c' = 0$ kPa	$\phi' = 20^\circ$ $c' = 35$ kPa
Ayrışmış kilitaşı	-	$\phi' = 30^\circ$ $c' = 35$ kPa	$\phi' = 34^\circ$ $c' = 0$ kPa	$\phi' = 30^\circ$ $c' = 20$ kPa

Tablo P1-8: Kaya için karakteristik toplam mukavemet parametrelerinin tayini

	Laboratuvar Deneyleri	Veri Tabanı Kaynaklı İlişkiler	
Zemin/kaya birimi	CU/CD-Üç eksenli basınç deneyi sonuçları	RocLab (Hoek-Brown) ilişkileri ile	Seçilen
Kırıkkı kilitaşı	$\phi = 40-48^\circ$ $c = 90-105$ kPa	$\phi = 35^\circ$ $c = 30$ kPa	$\phi = 35^\circ$ $c = 30$ kPa

Yukarıda verilen karakteristik parametreler değerlendirilmiş ve kazı destek yapısının hesaplarında kullanmak için gereken zeminler ve kayaların tasarım parametreleri Tablo P1-9'daki gibi belirlenmiştir.

Tablo P1-9: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	k (m/s)	p_{ref} (kPa)	$G_{o,ref}$ (MPa)	Toplam Gerilme (Statik)				Efektif Gerilme (Statik)			
					p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Dolgu	18.0	2.2E-7	100	86.0	100	16.0	50.0	0	100	16.0	10.0	25.0
Ç. Yumuşak Kil	16.3	1.9E-7	100	28.0	100	4.5	25.0	0	100	4.5	3.0	20.0
Yumuşak Kil	17.0	7.3E-8	100	74.0	100	12.0	40.0	0	100	12.0	5.0	20.0
Çakıllı Kumlu Kil	19.0	3.4E-9	100	145.0	100	40.0	150.0	0	100	40.0	35.0	20.0
Ayrışmış kilitaşı	19.0	0.3E-9	100	429.0	100	229.0	20.0	30	100	229.0	20.0	30.0
Kırıkkı Kilitaşı	20.0	0.3E-9	100	802.0	100	481.0	30.0	35	100	481.0	30.0	35.0

P1-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Bu bölümde projenin tasarım aşamalarında dikkate alınan kabuller, kriterler ve tasarım esasları açıklanmaktadır.

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Dayanma yapısının kuzey-güney aksları zemin özellikleri ve çevre yapılar bakımından benzerdir. Bu nedenle doğu-batı aksından alınan A-A kesiti üzerinden (Şekil P1-1) tasarım adımları gösterilecektir. Hesaba esas olan kesitte kazının doğusunda kazı destek yapısına 15 m uzaklıkta dört katlı bir bina mevcuttur. Binadan aktarılan karakteristik yük 80 kPa olarak belirlenmiştir. Kazının batısında ise 10 m

genişliğinde bir sokak bulunmaktadır. Buradaki trafikten kaynaklanacak olan ilave karakteristik yükün 15 kPa mertebesinde olduğu kabul edilmiştir. Sokağın batısında şimdilik herhangi bir kullanım alanı bulunmamakla birlikte bölgede oluşabilecek otomobil parkı vs. gibi potansiyel yükler sebebiyle yol yükü kesit boyunca uzatılmıştır.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

Tasarımı yapılacak olan kazı destek yapısı KDYY-Tablo 1.1’de tanımlanan esaslara göre sınıflandırılmalıdır. Projedeki kazının özellikleri aşağıdaki gibi özetlenebilir:

- Kazı derinliği 25 metreden fazladır.
- Kazı taban seviyesinin üzerinde yeraltı suyu bulunmaktadır.
- Kazı çevresinde kazıdan etkilenebilecek yakınlıkta yapılar bulunmaktadır.
- Destek yapısı kazıyı geçici olarak destekleyecektir. Kullanım ömrü bina inşa edilene kadardır.
- Duvarın stabilitesini sağlamak için yatay destek elemanları kullanılacaktır.

Bu özellikleri dikkate alındığında, kazı destek yapısının tüm cepheleri Kategori-3’e girmektedir.

Kazı Destek Yapısı Seçimi

Kazının yapılacağı bölgenin şehir merkezinde olması, bölgede kazıdan etkilenecek yapılar bulunması, sorunlu bir zemin grubunda iddialı bir iksa derinliğine kazı yapılacak olması vb. nedenlerden ötürü inşa edilecek duvarın yatay deplasmanlarını sınırlandırılmak gerekmektedir. Ankraj imalatlarında da çeper sürtünmesinin yetersiz kalacağı ve ihtiyaç duyulan ankraj yükü seviyelerine ulaşamayacağı öngörülmektedir. Bu nedenlere kazı geometrisinin de elverişli olması nedeniyle, duvarın doğu-batı aksında yer alan karşılıklı cephelerinin çelik boru profilleri yardımıyla içten desteklenmesine karar verilmiştir. Kuzey-güney aksı için oluşturulacak iksa sistemin tasarımı P1 probleminin kapsamı dışında tutulmuştur.

Kazı destek yapısı için aşağıdaki esaslara uygun olarak yatay ve düşey eleman seçimi aşağıdaki gibi yapılmıştır.

- Sahada yeraltı suyu bulunması ve kıltaşı birimde delgi kolaylığı nedeniyle düşey destek elemanlarının diyafram duvar olarak seçilmesi.
- Çevre yapılar bakımından deplasmanların sınırlandırılması gerekliliği nedeniyle yatay destek elemanlarının çelik borular ile teşkil edilmesi.

Yapısal Elemanlar için Tasarım Parametreleri

Yatay destek elemanı olarak kullanılmasına karar verilen çelik boru profilin geometrik ve malzeme özellikleri Tablo P1-10’da gösterilmiştir.

Tablo P1-10: Çelik boru profil geometrik ve malzeme özellikleri

Dış Çap (D)	Et Kalınlığı (t)	Serbest uzunluğu (L)	Yatay Aralık (s)	Karakteristik Akma Dayanımı	Elastisite Modülü	Atalet Yarıçapı (i)
1200 mm	15 mm	30 m	5 m	355 MPa	200000 MPa	41.9 cm

Projede kullanılacak çelik destek elemanları duvar düzlemine dik olarak konumlandırılacaktır. Bu nedenle destek elemanı, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar-Bölüm 8

(ÇYTHYDE, 2016) esas alınarak, eksenel basınç kuvveti etkisi altında tasarlanmıştır. Proje için seçilen çelik boru profil ÇYTHYDE-Tablo5.1A'ya göre narin en kesitli eleman olarak sınıflandırılmaktadır. Narin en kesitli basınç elemanlarında karakteristik basınç kuvveti dayanımı, aşağıdaki denklem ile hesaplanabilir.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_e \quad (P1-3)$$

Burada kritik burkulma gerilmesi, F_{cr} , ÇYTHYDE-Bölüm 8.2'de önerilen aşağıdaki eşitlikler yardımı ile elde edilebilir.

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \quad \text{ için } F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (P1-4)$$

$$\frac{F_y}{F_e} > 2.25 \quad \text{ için } F_{cr} = 0.877 F_y \quad (P1-5)$$

Boru en kesitli elemanlarda etkin alanı hesaplamak için ÇYTHYDE-Bölüm 8.2.5'te önerilen denklem kullanılır.

$$A_e = \left(\frac{0.38E}{F_y (D/t)} + \frac{2}{3} \right) A_g \quad (P1-6)$$

Projede kullanılacak olan çelik boru destek elemanının karakteristik basınç kuvveti dayanımı, yukarıda verilen bağıntılar yardımıyla 12591 kN olarak hesaplanmıştır.

Projede düşey destek elemanı olarak 1.0 m kalınlığında diyafram duvar inşa edilmesi planlanmaktadır. Soketiyle birlikte diyafram duvar boyu, kazının batısında 33.0 m ve doğusunda ise 35.0 m'dir. Diyafram duvar kesitinin taşıyabileceği en büyük kesme kuvveti TS500-Bölüm 8.1.4.'te betonarme kesitlerin kesme dayanımı için tanımlanan eşitlik ile hesaplanabilir.

$$V_c = 0.8V_{cr} = 0.8 \cdot 0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \left(1 + \gamma \frac{N_d}{A_c} \right) \quad (P1-7)$$

Bu eşitlik ile 1.0 m kalınlığındaki diyafram duvarın kesme kuvveti dayanımı 617.5 kN olarak hesaplanmıştır.

Kazı destek sisteminin ön tasarımı, kullanılacak olan çelik desteğin malzeme özellikleri ve burkulma dayanımı belirlenmelidir. *Bu projede ihtiyaç olan tüm destek elemanları için tek bir kesit kullanılmıştır. Projenin gereklilikleri ve tasarım sonrasında hesaplanan iç kuvvetler dikkate alınarak farklı profiller kullanılabilir.*

Deprem Etkisi

Deprem etkisini dikkate alan analiz yöntemleri KDYY-2.14.3'te tanımlanmıştır. Bu proje KK-3 olan geçici kazı destek sistemi olduğundan KDYY-Tablo 2.6'da belirtildiği gibi servis depremi DD-4 deprem düzeyi için "Yöntem 1-Statik Eşdeğer Hesap" yapılmalıdır. Statik Eşdeğer Hesap yönteminde, yatay eşdeğer ivme katsayısı k_h , KDYY-B.2.6 denkleminde göre hesaplanmalıdır. Denklemdaki S_{DS} değeri, Türkiye Deprem Tehlike Haritası'ndan ilgili projenin lokasyonuna göre belirlenmiştir. Denklemdaki r katsayısı, içten destekli sistemlerde 1.0 değerini alır. Bu projede S_{DS} değeri, ZE zemin sınıfı ve DD-4 depremi baz alınarak, 0.547 olarak bulunmuştur. Yatay eşdeğer ivme katsayısı ise, $k_h = 0.4 S_{DS}/r = 0.2188$ olarak hesaplanmıştır.

İçten Destekli Sistemler İçin Tasarım Kriterleri

Bu bölümde yatay destek elemanları kullanılarak içten destekli olacak şekilde inşa edilmesi planlanan kazı destek sistemlerinin tasarımında dikkate alınması gereken sabit ve değişken etkiler açıklanmaktadır. İçten destekli sistemlerin tasarım esasları KDYY-3.4'te detaylı olarak verilmiştir. Bu projedeki yatay destek elemanlarının tasarımında KDYY-3.4.2'de tanımlanan sabit ve değişken etkiler dikkate alınacaktır. Buna göre sabit ve değişken etkiler P1-6, P1-7 ve P1-8 denklemlerinde tanımlanan farklı yük kombinasyonları (LC) ile birleştirilmelidir.

$$LC1 : 1.4 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.0 * Q_{k,temp} \quad (P1-8)$$

$$LC2 : 1.2 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.6 * Q_{k,temp} \quad (P1-9)$$

$$LC3 : 1.0 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 0.5 * Q_{k,temp} + 1.6 * Q_{k,tesadüfi} \quad (P1-10)$$

Burada G_k değeri desteğin öz ağırlığını ifade etmektedir. $G_{k,GEO}$ değeri SLS (Serviceability Limit State, Hizmet Görebilirlik Sınır Durumu) ve ULS (Ultimate Limit State, Göçme Sınır Durumu) yükleme durumlarında yapılan gerilme-deformasyon analizleri ile belirlenir. SLS yükleme durumundaki analizlerden bulunacak olan $G_{k,GEO}$ değeri için KDYY-3.4.2.13'de aşağıdaki bağıntı önerilmiştir.

$$G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} \quad (P1-11)$$

Burada P_{SLS} değeri, SLS analizleri sonucunda yatay destek elemanına etkiyen eksenel kuvveti tanımlar. γ_G ve γ_{sd} katsayıları ise kullanılan yük kombinasyonuna veya yapılan analizlerin niteliğine göre değişen kısmi katsayılardır. γ_G değeri, LC1, LC2 ve LC3 yük kombinasyonları için sırasıyla 1.4, 1.2 ve 1.0 değerlerini almaktadır. ULS yükleme durumundaki analizler ile hesaplanacak olan $G_{k,GEO}$ değeri için,

$$G_{k,GEO} = P_{ULS} * \gamma_{sd} \quad (P1-12)$$

bağıntısı önerilmektedir. Bu bağıntılarda kullanılan γ_{sd} katsayısı, GDA kullanılarak yapılan hesaplarda 1.0; limit denge ve YTY yöntemi ile yapılan hesaplarda 1.15; tek sıra destekli ve limit denge yöntemi ile yapılan hesaplarda 1.30 alınır. SLS ve ULS yükleme durumlarında hesaplanan $G_{k,GEO}$ değerlerinden büyük olanı seçilerek yük kombinasyonlarında kullanılır.

$$G_{k,GEO} = P_{PSD} * \gamma_{sd} \quad (P1-13)$$

Kazı Kategorisi-3 olarak sınıflandırılan destek yapılarında ve Kazı Kategorisi-2 sınıfında olup kazı derinliği 15 metreden yüksek olan destek yapılarında deprem etkisini dikkate almak için KDYY-Tablo 2.6'ya göre Yöntem 1-Statik Eşdeğer Hesap yapılması gerekir. Bu durumda yatay destek elemanının tasarımında kullanılan $G_{k,GEO}$ değerini belirlemek için, SLS ve ULS analizlerinin yanı sıra Statik Eşdeğer Hesap (Pseudo-statik hesap) analizi de kullanılmalıdır. Statik Eşdeğer Hesap analizi sonucunda yatay destek elemanına etkiyen eksenel kuvvet, P1-14 bağıntısı ile $G_{k,GEO}$ değerine dönüştürülebilir. Bu durumda $G_{k,GEO}$ değeri ULS, SLS ve Statik Eşdeğer Hesap analizlerinden elde edilenlerin en büyüğü olarak yük kombinasyonlarında kullanılmalıdır.

Yatay destek elemanının servis ömrü boyunca maruz kalacağı ısı etkileri $Q_{k,temp}$ ile tanımlanmıştır. $Q_{k,temp}$ değerini belirlemek için KDYY-3.4.2.9'da önerilen B3.33 eşitliğinden faydalanılabilir.

$$Q_{k,temp} = \alpha_t * \Delta t * E * A * (\beta/100) \quad (P1-14)$$

α_t : destek elemanının yapıldığı malzemenin ısı genleşme katsayısı,
 Δt : montaj sıcaklığına kıyasla sıcaklık değişimi,
 E : destek elemanının yapıldığı malzemenin elastisite modülü,
 A : destek elemanının kesit alanı;
 β : destek elemanında boy değişimi kısıtlanma yüzdesi

Mevsimsel koşullar sebebiyle oluşabilecek sıcaklık değişimlerinin gerçekçi olarak tahmin edilebilmesi için hem çelik profilin montajı esnasındaki hava sıcaklığının hem de desteğin kullanım ömrü boyunca görülebilecek maksimum ve minimum sıcaklık değerlerinin bilinmesi gereklidir. Bu projede montajın nisan ayında yapılması ve desteklerin takip eden 6 ay boyunca kullanılması öngörülmektedir. Meteorolojik mevsim normalleri verilerine göre projenin yapılacağı bölgede nisan ayında görülen en düşük sıcaklık değeri 10°C'dir. Yaz aylarında görülen en yüksek sıcaklık değeri ise 40°C'dir. Bu nedenle montaj sırasındaki sıcaklık değerine oranla oluşabilecek en yüksek sıcaklık farkı 30°C olarak belirlenmiştir. Yapısal çelik için genleşme katsayısı birçok kaynakta ortalama $12 \times 10^{-6} \frac{1}{^\circ\text{C}}$ olarak verilmektedir (Engineering Tool Box, 2003). Projede kullanılan yatay destek elemanlarının ısı genleşme parametreleri Tablo P1-11'de gösterilmiştir.

Tablo P1-11: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri

α_t (1/°C)	Δt (°C)	E (MPa)	A (cm ²)	β	$Q_{k,temp}$ (kN)
12×10^{-6}	40.0	200000	558.42	50%	2010.3

Yük kombinasyonlarında yatay destek elemanının kendi ağırlığının etkisinin yanı sıra, düşey yönde meydana gelebilecek tesadüfi etkiler de göz önüne alınmalıdır. Tesadüfi yük ($Q_{k,tesadüfi}$), destek üzerinde 1.0 kN/m büyüklüğünde doğrusal bir yük olduğu varsayılarak hesaplanır.

Deplasman Kriterleri

İçten destekli sistemler için KDYY-2.12'de tanımlanan üst sınır deplasman kriterleri aşağıdaki gibidir:

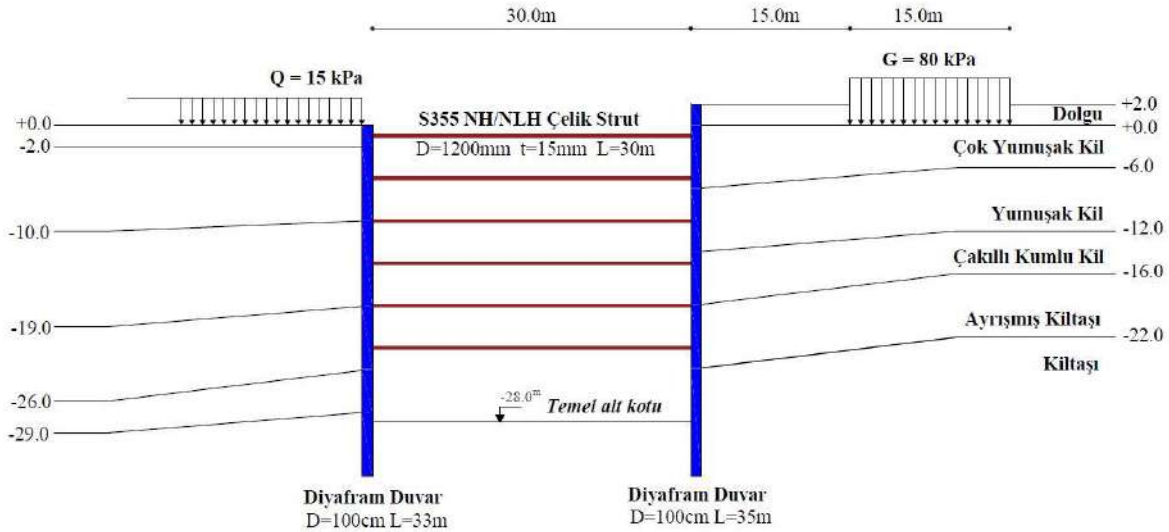
- İçten destekli/yatay destekli sistemler için meydana gelecek yanal deplasmanlar $\delta h/H = \%2.5 - \%5.0$ 'i (kazı derinliğinin binde iki buçuğu ila binde beşi) değerleri arasında kalacak şekilde bir üst limit olarak kabul edilmektedir.
- Kazı nedeniyle komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme miktarı statik yükleme durumunda 1/500 değerini, dinamik yükleme durumlarında ise 1/250 değerini aşmamalıdır.

Proje alanı şehir merkezinin yoğun bir bölgesinde yer almaktadır. Kazı sahası etrafında yanal deplasmanlardan etkilenebilecek yapılar bulunduğu için KDYY'de tanımlanan değer aralıklarından daha düşük bir limit değer seçilmesine karar verilmiştir. Kazı boyunca oluşacak yanal deplasmanlar kazı derinliğinin binde ikisini aşmayacak şekilde sınırlandırılacaktır ($\delta h/H \leq \%2.0 = 5.6\text{cm}$). Ayrıca kazı nedeniyle komşu binaların temellerinde meydana gelebilecek dönme miktarı 1/1000 değeri ile sınırlandırılmıştır.

P1-4. Analizler

Bu projenin çözümünde referans alınan hesap kesiti olarak belirlenen AA kesitinde – 33.00 kotuna kadar diyafram duvar yapılmasına ve duvarın yatayda 5.0 m aralıklarla yerleştirilecek 6 sıra çelik boru ile desteklenmesine karar verilmiştir. Yapılan ön tasarım sonucunda analizlerde kullanılacak kesit Şekil P1-6'daki gibidir.

Bu bölümde ön tasarımı yapılan sistemin ULS ve SLS kontrolleri, yapısal elemanların uygunluğunun kontrolü ve yapısal tasarıma esas iç kuvvetlerin belirlenmesi aşamaları açıklanmaktadır. Kontroller toptan göçme analizi için limit denge yöntemi (LEM) ve gerilme-deformasyon analizleri için (GDA) sonlu elemanlar yöntemi kullanan yazılımlar aracılığı ile yapılır. LEM ve GDA kullanılarak yapılacak destek yapısı tasarımının ana hatları KDYY-Tablo 3.5'te tanımlanmıştır. Bu proje için ilk aşamada LEM ile göçme sınır durumu (ULS-GEO) kontrolü yapılarak güvenlik koşullarının sağlandığı gösterilmiştir. KDYY-Tablo3.5'e göre daha sonraki aşamada yeraltı suyu etkisiyle olası borulanma ve kaldırma türü göçme durumlarının kontrolü yapılmalıdır (ULS-HYD, ULS-UPL). Fakat projedeki istasyon temeli geçirimsiz kaya zemine oturduğundan kaldırma ve borulanma türü göçmeler beklenmemektedir. Bu nedenle bu proje için ULS-HYD ve ULS-UPL kontrolleri yapılmamıştır. Bir sonraki aşamada kazı destek sistemi sonlu elemanlar yöntemini kullanan yazılımlar aracılığıyla modellenerek kazı sonucunda oluşabilecek deplasmanların servis sınırları içerisinde olup olmadığı kontrol edilmiştir (SLS-GEO). Daha sonraki aşamalarda ise deprem etkisi altında Statik Eşdeğer Hesap analizi (ULS-DEPREM) ve yapısal elemanların boyutlandırılması (ULS-STR) açıklanmaktadır.



Şekil P1-6: Proje için tasarım kesiti (A-A kesiti)

Projelerdeki problemlerin çözümü için farklı yazılımlar kullanılabilir. Kullanılan yazılımlar KDYY tarafından tanımlanan yöntemler ve katsayılar ile uyumlu olmalıdır. Tasarım raporunu hazırlayan Geoteknik Sorumlu, yazılımlardaki kabul ve hesapların KDYY ile uyumluluğu konusunda yetkin olmalıdır.

Tasarım Parametreleri

Gerilme-deformasyon analizlerinde zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışını gerçekçi bir şekilde tanımlayabilen bünye modelleri kullanılmalıdır. Bu projenin analizlerinde kilitaşı biriminde Mohr-

Coulomb bünye modeli, diğer birimler için ise Hardening Soil (Isotropic Hardening) bünye modeli kullanılmıştır. Projede yeraltı suyu yüzeye çok yakın bir konumda bulunduğundan tüm birimleri etkilemektedir. Bu nedenle hem kısa dönem hem de uzun dönemde oluşabilecek etkileri dikkate almak amacıyla drenajlı ve drenajsız durumda gerilme deformasyon analizleri yapılması gerekir. ULS ve SLS kontrollerinde, aynı sonlu elemanlar modeli üzerinden drenajlı ve drenajsız durumlarda farklı parametrelerle analizler yapılarak her durumda deplasmanlar ve kesit tesirleri kontrol edilmelidir. Bu projedeki drenajlı ve drenajsız durumlardaki ULS ve SLS analizlerinde Tablo P1-8’de belirtilen zemin parametreleri kullanılmıştır. ULS-DEPREM aşamasında ise sismik tasarım parametrelerinin kullanılması gerekir. Bu parametreler Tablo P1-12’de gösterilmiştir.

Projede tanımlanan yatay ve düşey destek elemanların SLS ve ULS kontrolleri için gerilme-deformasyon analizlerinde uygun yapısal elemanlar kullanılmalıdır. Bu tür yapısal elemanların GDA’da kullanılan eksenel rijitlik ve eğilme rijitliği parametreleri ise Tablo P1-13’te gösterilmiştir.

Tablo P1-12: Zemin ve kaya birimlerin sismik yükleme durumunda toplam mukavemet parametreleri ile bünye modeline bağlı elastisite modüllerini içeren tasarım parametreleri

Birim	c (kPa)	ϕ (°)	HS Model				MC Model		
			$E_{50,ref}$ (MPa)	$E_{oed,ref}$ (MPa)	$E_{ur,ref}$ (MPa)	p_{ref} (kPa)	E_{ref} (MPa)	ν	p_{ref} (kPa)
Dolgu	50.0	0	69.0	69.0	207.0	100	-	-	-
Çok Yumuşak Kil	25.0	0	22.0	22.0	67.0	100	-	-	-
Yumuşak Kil	40.0	0	59.0	59.0	178.0	100	-	-	-
Çakıllı Kumlu Kil	150.0	0	116.0	116.0	347.0	100	-	-	-
Ayrılmış kilaşı	20.0	30	343.0	343.0	1030.0	100	-	-	-
Kilaşı	30.0	35.0	-	-	-	-	721.0	0.35	100

Tablo P1-13: Yapısal elemanların rijitlikleri

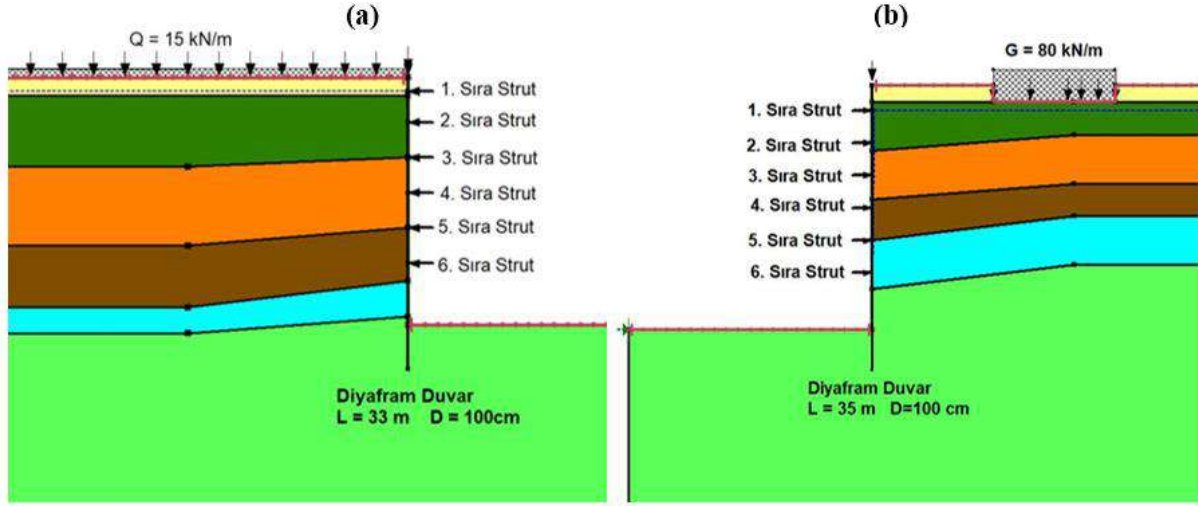
Yapısal Eleman	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	Yatay Aralık (m)
Diyafram Duvar	33*10 ⁶	275*10 ⁴	1
Çelik Borular	11.2*10 ⁶	-	5

Aşama 1: LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

Ön tasarımı yapılan kazı destek sisteminin statik yükler altında göçmeye karşı güvenlik sayısı, LEM analizi yapabilen yazılımlardan faydalanılarak hesaplanabilir. Bu projede doğu ve batı kesitleri farklı zemin kalınlıklarına ve çevre yapı etkileşimlerine sahip olduğu için ayrı ayrı modellenmiştir. LEM yazılımında 2 boyutlu olarak modellenen kesitler Şekil P1-7’de görülmektedir. Sistemde bulunan tüm yapısal elemanlar ve çevre yapılar da yazılımın ara yüzü kullanılarak modellere dahil edilmiştir. LEM ile yapılan hesaplar, kısmi katsayı kullanımı vb. detaylar P4-P5-P6-P7 proje çözümlerinde kapsamlı bir şekilde açıklanmıştır.

Kullanılan LEM yazılımında çelik desteklerin doğrudan modellenebileceği bir arayüz bulunmadığından destekler sisteme noktasal yük olarak tanımlanmıştır. Noktasal yük olarak girilebilecek en büyük değer

çelik desteğin tasarım burkulma dayanımıdır. Tasarımcı projedeki riskleri göz önünde bulundurarak çelik desteği duvar yüzeyinde bir noktasal yük olarak tanımlayabilir ve yükün değerini burkulma dayanımından daha küçük olacak şekilde belirleyebilir. Bu projedeki çelik desteklerin burkulma dayanımı 12591 kN olarak hesaplanmıştır. Destekler 5.0 m aralıklı olarak yerleştirildiğinde her bir metreye denk gelen burkulma dayanımı, $12591/5 = 2518 \text{ kN}$ olarak bulunur. Modelde noktasal yükler 2500 kN olarak sisteme tanımlanmıştır.



Şekil P1-7: LEM yazılımında modellenen kesitler a) Batı kesiti b) Doğu kesiti

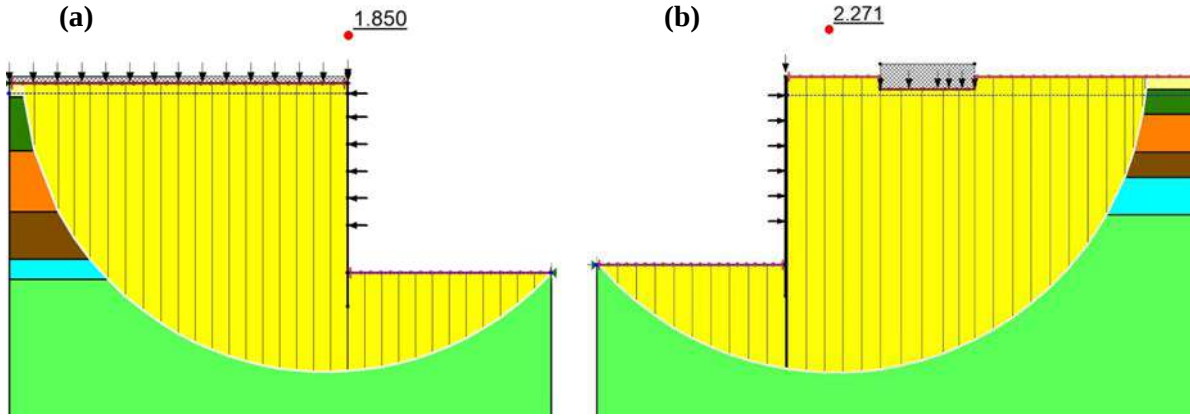
Duvarın kesme kuvveti dayanımı limit denge yöntemindeki kuvvet dengesinde hesaba katıldığı için göçme düzlemlerinin güvenlik sayılarını doğrudan etkiler. Bu nedenle duvarın taşıyabileceği en büyük kesme kuvvetinin gerçeğe yakın olarak belirlenmesi son derece önemlidir. Diyafram duvardan oluşan kazı destek yapısının taşıyabileceği en büyük kesme kuvveti TS500-Bölüm 8.1.4.'te betonarme kesitlerin beton kısımlarının kesme dayanımı için tanımlanan eşitlik ile 617.5 kN olarak hesaplanmış ve yazılımda tanımlanmıştır.

$$V_c = 0.8 \cdot V_{cr} = 0.8 \cdot (0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d) = 0.8 \cdot (0.65 \cdot 1250 \cdot 1.0 \cdot 0.95) = 617.5 \text{ kN} \quad (\text{P1-15})$$

Depremsiz durumdaki ULS hesaplarında kullanılması gereken kısmi katsayılar KDYY-Tablo 2.1'de tanımlanmıştır. Kullanılan yazılımlarda bu katsayıların doğru bir biçimde tanımlanması gerekir. Kısmi katsayıların tanımlanması ile ilgili detaylar Bölüm 9'da açıklanmıştır.

Yapılan limit denge analizi sonucunda farklı olası göçme düzlemlerinden elde edilen güvenlik sayıları incelenerek $GS > 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmelidir. Şekil P1-7'de gösterilen kesitlere ait en düşük güvenlik sayısına sahip olası göçme yüzeyleri Şekil P1-8'de gösterilmiştir. Analizler sonucunda oluşabilecek en kritik göçme yüzeylerinin güvenlik katsayıları doğu kesitinde 2.27, batı kesitinde ise 1.85 olarak hesaplanmıştır. İçten destekli kazı destek sistemi beklenildiği gibi Aşama 1 için gerekli olan $GS > 1.0$ şartını rahatlıkla sağlamaktadır.

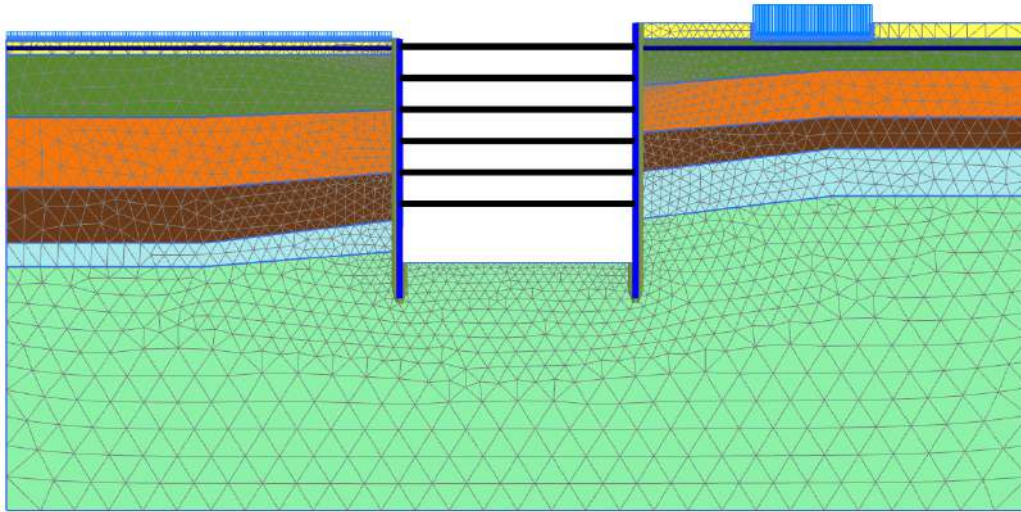
LEM analizleri ile hesaplanacak olası göçme yüzeyleri Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, Corps of Engineers vb. yöntemler ile hesaplanabilir. İsveç Dilim Yöntemi tasarım hesaplarında kullanılamaz. Bu projede göçmeye karşı güvenlik sayısı (i) dilimler arası kayma ve normal kuvvetleri de hesaba katan (ii) kuvvet ve moment dengesine göre hesap yapabilen, (iii) yarı sinüs kenar fonksiyonlu Morgenstern-Price (Morgenstern & Price, 1967) yöntemi ile belirlenmiştir. Analizlerde LEM yazılımı, her bir göçme dairesini minimum 0.1 metre genişliğinde 30 dilime ayrılarak dengeyi koruyan ve bozan kuvvetleri hesaplamıştır.



Şekil P1-8: Oluşabilecek en kritik göçme yüzeyleri a) Batı kesiti b) Doğu kesiti

Aşama 2 – SLS Kontrolü (SLS-GEO)

SLS kontrol aşamasında kazı nedeniyle oluşabilecek deplasmanların servis koşulları bakımından izin verilen sınırlar içinde olup olmadığı kontrol edilir. Bu projede deplasmanlar sonlu elemanlar yöntemini kullanan yazılımlar ile yapılan gerilme-deformasyon analizleri sonucunda hesaplanmıştır. Referans alınan hesap kesiti için hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve sonlu elemanlar ağı Şekil P1-9’da gösterilmiştir. KDYY-Tablo 3.5’te belirtildiği üzere SLS kontrolü yapılırken herhangi bir kısmi katsayı seti kullanılmaz. Yalnızca güvenliği azaltıcı değişken etkilerin 1.11 katsayısı ile artırılması gerekir. Bu modelde de yol yükü 1.11 kat artırılmış ve 16.65 kPa olarak tanımlanmıştır.



Şekil P1-9: Hesap kesiti için hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağı

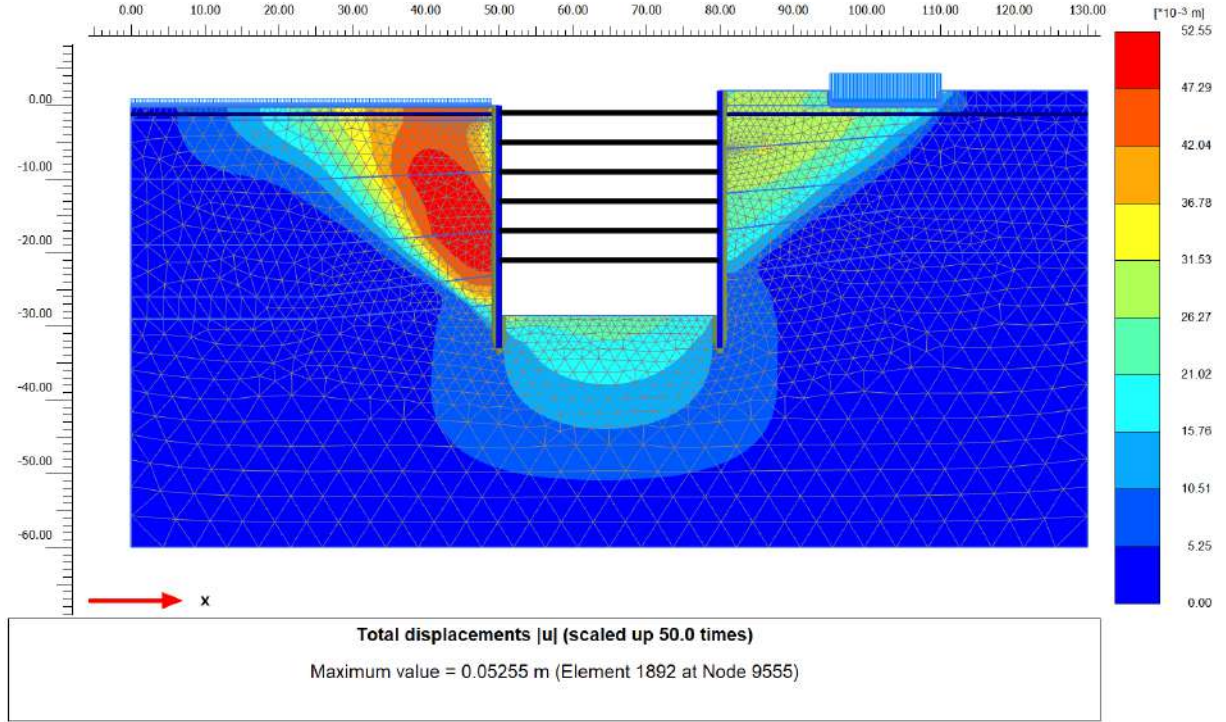
Derin kazılar ve kazı destek yapıları genellikle kademeli olarak yapıldığı için deplasmanlar ve iç kuvvetler her kademede değişmekte ve farklı etkilere sebep olabilmektedir. Bu nedenle kazı destek sistemlerinde sonlu elemanlar analizi yapılırken inşaat aşamalarının da doğru olarak modellenmesi son derece önemlidir. Bu projede duvarın inşa edilmesinin ardından ilk aşamada çelik destek kotunun 1.0 m altına kadar kazı yapılması ve daha sonra desteğin yerleştirilmesi planlanmaktadır. Sonraki kazı ve çelik destek montajı aşamaları da aynı şekilde devam etmektedir. Planlanan inşaat aşamaları sonlu elemanlar yazılımında tanımlanarak modelde her inşaat aşamasında deplasmanlar ve iç kuvvetler hesaplanmıştır. Nihai kazı kotuna gelindiğinde KDYY-2.8.5.2’de önerilen 0.5 m yüksekliğindeki plansız kazı aşaması da sayısal modelde ilave bir inşaat aşaması olarak tanımlanmıştır. İçten destekli sistemlerde nihai kazı

kotuna gelinmesinin ardından üstyapının inşaatı başlar ve yapılan çelik destekler teker teker kaldırılır. Bu nedenle SLS analizlerinde çelik desteklerin kaldırılma aşamalarının da modellenmesi gerekmektedir. Bu proje özelinde inşaat aşamaları şu şekilde tariflenmiştir.

- Aşama 1: Diyafram duvar imalatı*
- Aşama 2: Birinci aşama kazısı ve -2.00 kotuna inilmesi*
- Aşama 3: Birinci sıra çelik desteklerin bağlanması (-1.00 kotunda)*
- Aşama 4: İkinci aşama kazısı ve -6.00 kotuna inilmesi*
- Aşama 5: İkinci sıra çelik desteklerin bağlanması (-5.00 kotunda)*
- Aşama 6: Üçüncü aşama kazısı ve -10.00 kotuna inilmesi*
- Aşama 7: Üçüncü sıra çelik desteklerin bağlanması (-9.00 kotunda)*
- Aşama 8: Dördüncü aşama kazısı ve -14.00 kotuna inilmesi*
- Aşama 9: Dördüncü sıra çelik desteklerin bağlanması (-13.00 kotunda)*
- Aşama 10: Beşinci aşama kazısı ve -18.00 kotuna inilmesi*
- Aşama 11: Beşinci sıra çelik desteklerin bağlanması (-17.00 kotunda)*
- Aşama 12: Altıncı aşama kazısı ve -22.00 kotuna inilmesi*
- Aşama 13: Altıncı sıra çelik desteklerin bağlanması (-21.00 kotunda)*
- Aşama 14: Son kazı aşaması ve -28.00 nihai kazı kotuna gelinmesi*
- Aşama 15: 50 cm plansız kazı aşaması*
- Aşama 16: İstasyon temelinin ve birinci kat döşemesinin imalatı (-22.00 kotunda)*
- Aşama 17: Altıncı sıra çelik desteklerin sökülmesi (-21.00 kotunda)*
- Aşama 18: İkinci kat döşemesinin imalatı (-18.00 kotunda)*
- Aşama 19: Beşinci sıra çelik desteklerin sökülmesi (-17.00 kotunda)*
- Aşama 20: Üçüncü kat döşemesinin imalatı (-14.00 kotunda)*
- Aşama 21: Dördüncü sıra çelik desteklerin sökülmesi (-13.00 kotunda)*
- Aşama 22: Dördüncü kat döşemesinin imalatı (-10.00 kotunda)*
- Aşama 23: Üçüncü sıra çelik desteklerin kaldırılması (-9.00 kotunda)*
- Aşama 24: Beşinci kat döşemesinin imalatı (-6.00 kotunda)*
- Aşama 25: İkinci sıra çelik desteklerin sökülmesi (-5.00 kotunda)*
- Aşama 26: Altıncı kat döşemesinin imalatı (-2.00 kotunda)*
- Aşama 27: Birinci sıra çelik desteklerin sökülmesi (-1.00 kotunda)*

Yukarıda tariflenen inşaat aşamaları esas alınarak yapılan GDA sonucunda deplasmanlar ve iç kuvvetler açısından daha kritik olan durumun efektif zemin parametrelerinin kullanıldığı drenajlı durum olduğu görülmüştür. Drenajlı durum analizi sonucunda son kazı aşamasında model genelindeki deplasman profili Şekil P1-10'da görülmektedir. En büyük deplasman yaklaşık olarak 5 cm hesaplanmıştır.

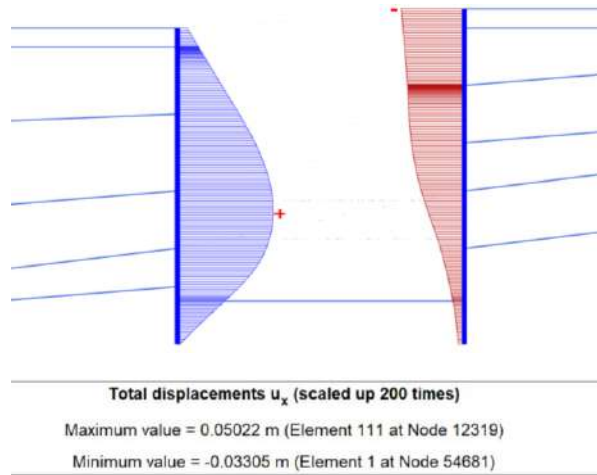
Diyafram duvarların yatay deplasman profiline bakıldığında en fazla deplasmanın son çelik desteğinin kaldırıldığı inşaat aşamasında batı tarafındaki duvarda olduğu görülmektedir (Şekil P1-11). Bu aşamadaki en büyük yatay deplasman yaklaşık 5.1 cm'dir. Deplasman kriterleri bölümünde sistemin yapabileceği maksimum deplasman değeri olarak tanımlanan 5.6 cm değeri aşılmamıştır.



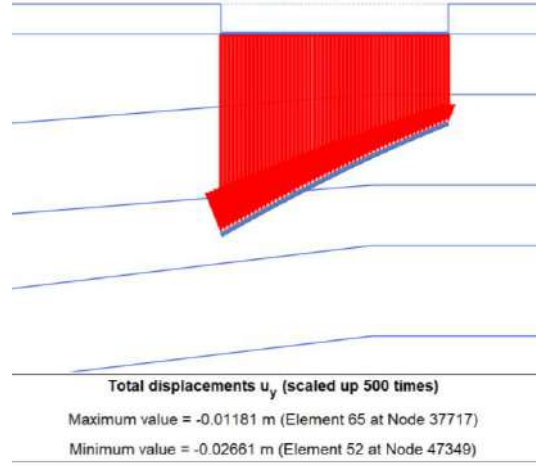
Şekil P1-10: Son kazı aşamasında (Aşama 14) oluşan deplasman profili

Kazı nedeniyle çevre binaların temelinde meydana gelebilecek dönme miktarını kontrol edebilmek için bina temelinin düşey deplasman profilinin incelenmesi gerekir. Son kazı aşaması sonucunda komşu binadaki düşey deplasman profili Şekil P1-12'deki gibidir. Bina temelindeki farklı oturma $2.66\text{ cm} - 1.18\text{ cm} = 1.48\text{ cm}$ olarak hesaplanır. Farklı oturmanın temel genişliğine oranı, $1.48\text{ cm}/15\text{ m} = 1/1013$ olarak hesaplanır. Bu durumda deplasman kriterleri bölümünde tanımlanan en büyük açısız dönme değeri ($1/1000$) aşılmamıştır. Kazı destek sistemi SLS kontrolünü başarıyla geçmiştir.

LEM ya da GDA analizleri ile hesaplanan gerilme, deplasman, kesit tesiri, kuvvet vb. değerler hesap raporunda yeterli sayıda şekil ve tablo ile açıkça gösterilmelidir. Bu kitap özelinde verilen şekil ve tabloların sadece destek yapısının genel davranışını hakkında fikir verecek kadar olmasına gayret edilmistir.



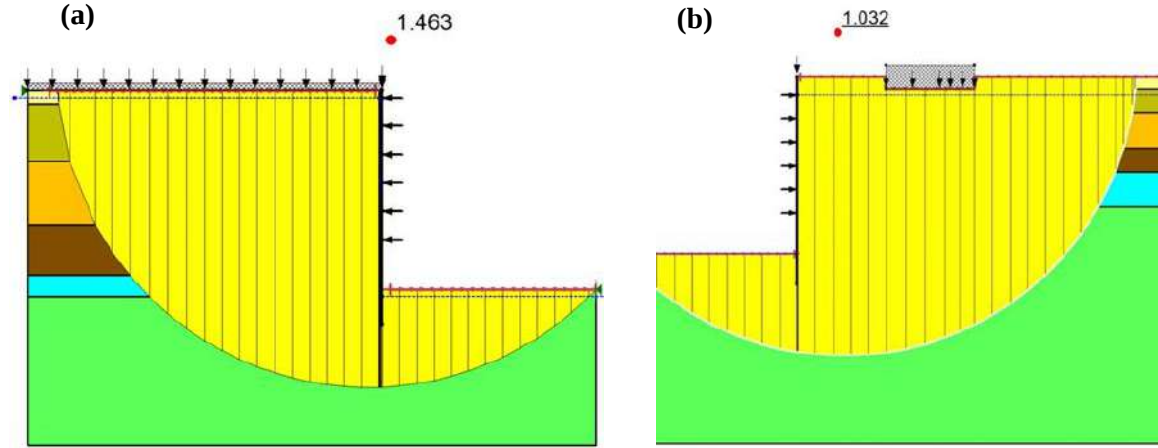
Şekil P1-11: Son çelik desteğin kaldırıldığı aşamadaki (Aşama 27) yatay duvar deplasmanları



Şekil P1-12: Komşu bina temelinin düşey deplasman profili (Aşama 27)

Aşama 3 – Deprem Etkisinde ULS Kontrolü (ULS-DEPREM)

Bu aşamada kazı destek sisteminin deprem etkisi altında göçme sınır durumu kontrolü açıklanmıştır. Projedeki kazı destek sistemine uygun olan analiz yönteminin seçimi “Deprem Etkisi” bölümünde anlatılmaktadır. Statik Eşdeğer Hesap yöntemine göre göçme kontrolü LEM veya sonlu elemanlar yöntemi kullanan yazılımlar ile yapılabilir. Fakat deprem etkisi sonucunda oluşacak iç kuvvetler ancak sonlu elemanlar yöntemini kullanan yazılımlar ile hesaplanabilir. Bu projede doğu ve batı kesitleri LEM yazılımında modellenmiş ve yatay eşdeğer ivme katsayısı (k_h) hesap modeline dahil edilerek göçmeye karşı güvenlik sayısı hesaplanmıştır (Şekil P1-13). Hesaplanan güvenlik sayılarının 1.0’dan büyük olma şartının sağlandığı Şekil P1-13’te görülmektedir.



Şekil P1-13: Statik Eşdeğer Hesap (LEM analizi) sonucunda hesaplanan güvenlik sayıları
a) Batı Kesiti b) Doğu kesiti

Aşama 4 – Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Bu bölümde ilk olarak yatay destek elemanının eksenel yük taşıma kapasitesi tasarım esaslarında belirtilen yük kombinasyonları ile kontrol edilir. Bu nedenle yük kombinasyonlarında kullanılan $G_{k,GEO}$, G_k , $Q_{k,temp}$ ve $Q_{k,tesadüfi}$ yüklerinin bu aşamada hesaplanması gerekmektedir. $G_{k,GEO}$ değeri SLS, ULS ve Statik Eşdeğer Hesap yükleme durumlarından en olumsuz inşaat aşamasında yatay destek elemanına gelen eksenel yükler (P_{SLS} , P_{ULS} , P_{PSD}) kullanılarak hesaplanır. Daha sonra büyük olan değerler seçilip yük kombinasyonlarında kullanılarak en olumsuz durumun temsil edilmesi amaçlanır.

P_{SLS} değeri drenajlı ve drenajsız durumlarda için yapılan SLS-GEO analizlerindeki en olumsuz inşaat aşamasında $P_{SLS} = 6400 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır (Tablo P1-14). Bu değer SLS analizinden bulunduğu için, $G_{k,GEO}$ değeri her yük kombinasyonu için farklı değerler alacaktır.

$$LC1 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.4 * 6400 * 1 = 8960 \quad (P1-16)$$

$$LC2 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.2 * 6400 * 1 = 7680 \quad (P1-17)$$

$$LC3 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.0 * 6400 * 1 = 6400 \quad (P1-18)$$

Tablo P1-14: SLS-GEO analizlerinde borularda hesaplanan en büyük yük (P_{SLS})

Boru No	Boru Y koordinatı	N _{maks} [kN]
1	-1.0	1462.709
2	-5.0	2763.635
3	-9.0	2858.017
4	-13.0	4047.458
5	-17.0	5506.374
6	-21.0	6399.223

P_{ULS} değeri ise kısmi faktörler ile çevre yapıların etkisinin artırıldığı gerilme-deformasyon analizi sonucunda (ULS-GDA) en olumsuz inşaat aşaması için $P_{ULS} = 6800 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır (Tablo P1-15). Açıklama kutusunda belirtildiği gibi bu kuvvetin hesaplanabilmesi için içten destekli sistemlere özel bir analiz yapılması gerekmektedir. SLS-GEO analizi için hazırlanan GDA modeli kısmi katsayılar düzenlenerek ULS-GDA modeli olarak kullanılabilir.

$$G_{k,GEO} = P_{ULS} * \gamma_{sd} = 6800 * 1 = 6800 \text{ kN} \quad (P1-19)$$

KDYY'ye göre içten destekli yapılarda yatay desteklere gelen kuvvetler belirlenirken hem SLS hem de ULS analizlerinden elde edilen etkiler dikkate alınmalıdır. Fakat KDYY-Tablo 3.5'te gösterilen hesap adımlarında, kısmi faktörlerin kullanıldığı bir ULS-gerilme deformasyon analizi tanımlanmamıştır.

Bu nedenle sadece içten destekli yapılara özel olmak üzere, boru destek elemanlara gelen kuvvetleri (P_{ULS}) hesaplamak amacıyla ayrıca (SLS analizine ilave olarak) bir gerilme deformasyon analizi daha yapmak gerekir (ULS-GDA).

Bu analiz, SLS analizindeki yükleme koşulları ve malzeme parametreleri, KDYY-Tablo 2.1'deki kısmi katsayılar ile revize edilerek yapılabilir. Analizdeki sonlu elemanlar modeli ve sınır koşulları SLS analizi ile tamamen aynı olabilir.

ULS-GDA analizinde yalnızca yatay destek elemanlarına gelen kuvvetlerin, çevre yapıların etkisinin artırıldığı koşullarda hesaplanması amaçlanmaktadır. Bu nedenle yalnızca çevre yapıların etkileri kısmi faktörler ile artırılmalıdır.

Örneğin bu projedeki duvarın arkasındaki yol yükü, güvenliği azaltıcı değişken etki olduğu için, " $\gamma_{Q,dst} = 1.50$ " katsayısı ile artırılmıştır. Aynı zamanda çevre yapılardan gelen yükler, güvenliği azaltıcı sabit etkiler oldukları için, " $\gamma_{G,dst} = 1.35$ " katsayısı ile artırılmıştır.

P_{PSD} değeri ise ULS-DEPREM aşamasında kısaca açıklandığı üzere Statik Eşdeğer Hesap analizi sonucunda $P_{PSD} = 6410 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır (Tablo P1-16). Bu kuvvetin hesaplanabilmesi için

stabilite kontrolü yapan LEM yazılımları yerine GDA yapabilen sonlu elemanlar yazılımlarının kullanılması tercih edilmelidir.

$$G_{k,GEO} = P_{PSD} * \gamma_{Sd} = 6410 * 1 = 6410 \text{ kN} \quad (\text{P1-20})$$

Tablo P1-15: ULS-GDA analizlerinde borularda hesaplanan en büyük yük (P_{ULS})

Boru No	Boru Y koordinatı	N_{maks} [kN]
1	-1.0	1545.205
2	-5.0	2918.905
3	-9.0	2901.807
4	-13.0	3994.785
5	-17.0	5422.144
6	-21.0	6800.260

Tablo P1-16: ULS-DEPREM analizlerinde borularda hesaplanan en büyük yük (P_{PSD})

Boru No	Boru Y koordinatı	N_{maks} [kN]
1	-1.0	999.156
2	-5.0	2106.927
3	-9.0	3208.731
4	-13.0	4716.007
5	-17.0	5945.427
6	-21.0	6407.227

Yapılan hesaplamalar sonucunda $G_{k,GEO}$ değerinin LC1 ve LC2 yük kombinasyonları için SLS analizinde, LC3 yük kombinasyonu için ise ULS analizinde daha büyük bir değer olduğu görülmektedir. Bu nedenle en olumsuz durumu temsil etmek amacıyla LC1 ve LC2 yük kombinasyonları için SLS analizi, LC3 için ise ULS analizi sonucu ile hesaplanan $G_{k,GEO}$ değeri kullanılacaktır (Tablo P1-17).

Tablo P1-17: LC1, LC2 ve LC3 hesabında kullanılacak $G_{k,GEO}$ değerinin seçimi

$G_{k,GEO}$	P_{SLS} [kN]	P_{ULS} [kN]	P_{PSD} [kN]	Seçilen [kN]
LC1 için	8960.0			8960.0
LC2 için	7680.0	6800.0	6410.0	7680.0
LC3 için	6400.0			6800.0

Optimum tasarım esasına göre her seviyedeki boru eleman için kesit tesirlerinin ve et kalınlıklarının ayrı ayrı hesaplanması gerekir. Bu projede hesap adımlarının tanımlanması amacıyla sadece en alt kottaki en yüksek eksenel kuvvet ile yüklenen boru eleman için tasarım yapılmıştır.

Desteğin ağırlığı (G_k) bulunurken çeliğin özgül ağırlığından faydalanılır. Çeliğin özgül ağırlığı 7.85 gr/cm^3 'tür. Buna göre;

$$G_k = \rho_s * A * L = 7.85 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} * 558.42 \text{ cm}^2 * 3000 \text{ cm} = 13150 \text{ kg} = 129.0 \text{ kN} \quad (\text{P1-21})$$

Yatay destek elemanının servis ömrü boyunca maruz kalacağı ısı etkileri ($Q_{k,temp}$) “İçten Destekli Sistemler İçin Tasarım Kriterleri” bölümünde açıklanmış ve bu problem için 2010.3 kN olarak hesaplanmıştır. Destek elemanının üzerinde 1 kN/m büyüklüğünde bir yük varmış gibi kabul edilerek tesadüfi etkiler dikkate alınmıştır.

$$Q_{k,tesadüfi} = 1 \frac{kN}{m} * 30 m = 30 kN \quad (P1-22)$$

Bulunan tüm etkiler kullanılarak tasarım esaslarında açıklanan yük kombinasyonları hesaplanır.

$$LC1 : 1.4 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.0 * Q_{k,temp} = 1.4 * 129.0 + 1.0 * 8960 + 1.0 * 2010.3 = 11151 kN \quad (P1-23)$$

$$LC2 : 1.2 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.6 * Q_{k,temp} = 1.2 * 129.0 + 1.0 * 7680 + 1.6 * 2010.3 = 11051 kN \quad (P1-24)$$

$$LC3 : 1.0 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 0.5 * Q_{k,temp} + 1.6 * Q_{k,tesadüfi} = 1.0 * 129.0 + 1.0 * 6800 + 0.5 * 2010 + 1.6 * 30 = 7982 kN \quad (P1-25)$$

Kullanılan yatay destek elemanının burkulma dayanımı 12591 kN’dur. Hesaplanan yük kombinasyonlarının tümünün bu değerden daha düşük olduğu anlaşılmaktadır.

Diyafram duvarın tasarıma esas kesit tesirleri belirlenirken SLS analizi ve ULS-DEPREM analizi sonucunda bulunan kesit tesirleri karşılaştırılmalıdır. Aşama 2’de yapılan SLS analizinde hesaplanan (N, Q, M) kesit tesirleri $\gamma_{G,dst} = 1.35$ ile çarpılırken ULS-DEPREM analizi ile hesaplanan kesit tesirleri 1.0 ile çarpılır. Bu projede SLS ve ULS-DEPREM hesap kesitlerinde kazının batı ve doğusundaki duvarların iç kuvvetleri ve tasarım için seçilen kuvvetler Tablo P1-14’te gösterilmiştir. Bulunan kesit tesirlerinden daha büyük olanı kullanılarak duvarın yapısal tasarımı yapılır.

Tablo P1-18: Diyafram duvar için GDA’dan hesaplanan iç kuvvetler

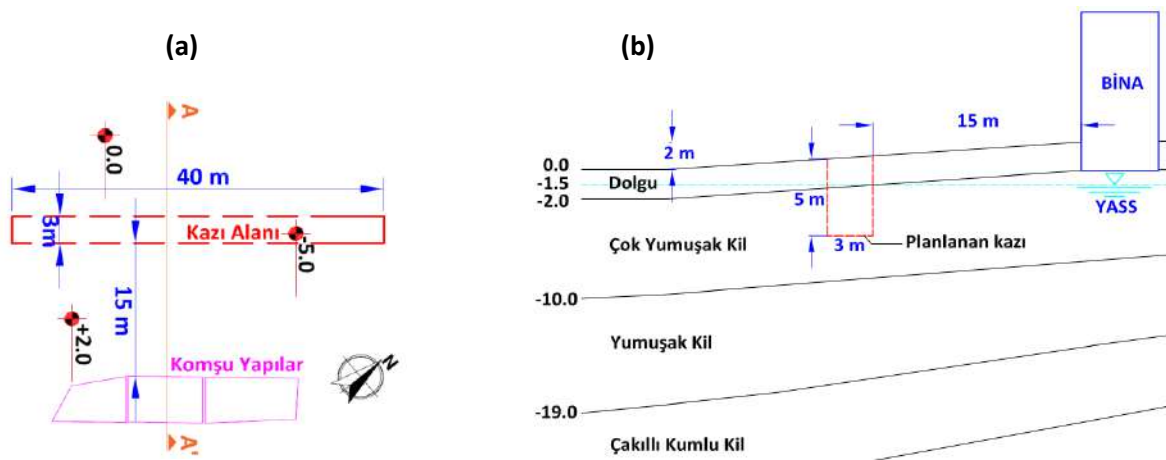
İç Kuvvet	Batı Tarafı			Doğu Tarafı		
	SLS	ULS-DEPREM	SEÇİLEN	SLS	ULS-DEPREM	SEÇİLEN
Eğilme Momenti (kNm/m)	2372.0	1710.0	$1.35 \times SLS = 3202.2$	1713.0	1113.3	$1.35 \times SLS = 2312.6$
Kesme Kuvveti (kN/m)	836.2	742.9	$1.35 \times SLS = 1128.8$	806.9	744.6	$1.35 \times SLS = 1089.3$
Normal Kuvvet (kN/m)	1067.0	1448.0	$ULS - DEP = 1448.0$	1387.0	1725.0	$1.35 \times SLS = 1872.5$

İçten destekli sistemlerde kuşak kirişi seçimi (betonarme veya çelik profil kuşak) ve kuşak kirişinin çelik boru ile bağlantısı (bulon, bayrak ve kaynak detayı vb.) boru kesit hesabı kadar önemlidir. Çok çeşitli kuşak ve bağlantı tasarımı yapılabilir. Bununla birlikte bu proje çözümü kapsamında yapılan hesaplarda betonarme ve çelik kesit tasarımına ait hesaplar verilmemiştir. Geoteknik Sorumlu gerçek bir projenin çözümünde bu detayların hesabını “tasarım raporunda”, detay çizimleri ise “geoteknik proje çizimlerinde” verilmelidir. Çizimlerle ilgili yardımcı dokümanlar “Bölüm 7. Tipik Yapısal Detaylar” kısmında verilmektedir.

P2 - ÇELİK PALPLANŞLI VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI

P2-1. Projenin Tanıtımı

Zemin yüzeyinden itibaren 19 m - 20 m kalınlığında kalın yumuşak killerin bulunduğu bir bölgede 3.0 m genişliğinde ve yaklaşık 5.0 m derinliğinde bir kazı yapılacaktır. Kazı yapılacak alanın cephe uzunluğu 40 m'dir. Kazının güneydoğu cephesine 15 m uzaklıkta komşu yapılar bulunmaktadır. Yeraltı su seviyesi (YASS) kazı uzunluğu boyunca değişkenlik göstermekle birlikte ortalama -1.50 m kotunda olduğu kabul edilebilir. Şekil P2-1(a) ve (b)'de proje sahasına ait verilen plan görüntüsünde çevre binaların konumu gösterilmiştir. Zemin ve Temel Etüdünde verilen sonuçların değerlendirmesi ile elde edilen zemin profili, kazı derinliği ve genişliği vb. bilgiler kesitte sunulmuştur. Pratik ve hızlı olması açısından çelik palplanş perde kullanılması düşünülmektedir.



Şekil P2-1: (a) Proje sahasına ait plan görünümü, (b) A-A' kesitinde zemin profili ve planlanan kazı

P2-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Arazide kıvamları çok yumuşak-sert arasında değişen kil birimleri yer almaktadır. Bu proje kapsamında Veri Raporu ve Geoteknik Rapor kullanılarak yeni bir değerlendirme yapılmış, laboratuvar ve arazi deneylerden doğrudan elde edilen karakteristik parametrelere ilave olarak, aynı verilerin ampirik yöntemlerle birlikte kullanılması sonucunda elde edilen mukavemet ve sıkışma parametrelerinden de faydalanılmıştır. Tasarıma esas zemin ve kaya parametreleri Tablo P2-1'de sunulmuştur. P1 no.lu proje örneğindeki verilen geoteknik arazi karakterizasyonunu referans alınmış ve kullanılmıştır.

Tablo P2-1: Zemin ve kayaların statik yükleme durumu için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	k (m/s)	p_{ref} (kPa)	$G_{o,ref}$ (MPa)	Toplam Gerilme				Efektif Gerilme			
					p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Dolgu	18.0	2.2E-7	100	86.0	100	16.0	50.0	0	100	16.0	10.0	25.0
Ç. Yumuşak Kil	16.3	1.9E-7	100	28.0	100	4.5	25.0	0	100	4.5	3.0	20.0
Yumuşak Kil	17.0	7.3E-8	100	74.0	100	12.0	40.0	0	100	12.0	5.0	20.0
Çakıllı Kumlu Kil	19.0	3.4E-9	100	145.0	100	40.0	150.0	0	100	40.0	35.0	20.0

P2-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Projenin tasarım aşamasında göz önünde bulundurulacak kriterler, kabuller ve proje sahasının komşu yapılar bakımından güncel durumu bu bölümde anlatılmış ve yönetmelikte yer alan tanımlamalara göre kazı destek yapısının kategorisi belirtilmiştir.

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Şekil P2-1(a)'da verilen plan görüntüsüne göre planlanan geçici kazının güney-doğu cephesinde yaklaşık 15-20 m mesafede 1 bodrum + 1 zemin + 3 normal kattan oluşan konut tipi geleneksel betonarme yapılar yer almaktadır. Bu yapıların temelinden zemine aktarılan yük 60 kPa olarak öngörülmektedir. Proje sahasında araç trafiğinin oluşabileceği herhangi bir anayol ya da sokak bulunmamaktadır. Bu nedenle, tasarım aşamasında yapılacak sayısal modellemede yol yükü dikkate alınmayacaktır.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

Kazı destek yapısının tasarım aşamasında, öncelikle geoteknik sorumlu tarafından hesaba esas teşkil edecek cephenin KDYY-Tablo 1.1'de verilen kriterlere göre kategorisi belirlenmelidir. Buna göre, bu projeye konu olan kazıya ait hesap yapılacak cephenin özellikleri şu şekilde özetlenebilir:

- Kazı derinliği 0.0-7.0 m arasındadır ($H=5.0$ m)
- Yeraltı suyu seviyesi kazı taban kotu üzerinde bulunmaktadır.
- Kazının yapıldığı tabakalar, yumuşak ve çok yumuşak killi zeminlerin hakim olduğu tabakalardır.
- Kazı destek yapısı geçici bir sistem olarak düşünülmektedir. Boru hattı yerleştirildikten ve geri dolgu yapıldıktan sonra destek sistemine ihtiyaç duyulmayacaktır.
- Kazı sebebiyle etkilenebilecek komşu yapıların uzaklığı (d) 15.0 m civarında olup; kazı derinliğinden ($H=5$ m) büyüktür.
- Kazı destek sisteminin tasarımında yatay destek elemanlarının kullanılması planlanmaktadır.

Kazıya ve destek sistemine ait yukarıda maddeler halinde açıklanan koşul ve özellikler dikkate alındığında tüm cepheler için kazı destek yapısı Kategori-2 olarak sınıflandırılmıştır.

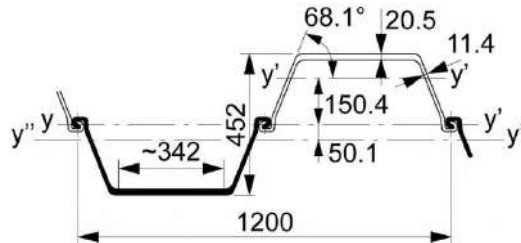
Kazı Destek Yapısı Seçimi

Kazının yapılacağı proje sahasında yeraltı su seviyesinin yüzeye yakın olmasından dolayı suya doymuş problemlili yumuşak kil zemin ortamının olması nedeniyle; kazı tabanında kabarma problemlerini meydana gelmesi beklenmektedir. Ayrıca, yumuşak kil birimde öngermeli ankraj uygulamasından istenilen kök kapasitelerinin elde edilemeyeceği tecrübe edildiği ve deplasmanların da belirli değerlerle sınırlandırılması gerektiği için karşılıklı cephelerin çelik yatay destek elemanlar (strut) ile içten desteklenmesine karar verilmiştir.

- Suyu doymuş yumuşak-çok yumuşak killi zeminlerin bulunduğu sahada KDYY-Tablo 1.2'de bahsedilen kazı derinliği ve YASS altında, yatay destekli olarak 10 m'ye kadar çakma işlemi ile kolay uygulanabilir olmasından dolayı düşey destek elemanları su geçirimsizliği iyi olan ve çelik palplanşlar ile teşkil edilecektir.
- Tanımlanan zemin koşullarından dolayı, boru hattının kazı tabanına güvenle yerleştirilmesini amacıyla sistemin yatay destek elemanları ile desteklenmesi uygun görülmüştür.

Yapısal Elemanlar İçin Tasarım Parametreleri

Projede kullanılacak düşey destek elemanlarının belirlenmesinde çelik profil, palplanş ve yatay destek borusu üreticilerin kataloglarından faydalanılarak eksenel ve eğilme rijitlik değerlerine göre uygun çelik palplanş seçilmiştir. Bu problemde boyutları Şekil P2-2’de gösterilen çelik palplanş kesit tercih edilmiş olup rijitlik özellikleri, en kesit alanı ve birim uzunluğu hakkında bilgiler Tablo P2-2’de sunulmuştur.



Şekil P2-2: A-A' kesitinde zemin profili ve planlanan kazı (uzunluklar mm ile gösterilmiştir)

Tablo P2-2: Çelik palplanş duvara ait geometrik ve malzeme özellikleri

Açıklama	En Kesit Alanı, A (cm ²)	Ağırlık, G (kg/m)	Y-ekseni etrafında Atalet Momenti, I _y (cm ⁴)	Y-ekseni etrafında Mukavemet Momenti, W _{el,y} (cm ³)	Elastisite Modülü, E (MPa)
1.0 m uzunluk için	251.3	197.3	75410	3340	200000

Yatay destek elemanları duvar düzlemine dik olarak 5.0 m aralıkla yerleştirilecektir. Bu nedenle, P1 projesinde olduğu gibi, çelik destek elemanı Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar-Bölüm 8 (ÇYTHYDE, 2016)'de bulunan hususlar dikkate alınarak, sadece eksenel basınç etkisi altındaki duruma göre tasarlanmıştır. Yatay destek çelik boru elemanın karakteristik basınç kuvveti, bir önceki problemde verilen sırasıyla P1-3, P1-4, P1-5 ve P1-6 no.lu denklemler kullanılarak 4197 kN olarak hesaplanmıştır.

Deprem Etkisi

KDYY-Tablo 2.6’da verildiği üzere, kazı yüksekliğinin 15.0 metreden küçük olması durumunda Kategori-1 ve Kategori-2 (KK-1 ve KK-2) kapsamına giren tüm geçici destek sistemlerinde sismik tasarım yöntemleri ile hesap yapılmasına gerek yoktur.

İçten Destekli Sistemler İçin Tasarım Kriterleri

İçten destekli kazı destek sistemlerinin tasarım esaslarının geniş kapsamlı olarak açıklandığı KDYY-3.4.2’de tanımlanan sabit ve değişken etkiler P1-8, P1-9 ve P1-10 denklemlerinde verilen farklı yük kombinasyonları (LC) ile birleştirilmiştir.

Deplasman Kriterleri

Kazı destek yapılarında ve çevre yapılarda, kazı çalışmaları sırasında ve sonucunda meydana gelebilecek deformasyonların üst limitleri KDYY-2.12’de verilmiştir. Buna göre bu problemdeki deplasman limitleri aşağıdaki gibi belirlenmiştir.

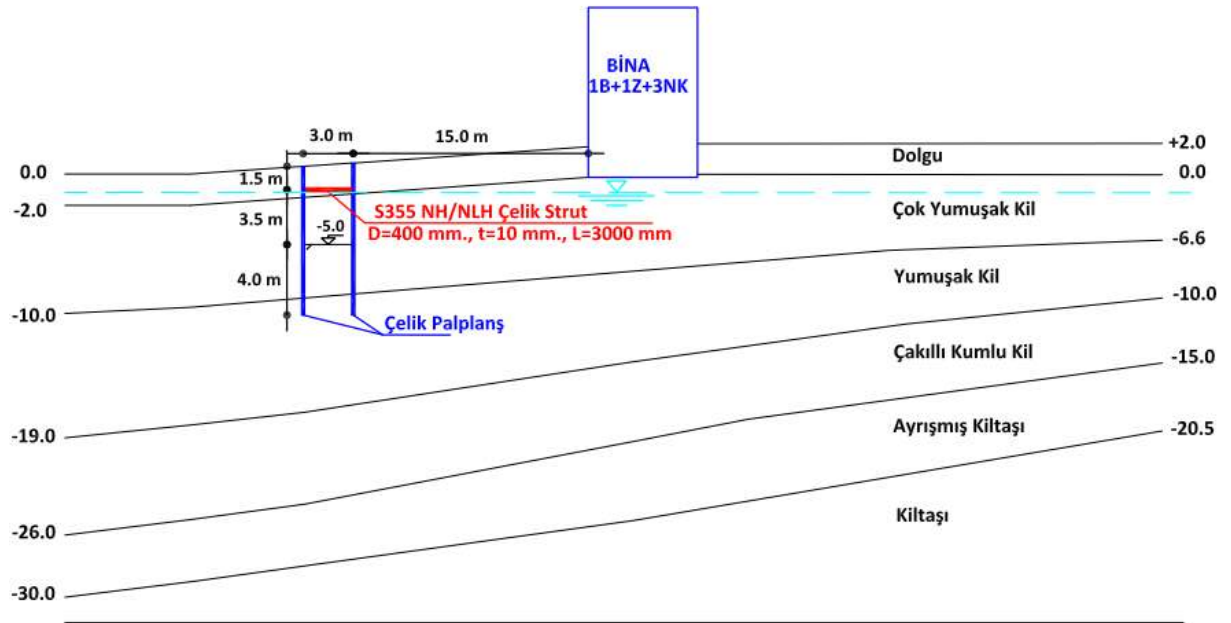
- KDYY-2.12.10'da içten destekli/yatay destekli sistemlerde meydana gelecek yatay deplasmanlar $\delta_h/H = \%0.25 - \%5.0$ 'i (kazı derinliğinin binde iki buçuğu ile binde beşi) değerleri arasında

kalacak şekilde bir üst limit olarak kabul edilmektedir. Bu projede $\delta h/H = \text{‰} 5$ olarak belirlenmiştir. $H=5.0$ m olduğu için yatay deplasman sınırı 2.5 cm olarak alınacaktır.

- KDYY-2.12.5'te kazı nedeniyle komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme miktarı statik yükleme durumunda 1/500 değerini aşmamalıdır.

P2-4. Analizler

Sayısal hesaplara esas teşkil eden kesitin yeri Şekil P2-1(b)'de A-A' olarak gösterilmiştir. Bu bağlamda, -9.00 kotuna kadar çelik palplanş duvarların çakılmasına ve kazı tabanı alt kotu olan -5.00'e kadar kazı çalışmalarına devam edilmesine karar verilmiştir. Ön tasarım çalışmaları neticesinde -1.50 kotuna yatay doğrultuda 5 m aralıkla, tek sıra çelik boru destek yerleştirilmesine karar verilmiştir. Karar verilen ön tasarım için sayısal analizlere esas teşkil edecek kesit Şekil P2-3'te gösterilmiştir.



Şekil P2-3: Proje için tasarım kesiti (A-A' kesiti)

Ön tasarımın güvenli olduğunun belirlenmesi ile destek yapısının göçme sınır durum (ULS) ve hizmet görebilirlik sınır durum (SLS) açısından kontrol edilmesi gerekir. Bu amaçla;

- İlk olarak ön tasarımda sistemin limit durum için düşey elemanın soketleneceği derinlik literatürde genel kabul görmüş bir analitik yöntem ile hesaplanmıştır.
- Hesaplanan soket boyu ile birlikte ön tasarım sonucunda belirlenen yatay çelik boru profil ve palplanş kesitleri kullanılarak, limit denge analizleri (LEM) ile sistemin toplam ve efektif gerilme koşullarındaki göçme sınır durum kontrolü yapılmıştır (ULS-GEO).
- Yeraltı su seviyesinin yüksek ve suya doygun yumuşak killerin baskın olduğu bu proje özelinde KDYY-Tablo 3.5'te yer alan malzeme ve yük kısmi katsayıları kullanılarak, borulanma ve kazı tabanında kabarma problemi tahkikleri yapılmıştır.
- Son olarak, iksa sistemini teşkil eden düşey ve yatay destek elemanların kesit tesirleri ile kazı nedeniyle zemin yüzeyinde ve çevre yapılarda oluşan yatay ve düşey deplasmanların limit değerleri aşıp aşmadığı GDA ile SLS için kontrol edilmiştir.

Tasarım Parametreleri

Bu bölümde zemin türüne, yeraltı su seviyesi durumuna, yükleme koşullarına ve kazı aşamalarına bağlı olarak sayısal ortamda zemin davranışını gerçeğe yakın modelleyebilmek için genelde tipik sonlu elemanlar yazılımlarında hazır olarak bulunan bünye modellerin seçimi ve bu bünye modellerinin girdi olarak kullanıcıdan istediği parametreler verilmiştir. Bu problemde P1 projesinde verilen tabakalanma ve zemin bünye modelleri bire bir kullanılmıştır. Bu nedenle, drenajsız durum analizlerinde Tablo P2-1 (Tablo P1-9)'da toplam gerilmeler sütununda gösterilen parametreler kullanılırken, uzun dönem davranışını modellemek için efektif gerilmeler alt başlığı altında yer alan ilgili zemin parametreleri kullanılmıştır.

Bu projede kullanılacak olan yatay ve düşey destek elemanlarının, kazı destek sisteminin GDA ile SLS ve ULS kontrollerinde modellenirken, doğrusal elastik bünye modeli ile palplanş duvar “*plate*” eleman; yatay destek çelik boru profiller ise yine doğrusal elastik bünye modeli seçeneği ile hesaplara dahil edilmiştir. Böylece, yatay destek boru profilin eğilme momenti taşımadığı kabul edilir.

Tablo P2-3: Sonlu elemanlar yazılımında kullanılan yapısal elemanlara ait girdi parametreleri

Yapısal Eleman	Bünye Modeli	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	Yatay Aralık (m)
Palplanş Duvar	Elastik	5.02*10 ⁶	150.8*10 ³	-
Çelik Boru (D=400 mm, t=10 mm)	Elastik	2.45*10 ⁶	-	5.0

İksa yapısını etkilenmemesine rağmen sayısal modellerin sınır koşulları içerisinde kaldığı için komşu yapılar da problemin bir parçası olarak değerlendirilip modele dahil edilmiştir. Kazı destek sistemine 15 m uzaklıkta bulunan çevre yapılar modele düzlem çerçeve sistem olarak dahil edilmiş; kolon ve kirişler yine “*plate*” elemanlar ile uygun rijitlik değerleri verilerek modellenmiştir. Binanın temeli 60 cm.’lik radye temel olarak belirlenmiştir. Binaın modellenmesinde kullanılan malzeme parametreleri Tablo P2-4’te sunulmuştur.

Tablo P2-4: Çevre yapıyı GDA için modellemede kullanılan malzeme parametreleri

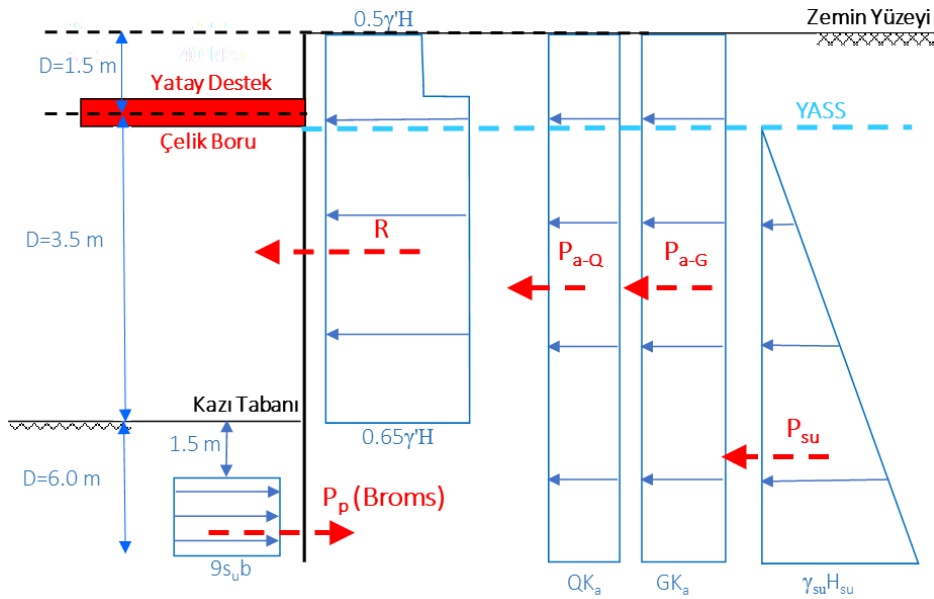
Yapısal Eleman	Bünye Modeli	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	Poisson Oranı, ν (-)	Ağırlık (kN/m/m)
B30X50 Kiriş	Elastik	4.2*10 ⁶	87.5*10 ³	0.22	10
C30x60 Kolon	Elastik	5.04*10 ⁶	151.2*10 ³	0.22	0
60 cm Radye temel	Elastik	16.8*10 ⁶	504.3*10 ³	0.22	20

Aşama 1: Soket Boyu Kontrolü

Düşeyde çelik palplanş ve yatayda tek bir kotta çelik boru ile teşkil edilmesi planlanan kazı destek sisteminin güvenlik sayısı $GS \geq 1.0$ kriterini sağlayacak soket boyunun belirlenmesi gerekmektedir. Bu amaçla, içten destekli sistemlerde, düşey elemana etkiyecek olan aktif toprak basıncının hesabında KDYY-3.4.2.5’te yayılı toprak yükü tasarım metodunda (YTY) A sınıfı, yumuşak killi için tanımlanan

gerilme diyagramı kullanılabilir. Bununla birlikte, içten destekli sistemlerde taban stabilitesinin sağlanmasının zor olduğu durumlarda (kabarma, borulanma vb.) duvarın soketlenmiş (gömülü) alt bölümü ötelenerek yatay deplasman yapabilir. Yeterli güvenlik sayısını sağlayan uygun soket boyu, Broms (1965) tarafından önerilen yöntem kullanılarak belirlenebilir. Bu yöntemle ilgili detaylı bilgi ve hesap adımları; bu kitabın P7- Fore Kazıklı ve İçten Destekli Kazı Destek Yapısı başlıklı örneğinde detaylı olarak açıklanmıştır. Broms (1965) tarafından önerilen yöntem kullanılarak killi zeminler için oluşturulan sistem dengesine ait şematik görüntü Şekil P2-4'te verilmiştir.

Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği ile ilgili güncel kaynaklarda Broms (1965) yöntemi anlatılırken soket boyu D ve kazık çapı b olarak gösterilmektedir. Bu kitapta Broms (1965) kullanıldığı hesaplarda yöntemin orijinal notasyonu esas alınmıştır.



Şekil P2-4: Soket boyu kontrolünün kohezyonlu zeminlerde Broms (1965) yöntemine göre yapılması

Şekil P2-4'te gösterilen kuvvetler, KDYY-Tablo 2.1'de verilen güvenliği arttırıcı ve azaltıcı kısmi katsayılar ile faktörlenir ve sistemin güvenlik sayısı belirlenir. Tablo P2-5'te kısmi katsayıların etkilendiği yatay kuvvetler gösterilmiştir.

Bu örnekteki gibi suya doymuş çok yumuşak ya da yumuşak killi zeminlerin hakim olduğu bir profile aktif yatay toprak basıncı katsayısı K_A 'nın doğru tayin edilmesi, çevredeki geçici ya da kalıcı yapılardan iksa sistemine aktarılan yatay toprak basınçlarının ve soket boyunun hesabı bakımından kritik öneme sahiptir. Bu problem özelinde, Sabatini ve diğ. (1999) tarafından hazırlanan dokümanda verilen aşağıdaki denklem P2-1 kullanılarak $K_A=0.482$ olarak hesaplanmıştır.

$$K_A = 1 - \frac{2S_u}{\sigma_v} \quad (P2-1)$$

Burada S_u ilk yumuşak tabakaya ait drenajsız kayma mukavemeti değeridir ve 25 kPa olarak hesaplara dahil edilmiştir. Bu denklemde σ_v ilk tabaka ortasında hesaplanan toplam gerilmedir.

Tablo P2-5'te kısmi yük katsayıları etkiltilmiş kuvvetler ile yatay yük dengesi kontrol edildiğinde, sistemin güvenlik sayısı eşitlik P2-2'de verildiği gibi 1.05 olarak bulunmuştur. Dolayısı ile 6.0 m.'lik soket boyu bu problem için uygundur.

$$GS = \frac{P_p(Broms)}{R + P_{a-G} + P_{a-Q} + P_{su}} = \frac{1157.14}{96.7 + 370.9 + 0.00 + 676.9} = 1.02 \quad (P2-2)$$

Tablo P2-5: Kısmi faktörler ile güncellenen yatay kuvvetler

	Basınç kN/m^2	Kısmi Faktörler (KDYD Tablo2.1)	Kısmi Faktörler ile Güncellenmiş Kuvvet kN/m
P_p	$9S_u b = 9 \cdot 40 \cdot 1 = 360$	Pasif Zemin Direnci $\gamma_{RE}=1.4$	$360.0 \cdot (6 - 1.5)/1.4 = 1157.14$
R	$0.65\gamma' H = 0.65 \cdot 6.3 \cdot 5.0 = 20.5$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst}=1.35$	$205 \cdot (3.5) \cdot 1.35 = 96.7$
P_{a-G}	$G K_a = 60 \cdot 0.482 = 28.9$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst}=1.35$	$28.9 \cdot (3.5 + 6.0) \cdot 1.35 = 370.9$
P_{a-Q}	$Q K_a = 0 \cdot 0.482 = 0.0$	Güvenliği azaltıcı değişken etki $\gamma_{Q,dst}=1.50$	$0.0 \cdot (3.5 + 6.0) \cdot 1.50 = 0.0$
P_{su}	$\gamma_{su} H_{su} = 10 \cdot (3.5 + 6.0) = 95.0$	Güvenliği azaltıcı değişken etki $\gamma_{Q,dst}=1.50$	$95.0 \cdot (3.5 + 6.0)/2 \cdot 1.50 = 676.9$

Aşama 2: Kaldırma (Yüzme) ve Borulanmaya Karşı Güvenlik Kontrolü

Geçici kazının tabanında yeraltı suyunun sebep olabileceği kaldırma ve borulanma problemi sırasıyla düşey denge ve kritik hidrolik eğim kontrolü ile belirlenecektir.

Kaldırmaya Karşı Güvenlik Tahkiki

Ön tasarımı belirlenen sistemin kabarmaya karşı kontrolü için kaldırma karşı koyan kuvvetler güvenliği arttırıcı etkiler olarak hesaplanır ve hesaplanan bu kuvvetler KDYY-Tablo 2.2'de verilen kısmi katsayılar ile güncellenir. Son aşamada, kaldırmaya sebep olan kuvvetlerin katsayılar ile artırılmış değerinin kaldırmaya karşı koyan kuvvetlerin kısmi katsayılar ile bölünmüş değerinden küçük olduğu gösterilir.

Bu problemde kazı çevresine yapılacak çelik palplanş elemanların toplam ağırlığı (G_{CP}) kaldırmaya karşı koyan kuvvettir ve eşitlik P2-3 ile hesaplanır:

$$G_{CP} = L_{CP} \cdot [2 \cdot (a + b)] \cdot \gamma_{çelik} \cdot d_{çelik} \quad (P2-3)$$

Burada L_{CP} : Çelik palplanşın boyu = 11 m

a : Kazı genişliği = 3 m

b : Kazı eni = 40 m

$\gamma_{çelik}$: Çelik malzeme birim hacim ağırlığı = $7.8 \text{ g/cm}^3 \approx 78 \text{ kN/m}^3$

$d_{çelik}$: Çelik palplanş kesit kalınlığı (eşdeğer kalınlık) = 1.6 cm

olarak verilmektedir.

$$G_{CP} = 11 \cdot 2 \cdot (3 + 40) \cdot 78 \cdot 0.016 = 1180.6 \text{ kN}$$

Killi zeminde çakılmış olan palplanş duvarın dış yüzeyine etki eden sürtünme kuvveti ($F_{\text{sürtünme}}$) kaldırmaya karşı duvarın stabilitesini artıran etkidir. Bu kuvvet eşitlik P2-4'te verildiği şekilde hesaplanır:

$$F_{\text{sürtünme}} = Q_{\text{çeper}} \cdot [2 \cdot (a + b)] \cdot 0.5 \cdot L_{CP} \cdot \eta \quad (\text{P2-4})$$

$$Q_{\text{çeper}} = s_{u,ort} \cdot \alpha \quad (\text{P2-5})$$

Burada $Q_{\text{çeper}}$ sürtünmesi eşitlik P2-5 ile bulunur. $\eta=0.8$ 'dir.

$s_{u,ort}$: Palplanşın geçtiği tabakaların ortalama drenajsız kayma mukavemeti = 32.5 kPa.

α : Adhezyon katsayısı, Fleming ve diğ.(1985) tarafından 0.69 olarak önerilmiştir.

Buna göre,

$$F_{\text{sürtünme}} = [32.5 \cdot 0.69] \cdot [2 \cdot (3 + 40)] \cdot 0.5 \cdot 11 \cdot 0.8 = 8485.6 \text{ kN}$$

Benzer şekilde kazı tabanında su kotu farkından oluşan kaldırmaya sebep olan hidrostatik su basıncı aşağıda verilen eşitlik P2-6 ile hesaplanır:

$$U_{su} = H \cdot a \cdot b \cdot \gamma_{su} \quad (\text{P2-6})$$

$$U_{su} = 3.5 \cdot 3 \cdot 40 \cdot 10 = 4200 \text{ kN}$$

KDYY-Tablo 2.2'de verilen katsayılar ile çelik palplanşların toplam ağırlığı $\gamma_{G,stb}=0.9$ ile azaltılırken; hidrostatik basınçtan meydana gelen toplam su kuvveti ise $\gamma_{G,dst}=1.0$ ile çarpılır ve aşağıdaki sonuç elde edilir (P2-7).

$$(G_{CP} + F_{\text{sürtünme}}) \cdot \gamma_{G,stb} > U_{su} \cdot \gamma_{G,dst} \quad (\text{P2-7})$$

$$(1180.6 + 8485.6) \cdot 0.9 > 4200 \cdot 1.0$$

$$8666.2 \text{ kN} > 4200 \text{ kN olduğundan kaldırmaya karşı sistem güvenlidir.}$$

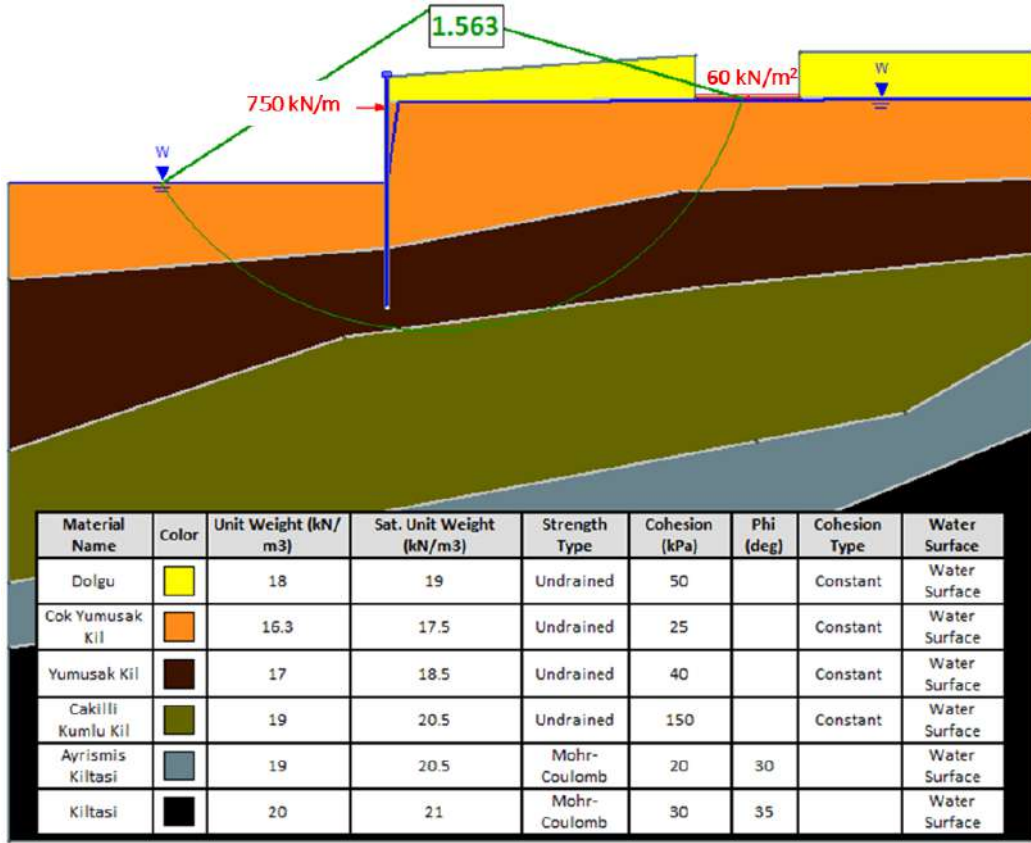
Borulanmaya Karşı Güvenlik Tahkiki

KDYY-2.9.4'te ve Tablo 2.2'de borulanma türü göçme durumları için hesabın nasıl yapılacağı ve kullanılması gereken kısmi yük katsayıları tanımlanmıştır. Şekil P2-4'te içten yatay destekli çelik palplanş duvarın üzerinde oluşan su ve hidrolik koşullar gösterilmiştir. Bu durumda, borulanmaya karşı güvenlik durumunu gösterebilmek için; hidrolik kot (h_r) ve hidrolik eğimin (i) hesaplanması gerekmektedir. Eşitlik P2-8 ve P2-9 ile hidrolik kot ve eğim bulunur (Bond ve diğ., 2013):

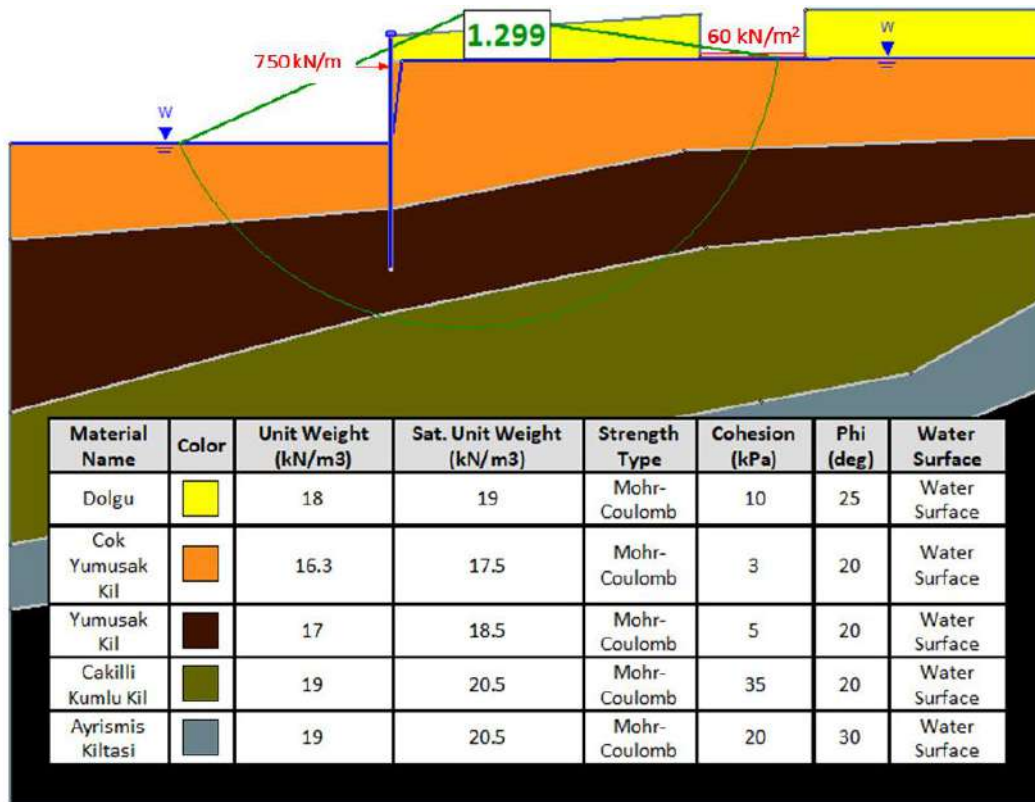
$$h_r = \frac{h}{1 + \sqrt[3]{\frac{h'}{t}} + 1} = \frac{3.5}{1 + \sqrt[3]{\frac{3.5}{6.0}} + 1} = 1.62 \text{ m} \quad (\text{P2-8})$$

$$i = \frac{h_r}{t} = \frac{1.62}{6.0} = 0.27 \quad (\text{P2-9})$$

Bu durumda birim hacmin (V) efektif ağırlığı, G'_K ile borulanma neticesinde oluşan sızıntı kuvveti S_K aşağıda verilen P2-10 ve P2-11 eşitlikleri ile hesaplanır:



Şekil P2-6: Toplam gerilme parametreleri ile LEM analizi sonucu



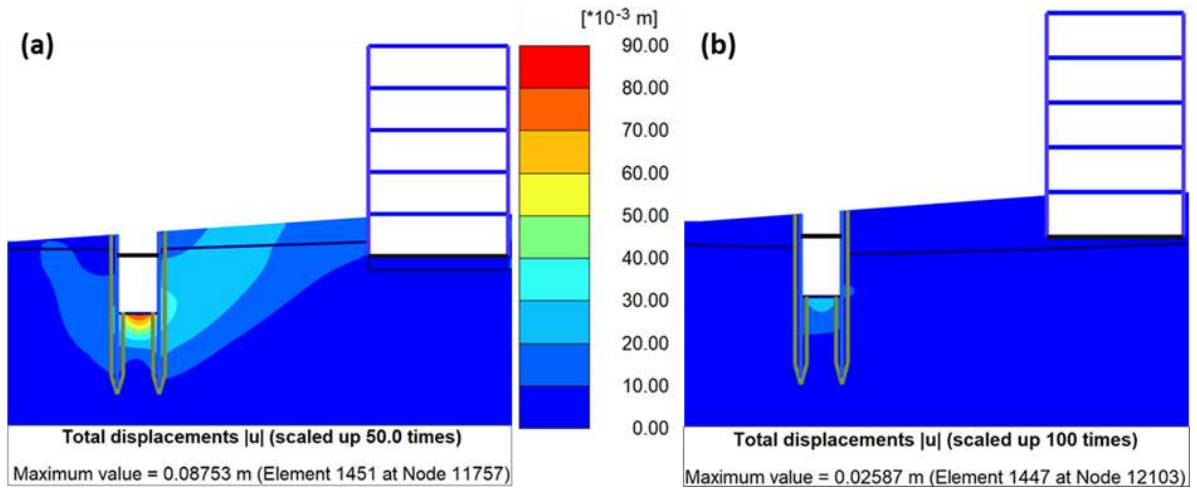
Şekil P2-7: Efektif gerilme parametreleri ile LEM analizi sonucu

Aşama 3: Hizmet Görebilirlik Sınır Durumu Kontrolü (SLS-GEO)

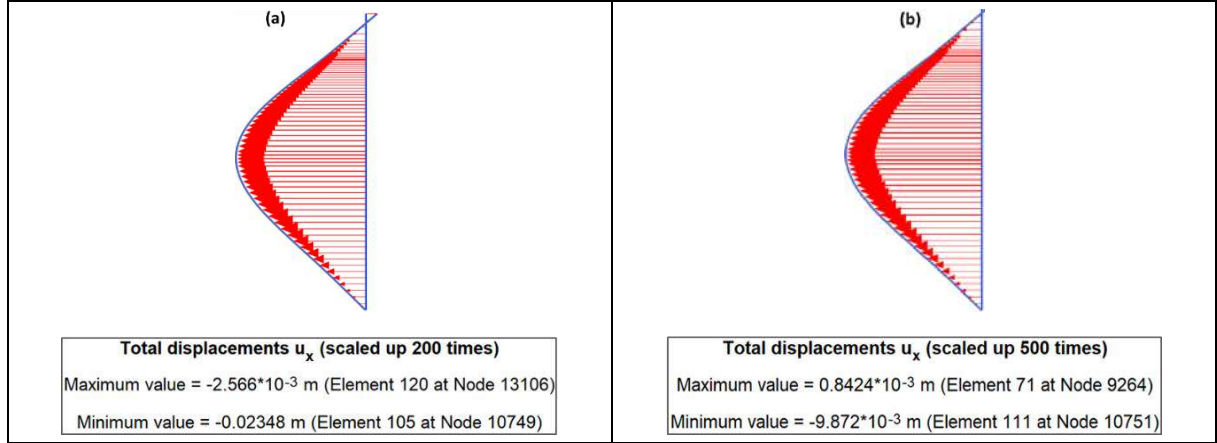
LEM analizleri ile güvenliği kontrol edilmiş ön tasarımın KDYY-2.12.10'da bahsi geçen ve bu problemin deplasman kriterleri başlığı altında tanımlanan şartları sağlayıp sağlamadığı kontrol edilecektir. Gerilme-deformasyon analizleri sonucunda, kazı destek yapsında ve komşu yapılarda meydana gelen deplasmanlar drenajsız ve drenajlı zemin yükleme koşulları altında hesaplanmıştır. Analizlerde zemin ortamının davranışını belirlemek için yazılımda gömülü olarak bulunan Hardening Soil bünye modeli tercih edilmiştir.

İlk olarak Şekil P2-8(a) ve (b)'de KDYY-2.8.5.2'de tanımlanan plansız kazı durumunun hesaplara dahil edildiği aşamada drenajsız ve drenajlı parametreler ile yapılan iki ayrı analiz sonucunda sistemde meydana gelmesi ön görülen toplam deplasmanların karşılaştırılması verilmiştir. Benzer şekilde, düşey destek elemanı olarak kullanılan çelik palplanşların yatay deplasman değerleri ile kazı sebebiyle çevre yapılarda oluşan düşey deplasmanların drenajlı ve drenajsız parametreler bakımından karşılaştırması sırasıyla Şekil P2-9 ve P2-10'da verilmiştir. Şekil P2-9'da görüldüğü üzere drenajlı parametrelerle yapılan analizlerde palplanş deplasmanları 2.3 cm iken drenajsız durumda deplasmanlar 9 mm civarındadır. Her iki analizde hesaplanan yatay deplasmanlar izin verilen sınırlar ($\delta_h/H = \%5.0 = 2.5$ cm) içerisinde kalmaktadır. Sonuç olarak, kazı inşası neticesinde en elverişsiz durumun efektif gerilmeler cinsinden seçilen parametreler ile yapılan analiz sonucu elde edildiği gözlemlenmektedir. Hizmet görebilirlik sınır durumu için gerçekleştirilen sayısal analizlerde inşaat aşamaları şu şekilde sıralanmış ve hesaplara dahil edilmiştir:

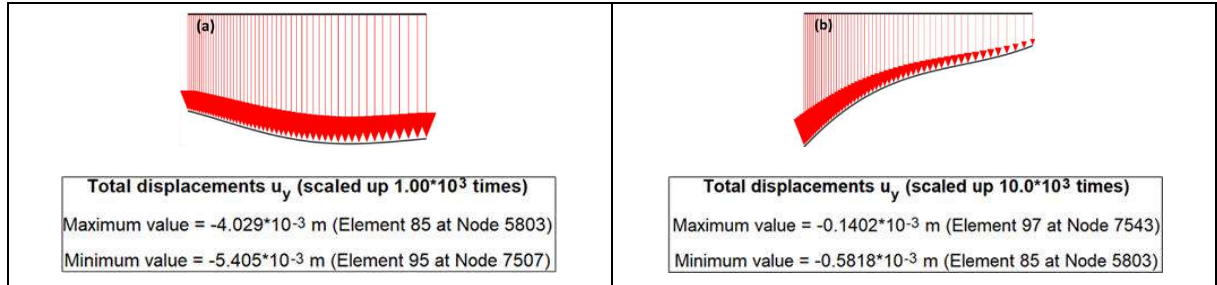
- Aşama 1: Başlangıç fazı
- Aşama 2: Çelik palplanş imalatı
- Aşama 3: 1.çelik boru profil (strut) seviyesinin 1.0 m altına kadar kazı
- Aşama 4: 1.borunun yerleştirilmesi
- Aşama 5: Kazı-2 (1.5 m kalınlığında)
- Aşama 6: Nihai Kazı
- Aşama 7: Öngörülemeyen (plansız) kazı



Şekil P2-8: Kazı nedeniyle (Aşama 7) sistemde oluşan toplam deplasmanlar
(a) efektif gerilme parametreleri ile analiz (b) toplam gerilme parametreleri ile analiz



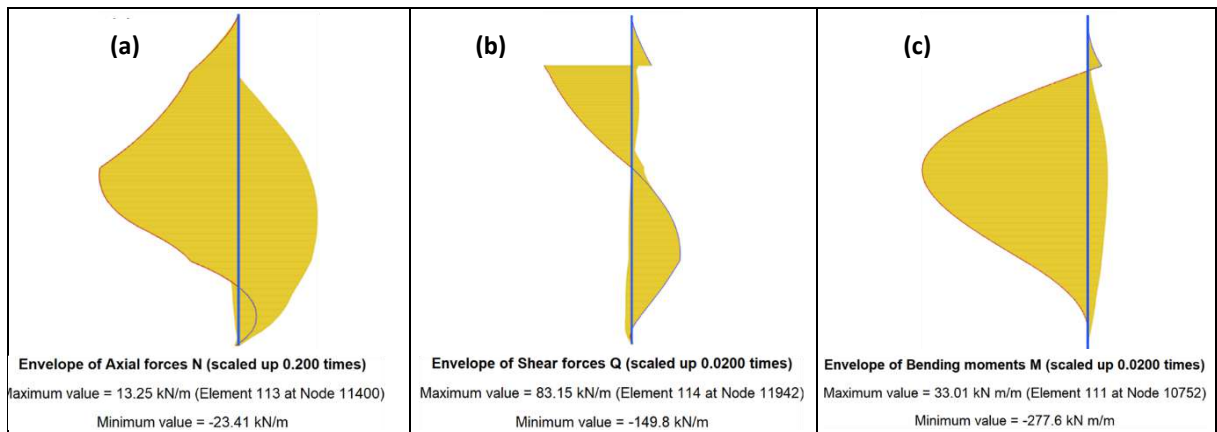
Şekil P2-9: Kazı nedeniyle (Aşama 7) çelik palplanş elemanlara ait yatay deplasman değerleri
(a) efektif gerilme parametreleri ile analiz (b) toplam gerilme parametreleri ile analiz



Şekil P2-10: Kazı nedeniyle (Aşama 7) komşu yapılarda oluşan düşey deplasman değerleri
(a) efektif gerilme parametreleri ile analiz (b) toplam gerilme parametreleri ile analiz

Aşama 4:Yapısal Elemanların Kesit Tesiri Kontrolleri (ULS-STR)

Bu bölümde KDYY-Tablo 3.5'te esasları belirtilen ULS-STR hesap adımı uygulanacaktır. Bu doğrultuda, bir önceki aşamada statik yükler altında sonlu elemanlar metodu ile yapılan GDA'lar neticesinde elde edilen kesit tesirlerinin (N, Q, M), kısmi faktör ($\gamma_{G,dst}=1.35$) ile artırılarak yapısal elemanların betonarme kesit hesapları yapılacaktır. Şekil P2-11(a), (b) ve (c)'de sırasıyla düşey destek çelik palplanş elemanda meydana gelmesi ön görülen kesit tesirleri verilmiştir. Bu kesit tesirleri, zeminlere ait mukavemet ve rijitlik parametrelerinde efektif gerilme parametrelerinin girdi parametresi olarak kullanıldığı analizin plansız kazı aşamasına (Aşama 7) aittir.



Şekil P2-11: Palplanşa oluşan zarf normal kuvvet (N), kesme kuvveti (Q) ve moment (M)

Tablo P2-6: Kısmi yük faktörü ile güncellenen kesit tesirleri

Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Palplanş uzunluğu * Kısmi katsayı = Tasarım kesit tesiri				
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Palplanş birim uzunluğu (m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	23.4	1.0	1.35	31.6
Kesme kuvveti (kN)	149.8	1.0	1.35	202.2
Eğilme momenti (kNm)	277.6	1.0	1.35	375.0

Seçilen çelik palplanş kesitinin kesme kuvveti ve eğilme momenti açısından yeterli olup olmadığına ilişkin hesap adımları BS EN1997-1:2004 “*Code of Practice for Geotechnical Design and the UK National Annex*” (British Standard, 2014) isimli yönetmelikteki şekliyle yapılacaktır. Çelik palplanşın kesme dayanımı (V_{PL}) eşitlik 2.14’te verilen formül ile hesaplanmıştır:

$$V_{PL} = \frac{A_V \cdot f_{yd}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (P2-14)$$

Burada A_V : Kesme kuvvetini karşılayan efektif alan [$A_V = s \cdot (h - t)$]

s: çelik palplanş eğik kısım et kalınlığı

t: çelik palplanş yatay kısım et kalınlığı

h: kesit yüksekliği (bknz. Şekil 2.3)

$A_V = 11.5 \times (452-20.4) = 4963.4 \text{ mm}^2$

f_{yd} : Çelik malzeme akma dayanımı (365 N/mm²)

γ_{M0} : Çelik malzeme katsayısı (1.0)

$$V_{PL} = \frac{4963.4 \cdot 365}{\sqrt{3} \cdot 1} = 1045 \text{ kN}$$

$V_{PL} = 1045 > V_{hesap} = 202.2$ olduğundan seçilen kesit, kesme dayanımı açısından güvenlidir.

Aynı yönetmelik çelik palplanş kesitlerin eğilme momenti kapasitesinin eşitlik P2-15’te verilen formül ile hesaplandığını belirtmektedir.

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yd} \cdot \beta_B}{\gamma_{M0}} \quad (P2-15)$$

Burada $W_{pl,y}$: Asal eksen etrafındaki mukavemet momenti (bknz. Tablo P2-2)

β_B : Palplanş kilitleme azaltma faktörü (1.0)

$$M_{c,Rd} = \frac{3340 \cdot 10^{-6} \cdot 365000 \cdot 1.0}{1.0} = 1219.1 \text{ kNm}$$

$M_{c,Rd} = 1219.1 \text{ kNm} > M_{hesap} = 375 \text{ kNm}$ olduğundan seçilen kesit, moment kapasitesi bakımından güvenlidir.

Düşey destek çelik palplanş elemanın statik kesit tesirleri bakımından kapasitesinin yeterli olduğu gösterildikten sonra, içten yatay destek elemanı olarak kullanılan çelik boru kesitinin yapısal yeterliliği KDYY-3.4.2.13 (a) da verilen SLS yükleme durumu için yük kombinasyonları oluşturularak (LC1, LC2 ve LC3) tüm kombinasyonların, burkulma dayanımından küçük olduğu gösterilecektir. Tablo 2-7’de hesaplarda kullanılacak P_{SLS} değeri 919.2 kN olarak gösterilmektedir.

Tablo P2-7: Sonlu elemanlar yazılımından elde edilen çelik destek kuvvetleri

Boru No	N_{maks} [kN]
1	919.108

Yatay destek elemanın eksenel yük taşıma kapasitesini belirlemede KDYY’de belirtilen yük kombinasyonlarını oluşturulan $G_{k,GEO}$, boru profil zati ağırlığı G_k , ısı genleşmeye bağlı yük $Q_{k,temp}$ ve $Q_{k,tesadüfi}$ yüklerinin bu aşamada hesaplanması gerekir. Buna göre;

$$G_{k,GEO} = P_{SLS} * \gamma_{Sd} = 919.2 * 1 = 919.2 \text{ kN} \quad (P2-16)$$

$$G_k = \gamma_{çelik} * A_{strut} = 78.5 * 122.5 * 10^{-4} * 3 = 2.9 \text{ kN} \quad (P2-17)$$

$$Q_{k,tesadüfi} = 1 \frac{kN}{m} * 3 \text{ m} = 3 \text{ kN} \quad (P2-18)$$

KDYY-3.4.2.9 maddesinde, kazı destek yapısına ait iç destek elemanının servis ömrü boyunca maruz kalacağı ısıl etkilerin de hesaplarda dikkate alınması gerektiği belirtilmiştir. Aynı maddede ısıl etkiler $Q_{k,temp}$ tarif edilmiştir ve bu değer aşağıda verilen eşitlik P2-19 ile hesaplanabileceği açıklanmıştır.

$$Q_{k,temp} = \alpha_t * \Delta t * E * A * (\beta/100) \quad (P2-19)$$

Burada,

α_t : destek elemanının yapıldığı malzemenin ısı genleşme katsayısı,

Δt : montaj sıcaklığına kıyasla sıcaklık değişimi,

E : destek elemanının yapıldığı malzemenin elastisite modülü,

A : destek elemanının kesit alanı;

β : destek elemanında boy değişimi kısıtlanma yüzdesi olarak tanımlanmaktadır.

Bu eşitlik ile hesaplanacak ısıl etkiyi belirlerken hesaplara dahil edilecek en belirsiz parametre montaj sıcaklığına bağlı sıcaklık değişimi (Δt)’dir. Bu örnekte, montaj sırasındaki sıcaklık 15°C ve imalat sürecinde ölçülmesi beklenen en yüksek sıcaklık 40°C olarak kabul edilmiştir. Böylece, meydana gelebilecek en yüksek sıcaklık değişimi $\Delta t = 25^\circ\text{C}$ olarak hesaplanmıştır. Bu projede kullanılacak çelik boru iç yatay destek elemanına ait ısı genleşme parametreleri ve bu parametrelere bağlı hesaplanan ısıl etki Tablo P2-8’te sunulmuştur. Tabloda gösterilen β katsayısı, uygulamada kabul görmüş kaynaklar kullanılarak belirlenmiştir (Twine & Roscoe, 1999).

Tablo P2-8: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri

α_t (1/°C)	Δ_t (°C)	E (MPa)	A (cm ²)	β	$Q_{k,temp}$ (kN)
$12 \cdot 10^{-6}$	25.0	200000	122.52	30%	220.5

$$LC1 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{Sd} = 1.4 * 919.2 * 1 = 1287 \text{ kN} \quad (P2-20)$$

$$LC2 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{Sd} = 1.2 * 919.2 * 1 = 1103 \text{ kN} \quad (P2-21)$$

$$LC3 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{Sd} = 1.0 * 919.2 * 1 = 919 \text{ kN} \quad (P2-22)$$

Son olarak yatay destek tasarımı en olumsuz yük durumu için yapılacağından KDYY-3.4.2.13'te verilen eşitlikler kullanılarak her üç yük kombinasyonu için kuvvetler hesaplanır:

$$LC1 : 1.4 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.0 * Q_{k,temp} = 1.4 * 2.9 + 1.0 * 1287 + 1.0 * 221 = 1512.1 \text{ kN} \quad (P7-8)$$

$$LC2 : 1.2 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.6 * Q_{k,temp} = 1.2 * 2.9 + 1.0 * 1103 + 1.6 * 221 = 1460.1 \text{ kN} \quad (P7-9)$$

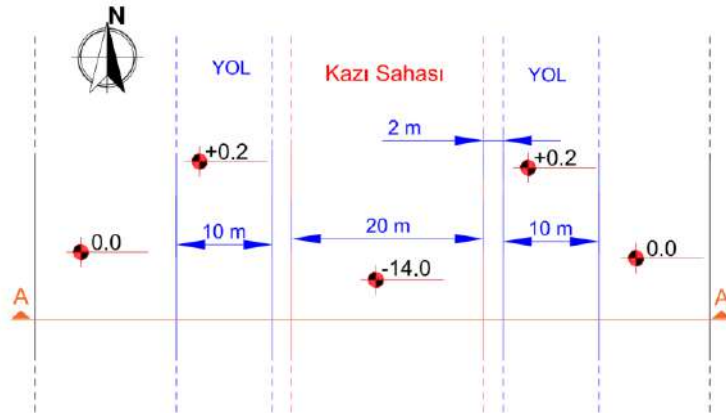
$$LC3 : 1.0 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 0.5 * Q_{k,temp} + 1.6 * Q_{k,tesadüfi} = 1.0 * 2.9 + 1.0 * 919 + 0.5 * 221 + 1.6 * 3 = 1037.2 \text{ kN} \quad (P7-10)$$

Proje için seçilen çelik boru profil ÇYTHYDE-Tablo5.1A'ya göre narin en kesitli eleman olarak sınıflandırılmaktadır. ÇYTHYDE'de tanımlanan denklemler kullanılarak burkulma dayanımı 4197 kN olarak hesaplanır. Her üç yük kombinasyonunun hesabından elde edilen değerler, seçilen boru profilin burkulma dayanımından küçük olduğu için; yatay destek çelik boru elemanı eksenel kuvvetleri karşılaması bakımından yeterlidir.

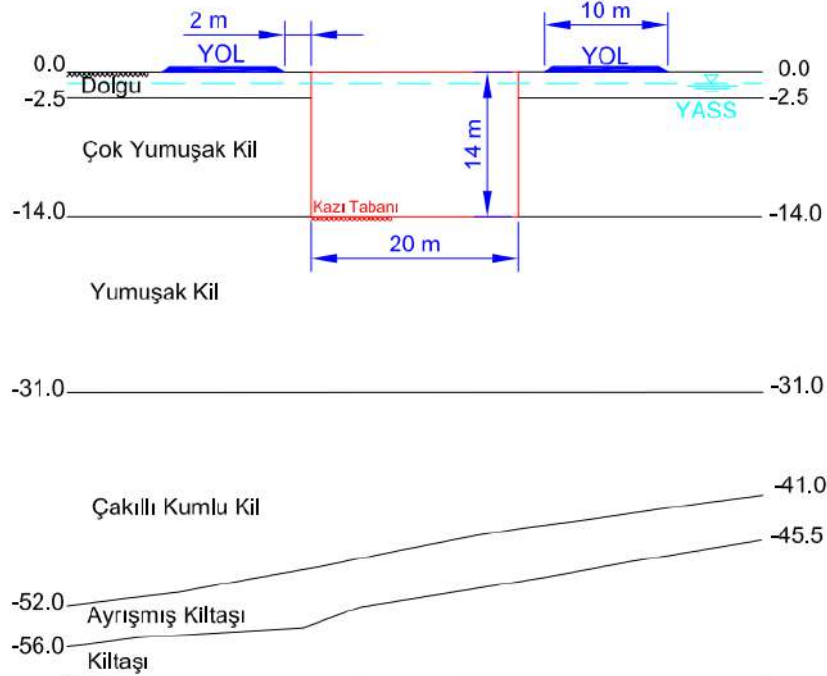
P3 - KESİŞEN FORE KAZIKLI VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI

P3.1. Projenin Tanıtımı

Zemin tabakalanması ve geoteknik arazi karakterizasyonun P1 no.lu projede verilen inceleme alanı ile benzer olan bir sahada, kazı genişliğinin 20 m ve cephe uzunluğunun yaklaşık 50 m olacağı bir otopark inşaatı planlanmaktadır. Nihai kazı kotu -14.0 olarak belirlenmiştir. Proje sahasına ait Şekil P3-1’de verilen plan görüntüsünde, iksa sisteminin her iki yanında yer alan araç geçişinin yoğun olduğu yolların konumu gösterilmiştir. Zemin ve Temel Etüt Raporunda verilen sonuçların değerlendirmesi ile elde edilen zemin profili, kazı derinliği ve genişliği vb. bilgiler kesitte sunulmuştur (Şekil P3-2).



Şekil P3-1: Proje sahasına ait plan görünümü



Şekil P3-2: A-A' kesitinde zemin profili ve planlanan kazı

P3-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Bu problemin KDYY’ne göre çözüm aşamalarında yapılan hesaplarda ve hazırlanan sayısal modellerde, Tablo P3-1’de verilen zemin ve kaya parametreleri kullanılmıştır.

Tablo P3-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	k (m/s)	p_{ref} (kPa)	$G_{o,ref}$ (MPa)	Toplam Gerilme (Statik)				Etketif Gerilme (Statik)			
					p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Dolgu	18.0	2.2E-7	100	86.0	100	16.0	50.0	0.0	100	16.0	10.0	25.0
Ç. Yumuşak Kil	16.3	1.9E-7	100	28.0	100	4.5	25.0	0.0	100	4.5	3.0	20.0
Yumuşak Kil	17.0	7.3E-8	100	74.0	100	12.0	40.0	0.0	100	12.0	5.0	20.0
Çakıllı Kumlu Kil	19.0	3.4E-9	100	145.0	100	40.0	150.0	0.0	100	40.0	35.0	20.0
Ayrıışmış kıltaşı	19.0	0.3E-9	100	429.0	100	229.0	20.0	30.0	100	229.0	20.0	30.0
Kıltaşı	20.0	0.3E-9	100	802.0	100	481.0	30.0	35.0	100	481.0	30.0	35.0

P3-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Projenin tasarımına geçmeden önce, planlanan kazının yakınlarında yer alan bina, yol ve boru hattı vb. gibi mühendislik yapıları ve iksa sistemi ile etkileşimi bu bölümde açıklanmıştır. Ayrıca, sayısal hesaplarda dikkate alınan kesitin kazı kategorisi belirlenmiştir. Son olarak, inceleme sahasındaki zemin, yeraltı suyu şartları ve kazı yüksekliği göz önünde bulundurularak uygun kazı destek sistemi seçimi yapılmış ve tasarım aşamasına geçilmiştir.

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Planlanan iksa sisteminin doğu ve batı cephelerinde kazı yüzeyine yaklaşık 2.0 m mesafede araç trafiğinin yoğun olduğu yollar bulunmaktadır. Yoldan aktarılan sürşarj yükü 20 kPa olarak alınmıştır. Kazı destek sisteminin inşası nedeniyle civarda etkilenebilecek bir yapı bulunmamaktadır (Şekil P3-1).

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

Kazı destek yapısı hesap kesiti Şekil P3-2’de verilmiştir. Buna göre;

- Kazı derinliği 7.0-25.0 m arasındadır (H=14.0 m).
- Yeraltı su seviyesi nihai kazı taban kotu üzerinde bulunmaktadır.
- Nihai kazı taban kotunun üstünde kalan ve düşey elemanlar ile desteklenmesi gereken zemin tabakaları yumuşak/çok yumuşak kil zemin olarak belirlenmiştir.
- Üstyapı imalatı ve geri dolgu tamamlandıktan sonra destek sistemine ihtiyaç duyulmayacaktır; kazı destek yapısı geçici olarak planlanacaktır.
- Kazı sebebiyle civarda etkilenebilecek komşu yapılar bulunmamasına rağmen yakın mesafede etkilenecek yollar bulunmaktadır.
- Kazı destek sisteminin tasarımında yatay destek elemanlarının kullanılacaktır.

Kazıya ve destek sistemine ait koşul ve özellikler dikkate alındığında, hesap kesiti ve diğer cephelerin kazı destek yapısı kategorisi KK-2 olarak belirlenmiştir.

Kazı Destek Yapısı Seçimi

Suya doygun yumuşak killerde yapılacak H=14 m yüksekliğindeki bu kazının karşılıklı cephelerinin çelik yatay destek elemanları (strut) ile içten desteklenmesine karar verilmiştir.

- Kazı destek sisteminin düşey destek elemanları kesişen betonarme kazıklardan teşkil edilecektir. KDYY-Tablo 1.2 suya doygun yumuşak-çok yumuşak killi zemin profilinde yatay destekli KDY için 15 m'ye kazı yapılmasını önermektedir. Ayrıca, aynı tabloda kesişen betonarme kazıkların su geçirimsizliğinin iyi-çok iyi olduğu da belirtilmektedir.
- Bu tür problemlili zeminlerde ankraj imalatında yaşanan güçlükler ve kapasite yetersizlikleri nedeniyle çelik boru elemanlarla içten destekli bir sistem tesis edilmesi uygun görülmüştür.

Yapısal Elemanlar İçin Tasarım Parametreleri

Bu bölümde, iksa sisteminin ön tasarımı için yatay destek elemanları olarak çelik boru kullanılacağı daha önceki başlık altında belirtilmiştir. Bu nedenle, öncelikle, ihtiyaç duyulacak çelik boruya ait geometri üzerinden rijitlik parametreleri belirlenmiştir. LEM ve GDA analiz sonuçlarına göre seçilen çelik elemanlar yetersiz kalırsa, ihtiyaç duyulan eksenel ve eğilme rijitlik değerlerine uygun daha büyük kesitlere sahip çelik elemanlar seçilebilir. Bu projede kullanılması planlanan çelik boruya ait bilgiler Tablo P3-2'de sunulmuştur.

Tablo P3-2: Çelik boru geometrik ve malzeme özellikleri

Dış Çap D, (mm)	Et Kalınlığı t, (mm)	Serbest uzunluk L, (m)	Yatay Aralık s, (m)	Karakteristik Akma Day, f_y , (MPa)	Elastisite Mod. E, (MPa)	Atalet Yarıçapı, i (cm)
1200	15	20	4	355	200000	41.9

Yatay destek elemanları duvar düzlemine dik olarak 4 m aralıkla yerleştirilecektir. Bu nedenle yatay destek elemanı tasarlanırken Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar-Bölüm 8.2'deki tanımlamalar dikkate alınmıştır. Buna göre, içten destek için kullanılacak çelik borular eksenel basınç kuvveti altında narin eleman olarak tasarlanacaktır. Bu sebeple, P1 ve P2 no.lu projelerde verilen eşitlikler (P1-3 ila P1-6) ile verilen denklemler kullanılarak, Tablo P3-2'de malzeme özellikleri verilen kesit için karakteristik basınç kuvveti dayanımı 15602 kN olarak hesaplanmıştır. Problemin çözümü için geçirimsizlik duvarı teşkil edilmesi gerekeceği anlaşılmaktadır. Bu nedenle düşey iksa elemanı ve sistemi olarak çapı D=100 cm ve merkezden merkeze mesafesi s=75 cm olan kesişen kazıklar seçilmiştir. Kazıkların kılıflı olarak imal edileceği ve bu nedenle kazık çaplarının seçilen boru çapına göre bir miktar daha büyük olabileceği öngörülmekle birlikte hesaplar D=100 cm ve s=75 cm için yapılacaktır. Kesişen kazıklarla tesis edilen bir iksa duvarını oluşturan kazıklar birer atlamalı donatılı-donatısız olarak imal edilir. Donatılı ve donatısız kazıklar için C30 beton sınıfı seçimi yapılmıştır.

Deprem Etkisi

KDYY-Tablo 2.6'da verildiği üzere kazı yüksekliğinin 15.0 metreden küçük olması durumunda Kategori-1 ve Kategori-2 (KK-1, KK-2) kapsamına giren tüm geçici destek sistemlerinde sismik tasarım yöntemleri ile hesap yapılmasına gerek yoktur.

İçten Destekli Sistemler İçin Tasarım Kriterleri

Bu bölümde yatay destek elemanları kullanılarak içten destekli olacak şekilde inşa edilmesi planlanan kazı destek sistemlerinin tasarımında dikkate alınması gereken sabit ve değişken etkiler açıklanmaktadır. İçten destekli sistemlerin tasarım esasları KDYY-3.4'te detaylı olarak verilmiştir. Bu projedeki yatay destek elemanlarının tasarımında KDYY-3.4.2'de tanımlanan sabit ve değişken etkiler dikkate alınacaktır. Buna göre sabit ve değişken etkiler P3-1, P3-2 ve P3-3 denklemlerinde tanımlanan farklı yük kombinasyonları (LC) ile birleştirilmelidir.

$$LC1 : 1.4 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.0 * Q_{k,temp} \quad (P3-1)$$

$$LC2 : 1.2 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.6 * Q_{k,temp} \quad (P3-2)$$

$$LC3 : 1.0 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 0.5 * Q_{k,temp} + 1.6 * Q_{k,tesadüfi} \quad (P3-3)$$

Burada G_k değeri desteğin öz ağırlığını ifade etmektedir. $G_{k,GEO}$ değeri SLS ve ULS yükleme durumlarında yapılan gerilme-deformasyon analizleri ile belirlenir. SLS yükleme durumundaki analizlerden bulunacak olan $G_{k,GEO}$ değeri için KDYY-3.4.2.13'de aşağıdaki denklem önerilmiştir.

$$G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} \quad (P3-4)$$

Burada P_{SLS} değeri, SLS analizleri sonucunda yatay destek elemanına etkiyen eksenel kuvveti tanımlar. γ_G ve γ_{sd} katsayıları ise kullanılan yük kombinasyonuna veya yapılan analizlerin niteliğine göre değişen kısmi katsayılarıdır. γ_G değeri LC1, LC2 ve LC3 yük kombinasyonları için sırasıyla 1.4, 1.2 ve 1.0 değerlerini almaktadır. ULS yükleme durumundaki analizler ile hesaplanacak olan $G_{k,GEO}$ değeri için ise,

$$G_{k,GEO} = P_{ULS} * \gamma_{sd} \quad (P3-5)$$

denklemleri önerilmektedir. Bu bağıntılarda kullanılan γ_{sd} katsayısı, GDA kullanılarak yapılan hesaplarda 1.0; limit denge ile yayılı toprak yükü tasarım metodu ile (YTY) yapılan hesaplarda 1.15; tek sıra destekli ve limit denge yöntemi ile yapılan hesaplarda 1.30 alınır. SLS ve ULS yükleme durumlarında hesaplanan $G_{k,GEO}$ değerlerinden büyük olanı seçilerek yük kombinasyonlarında kullanılır.

KDYY-3.4.2.9 maddesinde, kazı destek yapısına ait iç destek elemanının servis ömrü boyunca maruz kalacağı ısı etkilerinin de hesaplarda dikkate alınması gerektiği belirtilmiştir. Aynı maddede ısı etkileri $Q_{k,temp}$ tarif edilmiştir ve bu değer aşağıda verilen eşitlik P3-11 ile hesaplanabileceği açıklanmıştır.

$$Q_{k,temp} = \alpha_t * \Delta t * E * A * (\beta/100) \quad (P3-6)$$

Burada,

α_t : destek elemanının yapıldığı malzemenin ısı genleşme katsayısı,

Δt : montaj sıcaklığına kıyasla sıcaklık değişimi,

E : destek elemanının yapıldığı malzemenin elastisite modülü,

A : destek elemanının kesit alanı;

β : destek elemanında boy değişimi kısıtlanma yüzdesi olarak tanımlanmaktadır.

Bu eşitlik ile hesaplanacak ısıl etkiyi belirlerken hesaplara dahil edilecek en belirsiz parametre montaj sıcaklığına bağlı sıcaklık değişimi (Δt)'dir. Bu örnekte, montaj sırasındaki sıcaklık 15 °C ve imalat sürecinde oluşabilecek yıllık en yüksek sıcaklık 40 °C olarak kabul edilmiştir. Böylece, meydana gelebilecek en yüksek sıcaklık değişimi $\Delta t = 25$ °C olarak hesaplanmıştır. Bu projede kullanılacak çelik boru iç yatay destek elemanına ait ısı genleşme parametreleri ve bu parametrelere bağlı hesaplanan ısıl etki Tablo P3-3'te sunulmuştur.

Tablo P3-3: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri

α_t (1/°C)	Δt (°C)	E (MPa)	A (cm ²)	β	$Q_{k,temp}$ (kN)
$12 \cdot 10^{-6}$	25.0	200000	558.42	50%	1675.3

Deplasman Kriterleri

Kazı destek yapılarında ve çevre yapılarında, kazı çalışmaları sırasında ve sonucunda meydana gelebilecek deformasyonların üst limitleri KDYY-2.12'de verilmiştir. Buna göre bu problemdeki deplasman limitleri aşağıdaki gibi belirlenmiştir;

- KDYY-2.12.10'da içten destekli/yatay destekli sistemlerde meydana gelecek yatay deplasmanlar $\delta h/H = \%2.5 - \%5.0$ 'i (kazı derinliğinin binde iki buçuğu ila binde beşi) değerleri arasında kalacak şekilde bir üst limit olarak kabul edilmektedir. Bu projede $\delta h/H = \%4.0$ olarak belirlenmiştir.
- KDYY-2.12.5'te kazı nedeniyle komşu yapılarla meydana gelebilecek dönme miktarı statik yükleme durumunda 1/500 değerini aşmamalıdır.

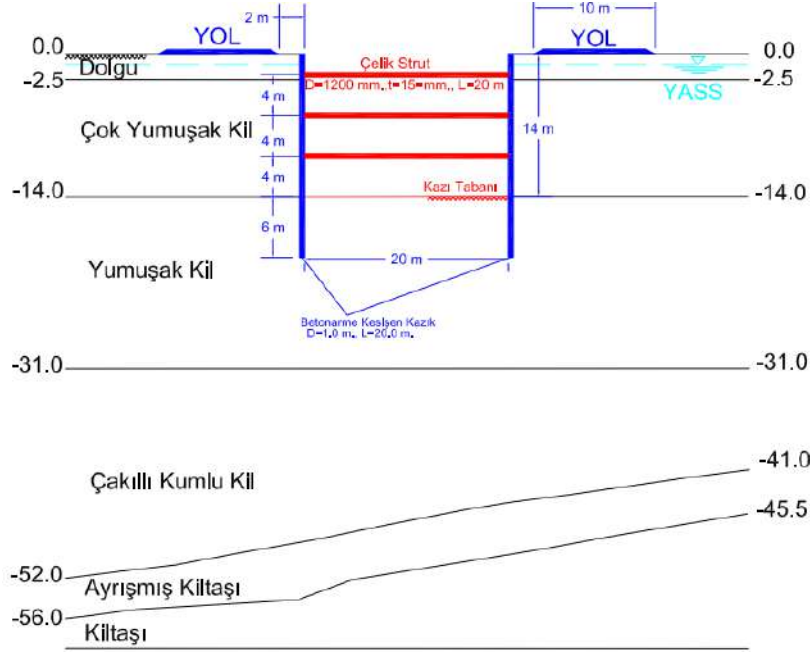
P3-2: Analizler

Sayısal hesaplara esas teşkil eden kesitin yeri sahaya ait plan görüntüsü olan Şekil P3-1'de A-A' olarak gösterilmiştir. Betonarme kazıklar teşkil edildikten sonra, yatay desteklere göre kazı yapılacak ve -14.0 kotuna kadar kademeli kazı yapılacaktır. Yatayda ve düşeyde 4'er m aralıkla toplam üç sıra çelik boru yatay destek elemanları yerleştirilmiştir. Bu ön tasarıma göre yapılacak sayısal analizler Şekil P3-3'te gösterilmiştir.

Ön tasarımın belirlendikten sonra destek sistemi göçme sınır durumu (ULS) ve servis görebilirlik sınır durumu (SLS) açısından kontrol edilmelidir. Bu amaçla, ilk olarak saha koşullarına uygun zemin şartları için kullanılabilir bir yöntem literatürden seçilmiş ve soket boyu tayin edilmiştir. Soket boyuna karar verildikten sonra, tüm sistemin genel stabilitesinin kontrolü için LEM kullanılarak sınır göçme durumu (ULS-GEO) irdelenmiştir. Yeraltı suyu seviyesinin yüksek, suya doymun yumuşak killerin hakim olduğu bu proje özelinde taban stabilitesinin borulanma ve kabarma türü göçmeye karşı stabilitesi de ayrıca tahkik edilmiştir. Analizler sonucunda, kazı destek sisteminin güvenliğinin yeterli olmadığı görülmüştür. Bu nedenle, bir sonraki aşamada kazı tabanı yüksek basınçlı jet grout kolonlarla (tapa) iyileştirilmiştir. Taban zemini iyileştirilmiş iksa sistemini teşkil eden düşey ve yatay destek elemanlarının üzerine gelen kesit tesirleri altında güvenli olup olmadıkları incelenmiştir. Ayrıca, kazı nedeniyle zemin yüzeyinde, kazı sahasının yanındaki yolda oluşan yatay ve düşey deformasyonların yukarıda belirtilen deplasman kriterlerini sağlayıp sağlamadığını kontrol etmek için sonlu elemanlar metodu kullanılarak SLS analizleri yapılmıştır.

Tasarım Parametreleri

Bu bölümde zemin türüne, yeraltı suyu seviyesi durumuna, yükleme koşullarına ve kazı aşamalarına bağlı olarak zemin davranışını sayısal modellemede gerçeğe yakın tahmin edebilmek için çoğu sonlu elemanlar yazılımında gömülü olarak bulunan bünye modellerin seçimi ve bu bünye modellerinin gerektirdiği parametreler verilmiştir. Bu problemde, zemin ortamı için Hardening Soil bünye modeli kullanılmıştır. Bununla birlikte kazı tabanı iyileştirmesine esas teşkil eden, jet-grout kolonları hacimsel elemanlarla Mohr-Coulomb bünye modeli kullanılarak modellenmiştir. Sahada yumuşak kil birim bulunması ve yüksek yeraltı su seviyesi nedeniyle iksa yapısı geçirimsiz bir duvar olarak tesis edilecektir. Bu doğrultuda analizler hem drenajsız hem de drenajlı yükleme koşulları için ayrı ayrı yürütülmüştür. Tablo P3-1'de toplam gerilmeler sütunu altında yer alan rijitlik ve mukavemet parametreleri drenajsız davranış analizlerinde girdi olarak kullanılmıştır. Aynı şekilde efektif gerilme parametreleri cinsinden yapılan analizlerde zemin ortamı aynı tablodaki drenajlı parametreler ile tanımlanmıştır.



Şekil P3-3: Proje için tasarım kesiti (A-A' kesiti)

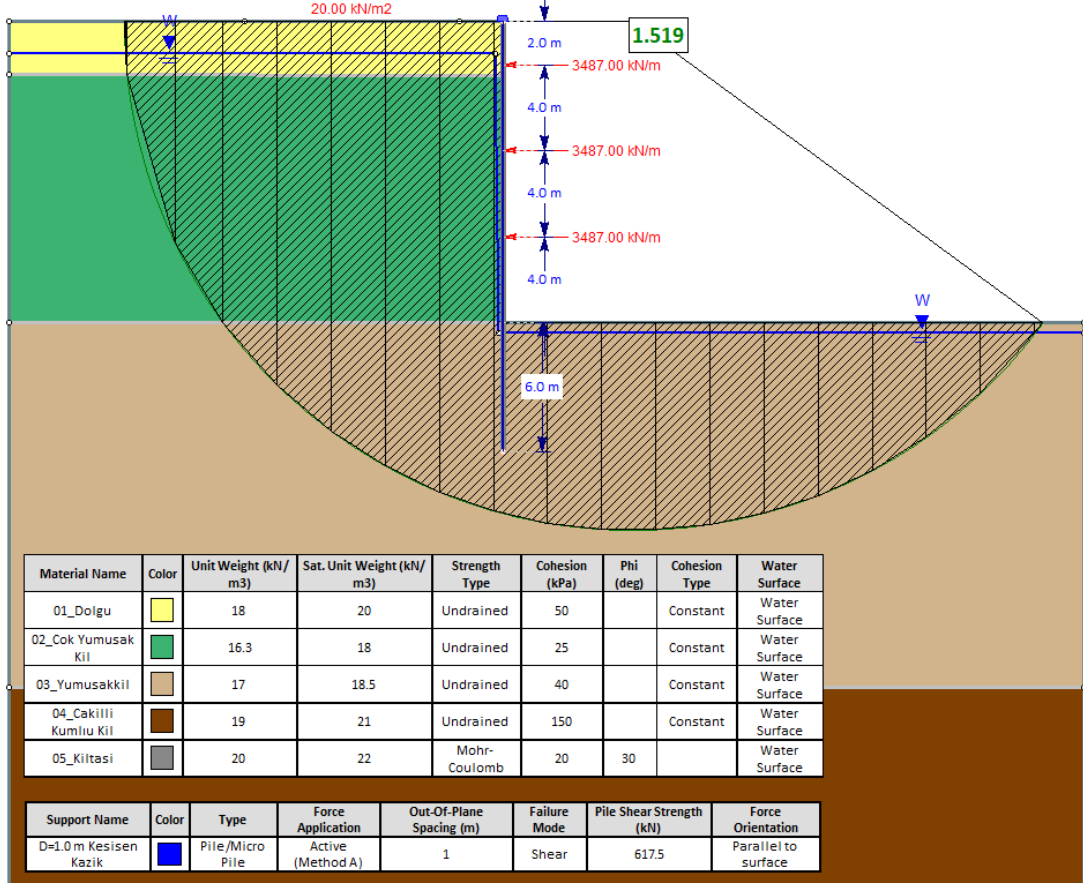
Bu projede kullanılan yatay ve düşey destek elemanları, GDA analizlerinde doğrusal elastik bünye modeli kullanılarak tanımlanmıştır; betonarme kazıklar “*plate*” eleman ile yatay destek çelik boru profiller ise yine doğrusal elastik bünye modeli ile hesaplara dahil edilmiştir. Kazı destek sistemine her iki cephede 2.0 m uzaklıkta bulunan yollar için 20 kPa’lık yayılı yük hesaplamalara dahil edilmiştir. Yumuşak killerde inşa edilen kazı destek sistemleri için soket boyunun belirlenmesi son derece önemli bir aşamadır. Bu problemde, daha önce P2 no.lu projede yapılan soket boyu hesabı tekrarlanarak Broms (1965) yönteminden faydalanılmış ve 6 m’lik bir soket boyunun yeterli olacağı kanaatine varılmıştır. Tasarım El Kitabı içinde Broms (1965) yöntemine ait detaylar farklı bir örnek üzerinde (bkz. P2 ve P7 no.lu projeler) anlatıldığı için burada tekrarlanmamış ve doğrudan sonuçlar verilmiştir. Tasarımcı, problemin şartlarına göre burada kullanılan yöntemi ya da literatürden farklı bir yaklaşımı kullanarak kendi problemi için gerekli kontrolleri yapmalıdır.

Tablo P3-4: Sonlu elemanlar yazılımında kullanılan yapısal elemanlara ait girdi parametreleri

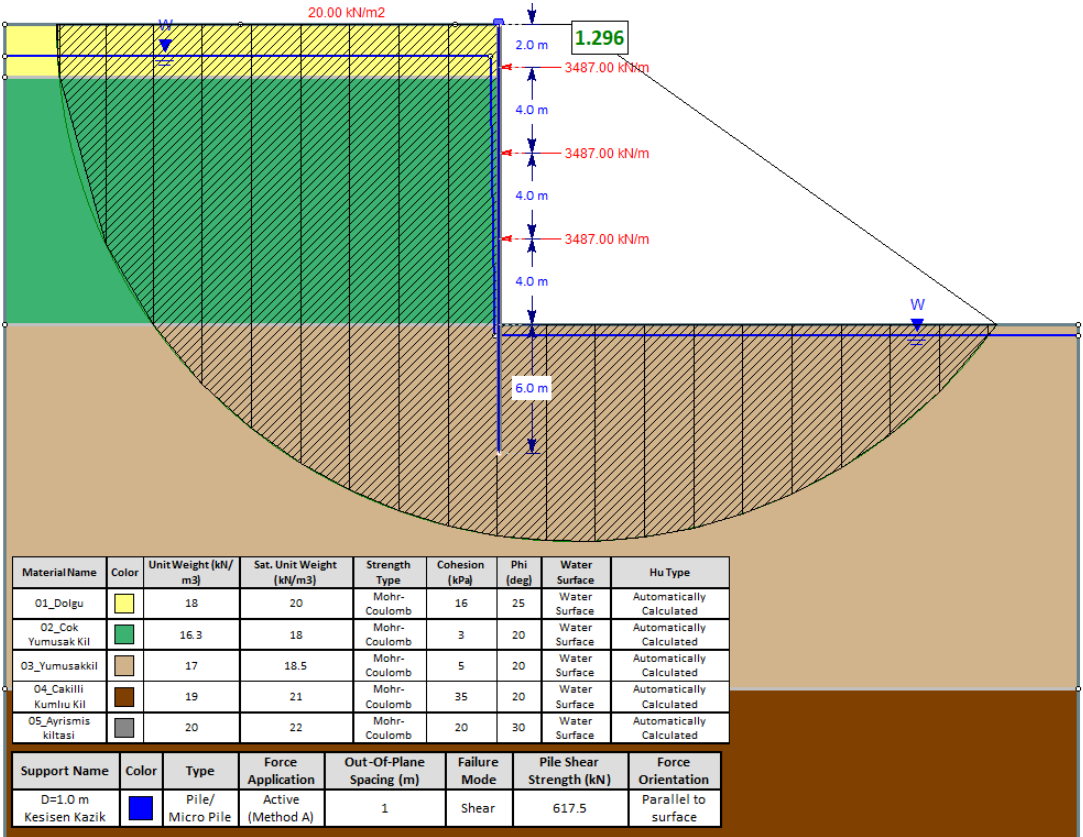
Yapısal Eleman	Bünye Modeli	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	Yatay Aralık (m)
Kesişen Kazık (D=100 cm., L=20 m.)	Doğrusal Elastik	23.55*10 ⁶	1471.8*10 ³	1.0
Çelik Borular (D:1200 mm.t:15 mm.)	Doğrusal Elastik	2.8*10 ⁶	490.2*10 ³	4.0

Aşama 1a: Göçme Sınır Durumu Kontrolü (ULS-GEO)

Probleme konu olan kazı destek yapısının ön tasarımına ve kullanılacak yapısal elemanlara karar verildikten sonra; statik durumda KDYY-Tablo 2.1’de depremsiz durum için tanımlanan kısmi yük, malzeme ve dayanım katsayıları seti LEM ile tanımlanarak göçme sınır durum analizleri gerçekleştirilmiştir. Şekil P3-4’te toplam gerilme parametreleri ile drenajsız durum analizi yapılmış ve içten destekli sistem için kritik kayma düzlemine ait güvenlik sayısı 1.52 olarak hesaplanmıştır. Şekil P3-5’de ise efektif gerilme parametreleri ile yapılan hesap sonucu güvenliğinin GS=1.29 olarak bulunduğu görülmektedir. Bu değer istenilen GS=1.0’in üzerindedir.



Şekil P3-4: Toplam gerilme parametreleri ile LEM analizi sonuçları



Şekil P3-5: Efektif gerilme parametreleri ile LEM analizi sonuçları

Aşama 1b: Hizmet Görebilirlik Sınır Durumu (SLS-GEO)

Nihai kazı kotuna ulaşıldığında kazı tabanında oluşan deplasmanlar ve bu deplasmanlara bağlı olarak düşey destek elemanlarında gerçekleşen şekil değiştirme ve kesit tesirlerini hesaplayabilmek için sonlu elemanlar analizleri yürütülmüştür. Sonlu elemanlar analizi için güvenlik sayısının daha düşük olduğu efektif gerilme durumu ve soket boyunun Broms (1965) yöntemine göre belirlendiği durum referans alınmıştır. Bu amaçla, GDA gerçekleştirmek üzere sayısal model hazırlanmıştır. Öngörülemeyen (plansız) kazı aşaması da dahil olacak şekilde yeraltı suyu kotu farkından dolayı kazı tabanına doğru akış “steady-state flow analysis” seçeneği kullanılarak modellenmiştir. Kazı tabanındaki deplasmanlar KDYY-Tablo 3.5’teki Aşama-3’te verilen hususlar dikkate alınarak kontrol edilmiştir. Şekil P3-6’da sonlu elemanlar analizi için oluşturulan sayısal model gösterilmektedir. Bu aşama için sonlu elemanlar yöntemi ile analiz yapabilen yazılımda kademeli inşaat analizi gerçekleştirilmiştir. Bu nedenle, her bir aşama ayrı ayrı aşağıdaki gibi tanımlanmıştır:

Aşama 1:	Başlangıç fazı
Aşama 2:	Çelik palplanş çakma aşaması
Aşama 3:	Birinci çelik boru profil (strut) seviyesinin 1.0 m altına kadar kazı
Aşama 4:	Birinci sıra boru yerleştirilmesi
Aşama 5:	Kazı-2
Aşama 6:	İkinci sıra boru yerleştirilmesi
Aşama 7:	Kazı-3
Aşama 8:	Üçüncü sıra boru yerleştirilmesi
Aşama 9:	Nihai kazı (temel kotu)
Aşama 10:	Öngörülemeyen (plansız) kazı
Aşama 11:	Temel imalatı
Aşama 11:	Üçüncü sıra boru kaldırılması
Aşama 12:	Dördüncü kat bodrum döşemesi imalatı
Aşama 13:	Üçüncü kat bodrum döşemesi imalatı
Aşama 14:	İkinci sıra boru kaldırılması
Aşama 15:	İkinci kat bodrum döşemesi imalatı
Aşama 16:	Birinci sıra boru kaldırılması
Aşama 17:	Zemin kat döşemesini imalatı

Efektif gerilmelere göre belirlenen mukavemet ve rijitlik parametrelerinin girildiği analizler ve plansız kazı aşaması neticesinde hesaplanan toplam deplasmanlar Şekil P3-7(a)’da gösterilmiştir. Şekil P3-7(b)’de ise düşey destek elemanı olarak seçilen kesişen fore kazıkların tabanında meydana gelmesi beklenen yatay deplasmanlar gösterilmektedir.

Analiz sonuçlarına göre, Aşama 10’daki plansız kazı aşamasına gelindiğinde kazıklarda yaklaşık 53 cm yatay deplasman ve kazı tabanında yaklaşık 65 cm’lik kabarma olmaktadır. Kazı tabanının altında bulunan yumuşak kil tabakasında oluşan su akımının yönü ve hidrolik eğimin (i), A-A’ kesiti boyunca derinlikle değişimi Şekil P3-8’de sunulmuştur. Bu kitabın P2 no.lu projesinde verilen analitik yaklaşıma göre P3-7 ve P3-8 eşitlikleri ile aşağıdaki gibi hesaplanan hidrolik eğim (i) 0.85 olarak bulunmuştur. Sonlu elemanlar metodu ile yapılan sayısal analizlerde kazı tabanı için hesaplanan maksimum hidrolik eğim ise $i=0.96$ olarak hesaplanmıştır (Şekil P3-8).

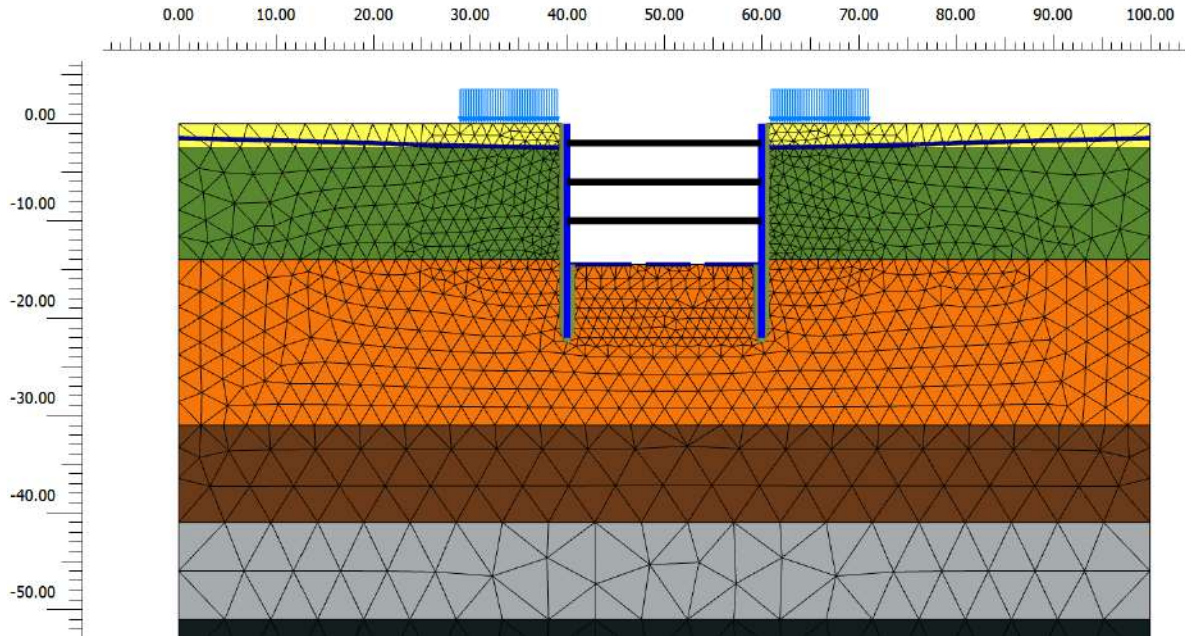
$$h_r = \frac{h}{1 + \sqrt[3]{\frac{h'}{t} + 1}} = \frac{12.5}{1 + \sqrt[3]{\frac{12.5}{6.0} + 1}} = 5.09 \text{ m} \quad (\text{P3-7})$$

$$i = \frac{h_r}{t} = \frac{5.09}{6.0} = 0.85 \quad (\text{P3-8})$$

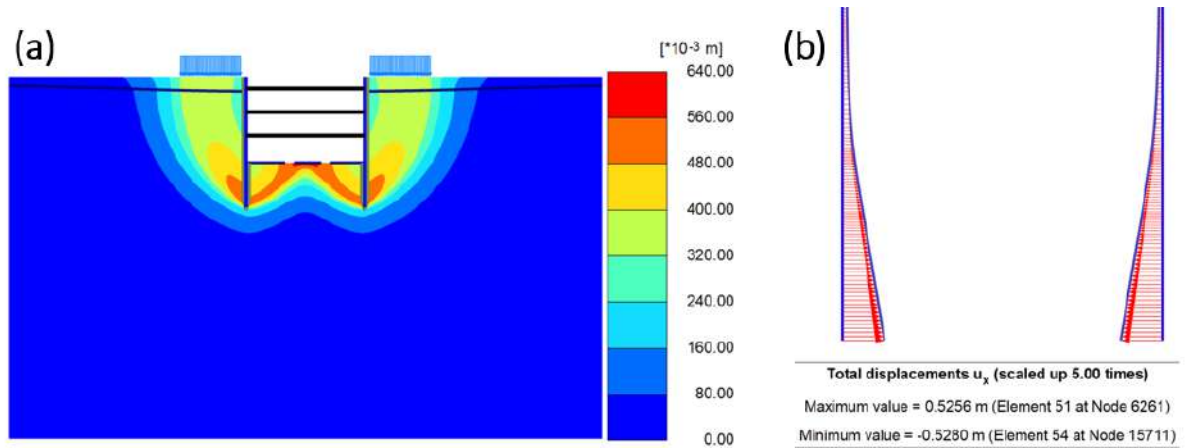
Sayısal modellemeden ve analitik hesaptan elde edilen hidrolik eğim değerlerinin kritik hidrolik eğim seviyesinde olup olmadığını incelemek üzere, kazı destek sisteminin içinde yer aldığı zemin tabakalarında (yumuşak kil) hidrolik eğim denklem P3-9’da verildiği gibi hesaplanmıştır.

$$i_{cr} = \frac{G_s - 1}{1 + e_0} = \frac{2.69 - 1}{1 + 0.76} = 0.96 \quad (\text{P3-9})$$

Burada, G_s özgül ağırlığı ve e_0 çok yumuşak ve yumuşak kil tabakalar için başlangıç boşluk oranını göstermektedir.

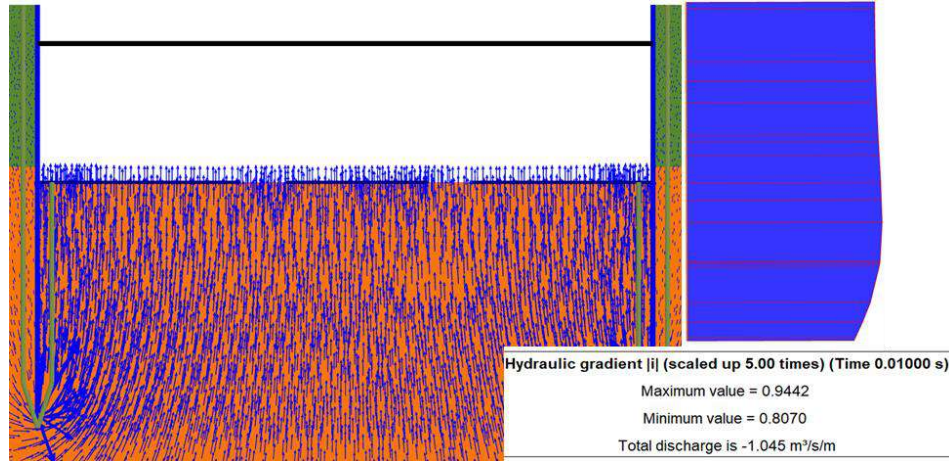


Şekil P3-6: Sonlu elemanlar modeli ve ağı



Şekil P3-7: Kazı tabanına doğru su akışının modellendiği sayısal analizlere ait sonuçlar (Aşama 10)
(a) toplam deplasman profili, (b) kazıklarda yatay deplasmanlar

Tüm bu hesaplar neticesinde sahada potansiyel borulanma problemi beklenmektedir. Ayrıca, kazı tabanına ulaşıldığı aşamada hesaplanan yatay ve düşey deplasmanlar çok büyük değerlere ulaşmakta ve taban stabilitesinin yetersiz olduğunu açıkça göstermektedir. Bu aşamada yapılacak taban kabarması (basal heave) kontrolleri de benzer şekilde tabanda stabilite problemleri olduğuna işaret etmektedir. Kazı destek sisteminin tabanında ve düşey destek elemanlarının alt seviyelerinde meydana geleceği ön görülen yatay ve düşey deformasyonların yüksek olması nedeniyle stabilite açısından tedbir alınmasına karar verilmiştir. Bu nedenle kazı tabanında jet grout tekniği ile tapası yapılmasına karar verilmiştir.



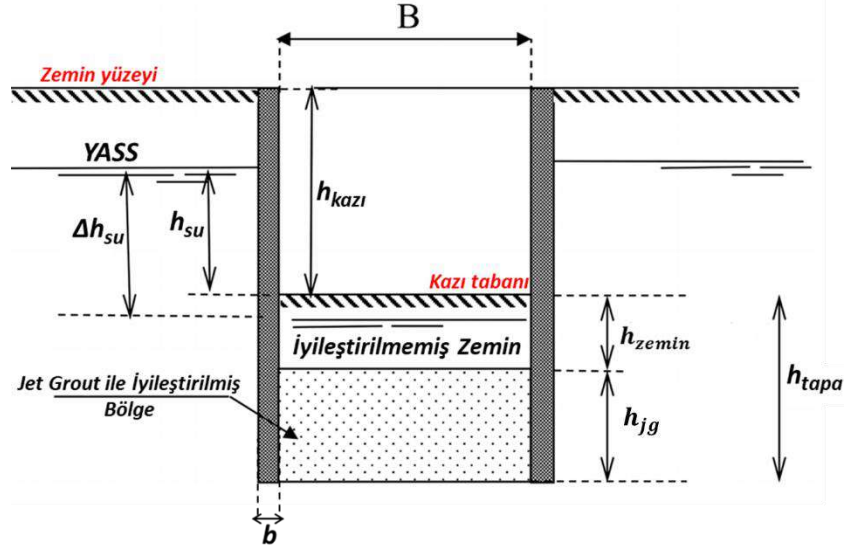
Şekil P3-8: Kazı tabanında borulanmaya sebep olması beklenen akış ve hidrolik eğim (i)

Aşama 2: Kaldırma ve Borulanmaya Karşı Güvenlik Kontrolü (Tabanda Tapa Tesis Edilmesi)

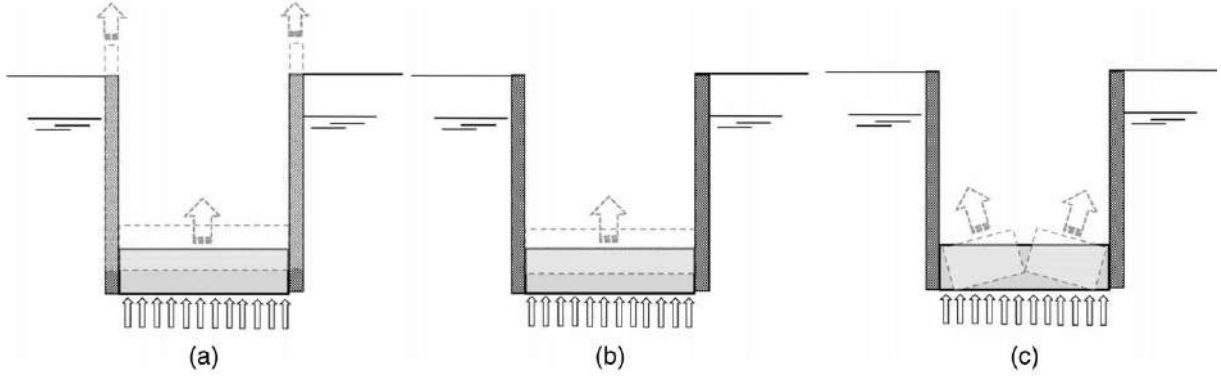
Kazı tabanında oluşabilecek kabarma kaynaklı düşey deformasyonlar ile kesişen fore kazıkların alt ucunda büyük yatay deformasyonların hesaplanması, kazı tabanında tedbir alınması gerektiğini göstermektedir. Bu nedenle kazı tabanında borulanma ve kabarma tipi göçme riskine karşı yüksek basınçlı enjeksiyon kolonlarından teşkil edilecek bir tapa yapılması uygun görülmüştür (Şekil P3-9). Jet-grout yöntemiyle oluşturulacak tapa tabakası için tek eksenli basınç dayanımının 1-2 MPa arasında öngörülmüş, $D=80$ cm çapında ve $s=65$ cm aralıkla üçgen karelaajla uygulanacak bir iyileştirmenin geçirimsizlik tesis etmek üzere imal edilmesi planlanmıştır. Jet-grout iyileştirmesi için test kolonları yapıldıktan sonra zemin koşulları nedeniyle $D=80$ cm'lik kolon çapının oluşturulamaması durumunda daha küçük bir çap için eşdeğer bir kolon aralığı geometri kullanılabilir.

İksa uygulamasına paralel bir iyileştirme tedbiri gereken tasarımlarda, iyileştirme uygulamasının diğer yapısal elemanlar ve çevre yapılara zarar vermemesi için alınması gereken tedbirler anlatılmalıdır. Ayrıca iyileştirme özelinde uygulama detayları da tanımlanmalıdır (örn. tapa uygulaması: su/çimento oranı, çimento dozajı, uygulanacak basınç, nozul çapı, geri çekme hızı, dönme hızı, yöntem vb.).

Tapa tasarımı Modoni ve diğ. (2016) tarafından önerilen hesap yöntemi takip edilerek yapılmıştır. Bu yöntemde Şekil P3-10(a), (b) ve (c)'de gösterilen kabarma ve borulanma kaynaklı problemlerin kesişen jet-grout kolonlarından oluşan bir kazı tabanı ıslahı hedeflenmiştir. Görüldüğü üzere üç farklı göçme durumu esas alınarak tapa tasarımı yapılmaktadır: tapa ve düşey iksa elemanlarının yüzmesi, sadece taban tapasının yüzmesi ve taban tapasının kırılması. Bu hesapların neticesinde yüzmeye karşı tesis edilmesi gereken tapa ($h_{tapa} = h_{zemin} + h_{jg}$) ve jet-grout tabakalarının kalınlıkları belirlenmelidir.



Şekil P3-9: Jet-grout ile teşkil edilen tapanın genel görünümü (Modoni ve diğ.,2016)



Şekil P3-10: (a) Taban tapası ve düşey iksa elemanlarının için kaldırma kontrolü (b) sadece taban tapası için kaldırma kontrolü (c) Taban tapasının yapısal kontrolü (Modoni ve diğ., 2016)

Önerilen yöntemde bu kabarma ve borulanmaya karşı sistemin güvenliği genel olarak aşağıda verilen eşitsizlik (P3-10) ile sağlanmaktadır:

$$V_d \leq G_d + R_d \quad (P3-10)$$

Burada;

V_d = Su kotu farkından oluşan ve sistemi toptan olarak yukarı itmeye çalışan sızıntı suyu basıncı

G_d = Sistemin stabilitesini koruyan düşey destek elemanları ve tapanın toplam ağırlığı

R_d = Zemin-düşey destek elemanı arası sürtünme direnci olarak verilmektedir.

Genel olarak bu üç terim sırasıyla aşağıda verilen eşitlik P3-11, P3-12 ve P3-13'teki gibi hesap edilir.

$$V_d = \gamma_{G,dst} \cdot \gamma_{su} \cdot (h_{su} + h_{tapa}) \cdot A_{tapa} \quad (P3-11)$$

$$G_d = \frac{1}{\gamma_{G,stb}} \cdot [(\gamma_{zemin} \cdot h_{zemin} + \gamma_{jg} \cdot h_{jg}) \cdot A_{tapa} + 2 \cdot \gamma_{beton} \cdot b \cdot (h_{kazı} + h_{tapa})] \quad (P3-12)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{G,stb}} \cdot p \cdot \int_0^{h_{kazı} + h_{tapa}} \tau \cdot dz \quad (P3-13)$$

Burada, B genişliğinde ve L uzunluğundaki dikdörtgen tapanın çevresini $p = 2 \times (B+L)$ göstermektedir. τ ise iksa yapısı ve arkasındaki zemin arasındaki sürtünmeden dolayı oluşan kayma gerilmelerini ifade etmektedir.

Şekil P3-10(a)'da kazı tabanında kesişen jetgrout kolonları ile yapılan geçirimsiz bölgenin altında oluşan sızıntı suyu basıncının, hem tapayı hem de düşey destek elemanı olarak seçilen kesişen kazıkları birlikte kaldırdığı durum gösterilmektedir. Bu durum için P3-11 eşitliğini sağlayan tapa yüksekliğinin (h_{tapa}) kazı genişliğine (B) oranı bulunur.

Şekil P3-10 (b)'de ise kazı tabanındaki stabiliteyi artırıcı tapanın, kabarma veya borulanma neticesinde düşey destek elemanlarından sıyrılması durumu şematik olarak gösterilmiştir. Bu tür göçmenin engellenmesi amacıyla; P3-12 eşitliği aşağıdaki P3-14 eşitliğine dönüştürmüştür:

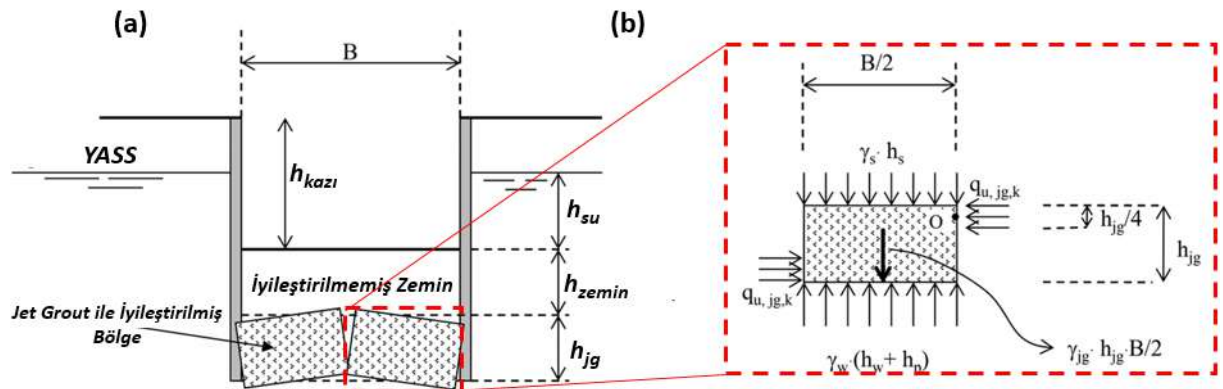
$$\begin{aligned} & \gamma_{G,dst} \cdot \gamma_{su} \cdot (h_{su} + h_{tapa}) \cdot B \\ &= \frac{1}{\gamma_{G,stab}} \cdot [(\gamma_{zemin} \cdot h_{zemin} + \gamma_{jg} \cdot h_{jg}) \cdot B \cdot h_{tapa} \\ &+ 2 \int_{h_{kazi}+h_{jet\ grout}}^{h_{kazi}+h_{tapa}} \tau \cdot dz] \end{aligned} \quad (P3-14)$$

Bu eşitlikteki kayma gerilmesi τ , düşey destek elemanı olan kesişen fore kazıklar ile tapanın arasındaki sürtünme direncinin jet-grout kolonların kohezyonu ile tanımlanmıştır ve eşitlik P3-15 ile hesaplanmıştır.

$$\int_{h_{kazi}+h_{jet\ grout}}^{h_{kazi}+h_{tapa}} \tau \cdot dz = \eta \cdot \delta \cdot q_{u,jg} \cdot h_{jg} \quad (P3-15)$$

Burada düşey destek elemanlarının yakınında jet-grout kolonlarının tam olarak teşkil edilmemesini göz önünde bulundurmak için bir azaltma faktörü uygulanır ($\eta < 1.0$). Sonuç olarak, eşitlik P3-15'den jet-grout kolonların boyu, h_{jg} ile kazı genişliği arasında bir oran hesaplanır.

Kazı destek yapısının kabarma ve borulanmaya karşı stabilitesinde yapılacak son kontrol tapanın yapısal göçme kontrolüdür. Şekil P3-11'de, Şekil P3-10(c) detaylı olarak gösterilmiştir. Bu kontrolde, Şekil P3-10(c)'de tapanın üzerinde bulunan gerilme ve kuvvetler detaylı bir biçimde sunulmuştur. Bu kuvvetlerin O noktası etrafındaki toplam momentin sıfır olacağı jet-grout kolonların yüksekliği h_{jg} belirlenir.



Şekil P3-11: (a) Tapanın yapısal göçmesi (b) tapanın sol bloğu üzerindeki kuvvetler ve moment dengesi

Tapayı oluşturan jet-grout bloğu üzerindeki kuvvetlerin O noktası etrafındaki moment dengesi eşitlik P3-16'daki gibidir.

$$\gamma_{G,dst} \cdot \gamma_{su} \cdot (h_{su} + h_{tapa}) \cdot \frac{B^2}{8} = \frac{1}{\gamma_{G,stb}} \cdot [\gamma_{zemin} \cdot (h_{tapa} - h_{jg}) + \gamma_{jg} \cdot h_{jg}] \cdot \frac{B^2}{8} + \frac{1}{\gamma_{G,stb}} \cdot \frac{3}{16} \cdot \eta \cdot q_{u,jg} \cdot h_{jg}^2 \quad (P3-16)$$

Bu denklemin çözümü olarak jet-grout ile iyileştirilmiş bölgenin yüksekliği, h_{jg} ile kazı genişliği arasında bir oran bulunur.

Bu proje kapsamında tapanın (jet-grout kolonları ile iyileştirilmiş bölgenin) yüksekliğinin üç tip göçme türünün hepsine göre güvenliği sağlayan en büyük değer olarak $h_p = 6.0 \text{ m}$ ve $h_{jg} = 5.0 \text{ m}$ olarak alınmıştır. Bu sebeple Şekil P3-12'de ekran görüntüsü verilen bir hesap tablosu oluşturulmuştur.

1. TOPTAN KABARMA GÖÇMESİ KONTROLÜ

Hesaplanan tapa kalınlığı (Soket Boyu)

$$h_p = 5.2 \text{ m}$$

$$\frac{h_p}{B} = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1 \cdot A_3}}{2A_1}$$

$$A_1 = \frac{1}{\Gamma_R \cdot \Gamma_V} k_s \cdot \tan \varphi'_a \cdot \frac{\gamma'_s}{\gamma_w}$$

$$A_3 = -\frac{h_w}{B} + \frac{1}{\Gamma_R \cdot \Gamma_V} k_s \cdot \tan \varphi'_a \cdot \left[\frac{\gamma'_s}{\gamma_w} \cdot \left(\frac{h_{exc}}{B} - \frac{h_w}{B} \right)^2 + 2 \cdot \frac{\gamma'_s}{\gamma_w} \cdot \frac{h_w}{B} \cdot \left(\frac{h_{exc}}{B} - \frac{h_w}{B} \right) + \frac{\gamma'_s}{\gamma_w} \left(\frac{h_w}{B} \right)^2 \right] + \frac{2}{\Gamma_G \cdot \Gamma_V} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_w} \cdot \frac{b}{B} \cdot \frac{h_{exc}}{B}$$

$$A_2 = -1 + \frac{1}{\Gamma_R \cdot \Gamma_V} k_s \cdot \tan \varphi'_a \cdot \left[2 \cdot \frac{\gamma'_s}{\gamma_w} \cdot \left(\frac{h_{exc}}{B} - \frac{h_w}{B} \right) + 2 \cdot \frac{\gamma'_s}{\gamma_w} \left(\frac{h_w}{B} \right) \right] + \frac{1}{\Gamma_G \cdot \Gamma_V} \left[\frac{\gamma_{jg}}{\gamma_w} \cdot a + \frac{\gamma'_s}{\gamma_w} \cdot (1-a) \right] + \frac{2}{\Gamma_G \cdot \Gamma_V} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_w} \cdot \frac{b}{B}$$

2. SADECE TAPANIN KABARMA KONTROLÜ

h_{jg} : Jet grout kolon boyu

h_p : tapa kalınlığı

$$h_p = 5.6 \text{ m}$$

$$h_{jg} = 4.56 \text{ m}$$

$$\frac{h_{jg}}{B} = \frac{\frac{h_w}{B} + \left(1 - \frac{\gamma_s}{\Gamma_V \cdot \Gamma_G \cdot \gamma_w} \right) \frac{h_p}{B}}{\frac{1}{\Gamma_V \cdot \Gamma_G} \left(\frac{\gamma_{jg}}{\gamma_w} - \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \right) + \frac{1}{\Gamma_V \cdot \Gamma_R} \frac{2 \cdot \delta \cdot q_{u,jg,k}}{\gamma_w \cdot B}} \text{ for } h_{jg} < h_p$$

3. TAPANIN KIRILMAYA KARŞI KONTROLÜ

$$h_{jg} = 5.07 \text{ m}$$

$$\frac{h_{jg}}{B} = \frac{-\frac{2}{3 \cdot \Gamma_V \cdot \Gamma_G} \left(\frac{\gamma_{jg} - \gamma_s}{\gamma_w} \right) + \sqrt{\frac{4}{9} \left(\frac{1}{\Gamma_V \cdot \Gamma_G} \frac{\gamma_{jg} - \gamma_s}{\gamma_w} \right)^2 + \frac{8}{3} \cdot \frac{1}{\Gamma_V \cdot \Gamma_R} \frac{\eta \cdot q_{u,jg,k}}{\gamma_w \cdot B} \left[\frac{h_w}{B} + \left(1 - \frac{1}{\Gamma_V \cdot \Gamma_G} \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \right) \frac{h_p}{B} \right]}}{\frac{2}{\Gamma_V \cdot \Gamma_R} \frac{q_{u,jg,k}}{\gamma_w \cdot B}} \text{ for } h_{jg} < h_p$$

Şekil P3-12: Modoni ve diğ.(2016) yöntemine göre tapanın (jet-grout kolonları ile iyileştirilmiş bölgenin) kalınlığı için tasarım

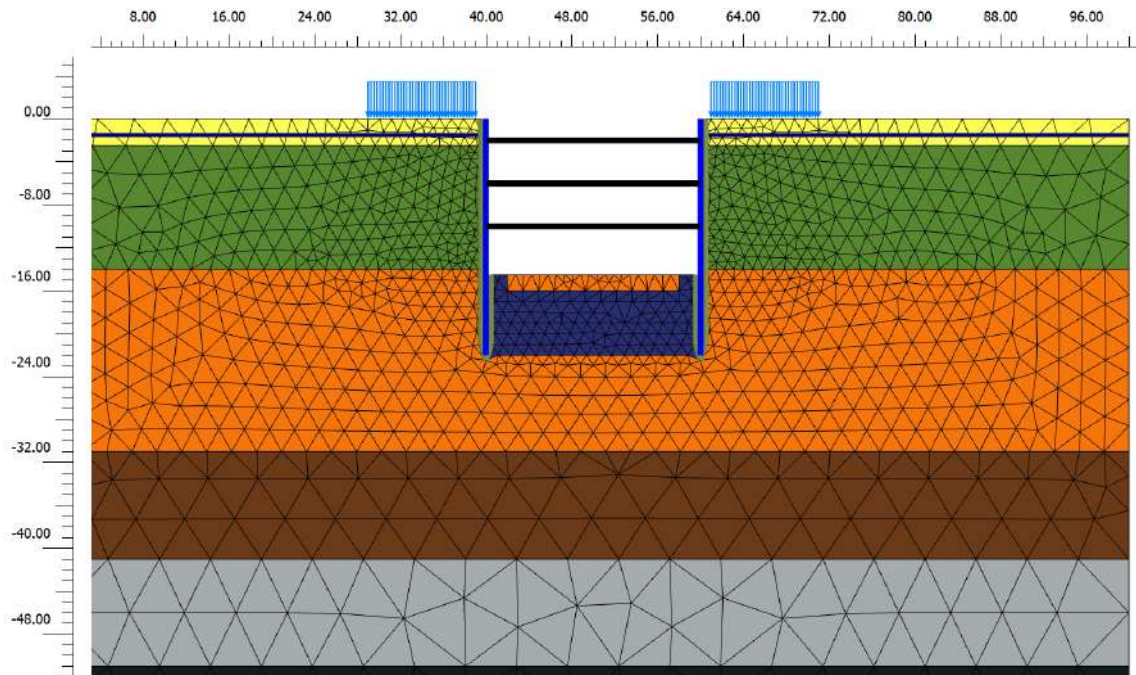
Aşama 2: Tapa ile İyileştirme Sonrası Hizmet Görebilirlik Sınır Durumu (SLS-GEO)

Şekil P3-12’de verilen hesap adımlarında yapılan tahkikler sonucunda belirlenen tapa kalınlığı sonlu elemanlar modelinde tanımlanmış (Tablo P3-5’te verilen parametrelerle) ve Aşama-1b’deki GDA analizleri toplam ve efektif gerilmeler için tekrarlanmıştır. Kesişen fore kazıklar için yatay deplasman ve kesit tesirleri hesaplanmıştır. Kazı destek yapısının tapalı durumda LEM analizi yapılmamıştır. Zira tapa tasarımı için kullanılan Modoni ve diğ. (2016) yöntemi ile üç farklı göçme durumu için stabilite kontrolleri ayrı ayrı yapılmış durumdadır.

Tapalı modele ait GDA’lar yapılırken zemin tabakaları için Hardening Soil bünye modeli ve tapa tabakası için Mohr-Coulomb bünye modeli tercih edilmiştir. Tapanın modellenmesinde kullanılan girdi parametreleri Tablo P3-5’te sunulmuştur. Kesişen jet-grout kolon parametreleri için literatürdeki alternatif kaynaklarda önerilen değerler de referans olarak alınabilir (örn: Tschuchnigg & Schweiger, 2008). Kazı tabanında kesişen jet grout kolonlar ile oluşturulan tapalı duruma ait sonlu elemanlar modeli Şekil P3-13’te verilmiştir.

Tablo P3-5: GDA’da kullanılan tapa için malzeme özellikleri ve zemin parametreleri

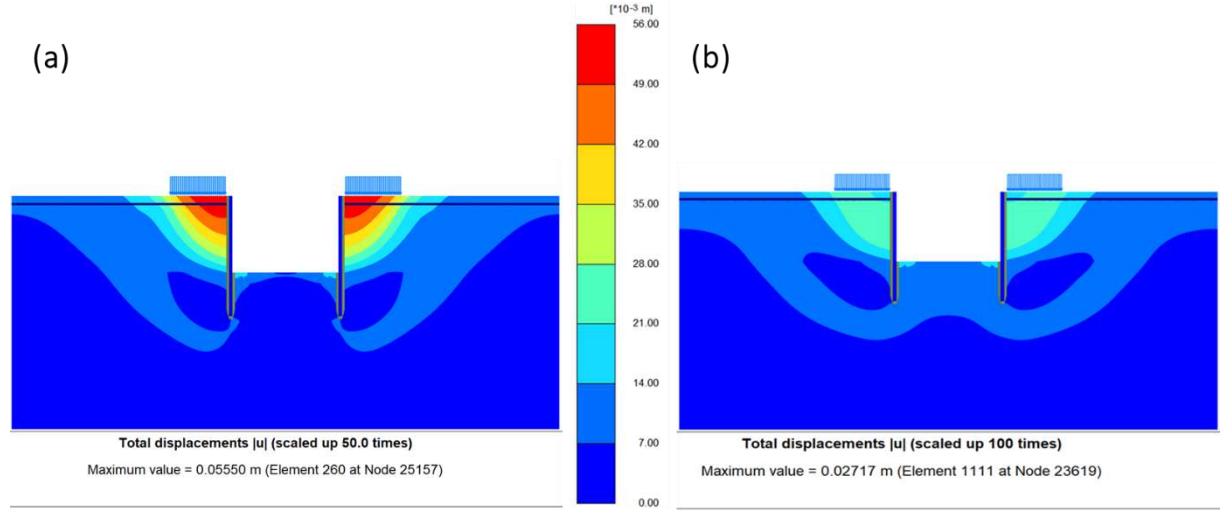
Malzeme	Bünye Modeli	Birim Hacim Ağırlık, γ (kN/m ³)	Elastisite Mod., E (kPa)	Poisson Oranı, ν (-)	Kohezyon c (kPa)	Kayma Muk. Açısı, ϕ (°)
Tapa	Mohr-Coulomb	24.0	500E3	0.25	500.0	-



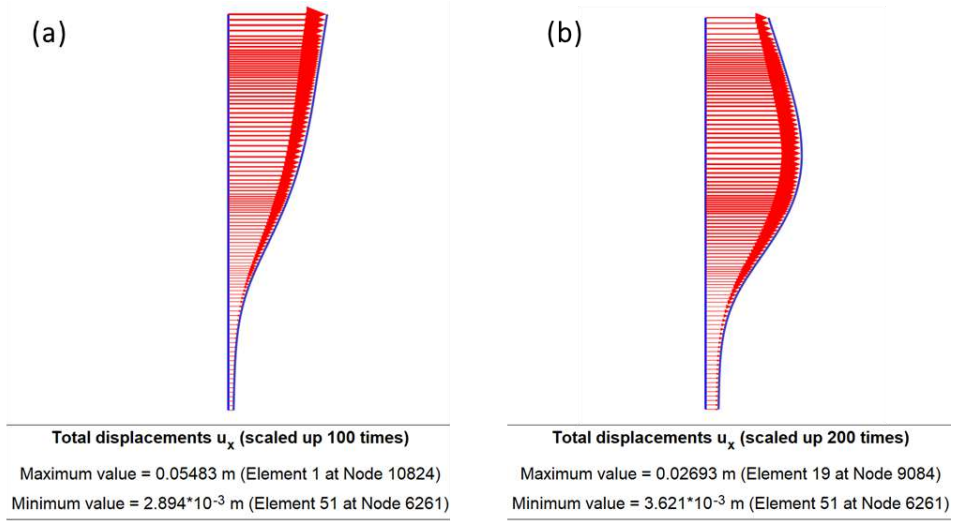
Şekil P3-13: Tapalı durum için sonlu elemanlar modeli ve ağı

Bu bağlamda inşa aşamalarının tümü dikkate alınarak: toplam deplasmanlar, fore kazık yatay deplasmanları ve kazıya 2 m uzaklıkta bulunan trafiğe açık yolun altında oluşan düşey deplasmanlar sırasıyla Şekil P3-14, Şekil P3-15 ve Şekil P3-16’da verilmektedir. Düşey ve yatay destek elemanlarına ait tasarım kesit tesir değerlerini belirlemek amacıyla, drenajlı (efektif gerilme) ya da drenajsız (toplam gerilme) durum analizleri arasında bir karşılaştırma yapılması gerekmektedir. Yapılan değerlendirme

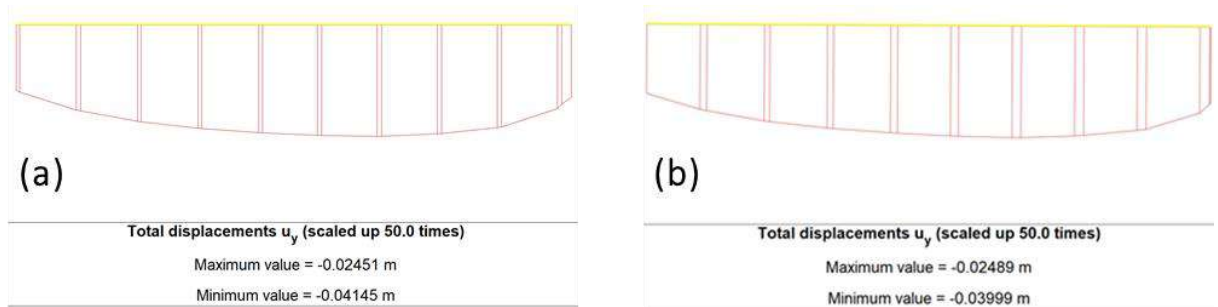
neticesinde efektif gerilme parametreleri ile yapılan GDA'dan elde edilen kesit tesirleri daha olumsuz olduğu için, hesaplanan bu değerlerin bir sonraki aşama olan yapısal elemanların tasarımında kullanılmasına karar verilmiştir.



Şekil P3-14: Aşama-10'da (plansız kazı aşamasında) hesaplanan toplam deplasman konturları
(a) efektif gerilme parametreleri ile analiz (b) toplam gerilme parametreleri ile analiz



Şekil P3-15: Aşama-10'da (plansız kazı aşamasında) kazıklardaki yatay deplasman değerleri
(a) efektif gerilme parametreleri ile analiz (b) toplam gerilme parametreleri ile analiz

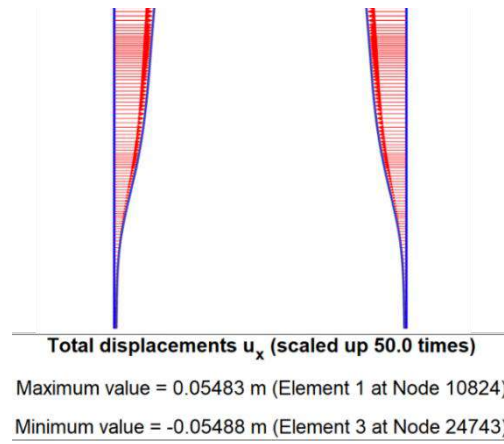


Şekil P3-16: Aşama-10'da (plansız kazı aşamasında) trafiğe açık yolda oluşan düşey deplasman değerleri (a) efektif gerilme parametreleri ile analiz (b) toplam gerilme parametreleri ile analiz

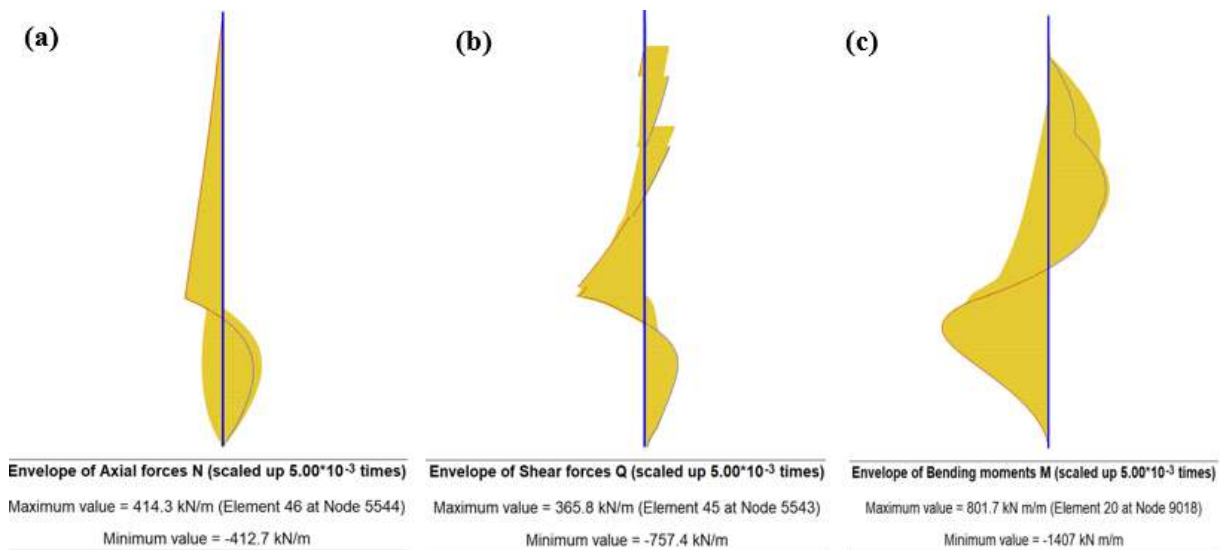
SLS kontrolü yapılırken, KDYY-Tablo 3.5’te belirtildiği üzere herhangi bir kısmi katsayı seti kullanılmaz. Yalnızca güvenliği azaltıcı değişken etkilerin 1.11 katsayısı ile artırılması gerekir. Bu nedenle SLS analizinde yol yükü 1.11 kat artırılmış ve 22.2 kPa olarak tanımlanmıştır. Gerçekleştirilen analizler neticesinde, kazı destek sistemi düşey elemanlarında plansız kazı aşamasında meydana gelen en büyük yatay deplasman $u_x = 5.5$ cm olarak hesaplanmıştır (Şekil P3-17). Bu değer proje kriteri olan $0.005 \cdot 1400 = 7.0$ cm değerinden düşüktür.

Kazı destek yapısının düşey elemanları başlangıçta belirlenen deplasman kriterleri sağlamıştır; ancak aynı tahkikin kazı yapılacak sahanın iki cephesinde 2.0 m yakınında yer alan yollar içinde yapılması gerekmektedir. Efektif gerilme analizi sonucu yol altında oluşan düşey deplasman değeri farkı (Δu_y) Şekil P3-16(a)’da verildiği üzere 1.69 cm’dir ve 1/500 statik durum için dönme kriterini sağlamıştır.

Kazıkların tasarımı için yapılacak olan betonarme hesaplarda, belirleyici unsur olacak olan kesit tesirleri (N, Q, M) değerleri Şekil P3-18(a), (b) ve (c) grafiklerinde tüm inşaat kademelerini içine alan zarf eğrileri ile birlikte sunulmuştur.



Şekil P3-17: Aşama-10’da (plansız kazı aşamasında) kazıklarda meydana gelen yatay deplasmanlar



Şekil P3-18: Tüm analiz aşamaları sonucunda kazıklarda oluşan kesit tesiri zarfları
(a) Normal Kuvvet (b) Kesme Kuvveti (c) Eğilme Momenti

Aşama 3: Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Bu bölümde ilk olarak yatay destek elemanının eksenel yük taşıma kapasitesi tasarım esaslarında belirtilen yük kombinasyonları ile kontrol edilir. Bu nedenle yük kombinasyonlarında kullanılan $G_{k,GEO}$, G_k , $Q_{k,temp}$ ve $Q_{k,tesadüfi}$ yüklerinin bu aşamada hesaplanması gerekmektedir.

$G_{k,GEO}$ değeri SLS ve ULS yükleme durumlarında en olumsuz inşaat aşamasında yatay destek elemanına gelen eksenel yükler (P_{SLS} , P_{ULS}) kullanılarak hesaplanır. Daha sonra büyük olan değerler seçilip yük kombinasyonlarında kullanılarak en olumsuz durumun temsil edilmesi amaçlanır.

P_{SLS} değeri SLS analizlerindeki en olumsuz inşaat aşamasında 1537.9 kN olarak bulunmuştur (Tablo P3-6). Bu değer SLS analizinden bulunduğu için, $G_{k,GEO}$ değeri her yük kombinasyonu için farklı değerler olacaktır.

Tablo P3-6: SLS-GEO analizlerinde borularda hesaplanan en büyük yük (P_{SLS})

Boru No	Boru Y koordinatı	N_{maks} [kN]
1	-2.0	1108.418
2	-6.0	1537.879
3	-10.0	510.533

$$LC1 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{Sd} = 1.4 * 1537.9 * 1 = 2153.1 \quad (P3-17)$$

$$LC2 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{Sd} = 1.2 * 1537.9 * 1 = 1845.5 \quad (P3-18)$$

$$LC3 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{Sd} = 1.0 * 1537.9 * 1 = 1537.9 \quad (P3-19)$$

P_{ULS} değerini hesaplamak için SLS analizindeki yükleme koşulları ve malzeme parametreleri, KDYY Tablo 2.1'deki kısmi katsayılar ile revize edilerek ULS analizi yapılmıştır. Buradan P_{ULS} değeri, en olumsuz inşaat aşamasında 1683 kN olarak hesaplanmıştır (Tablo P3-7).

$$G_{k,GEO} = P_{ULS} * \gamma_{Sd} = 1683 * 1 = 1683 \text{ kN} \quad (P3-20)$$

Tablo P3-7: ULS-GEO analizlerinde borularda hesaplanan en büyük yük (P_{ULS})

Boru No	Boru Y koordinatı	N_{maks} [kN]
1	-2.0	1140.586
2	-6.0	1683.071
3	-10.0	534.759

Yapılan hesaplamalar sonucunda $G_{k,GEO}$ değerinin LC1 ve LC2 yük kombinasyonları için SLS analizinde, LC3 yük kombinasyonu için ise ULS analizinde daha büyük bir değerde olduğu görülmektedir. Bu nedenle en olumsuz durumu temsil etmek amacıyla LC1 ve LC2 yük kombinasyonları için SLS analizi, LC3 için ise ULS analizi sonucu ile hesaplanan $G_{k,GEO}$ değeri kullanılacaktır (Tablo P3-8).

Tablo P3-8: LC1, LC2 ve LC3 hesabında kullanılacak $G_{k,GEO}$ değerinin seçimi

$G_{k,GEO}$	P_{SLS} [kN]	P_{ULS} [kN]	Seçilen [kN]
LC1 için	2153.1		2153.1
LC2 için	1845.5	1683.1	1845.5
LC3 için	1537.9		1683.1

Desteğin ağırlığı (G_k) bulunurken çeliğin özgül ağırlığından faydalanılır. Çeliğin özgül ağırlığı 7.85 gr/cm^3 'tür. Buna göre;

$$G_k = \rho_s * A * L = 7.85 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} * 558.42 \text{ cm}^2 * 2000 \text{ cm} = 8767 \text{ kg} = 87.7 \text{ kN} \quad (\text{P3-21})$$

Yatay destek elemanının servis ömrü boyunca maruz kalacağı ısı etkileri ($Q_{k,temp}$) “İçten Destekli Sistemler İçin Tasarım Kriterleri” bölümünde açıklanmış ve bu problem için (Tablo P3.3) 1675.3 kN olarak hesaplanmıştır. Destek elemanının üzerinde 1 kN/m büyüklüğünde bir yük varmış gibi kabul edilerek tesadüfi etkiler dikkate alınmıştır.

$$Q_{k,tesadüfi} = 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 20 \text{ m} = 20 \text{ kN} \quad (\text{P3-22})$$

Bulunan tüm etkiler kullanılarak tasarım esaslarında açıklanan yük kombinasyonları hesaplanır.

$$LC1 : 1.4 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.0 * Q_{k,temp} = 1.4 * 87.7 + 1.0 * 2153.1 + 1.0 * 1675.3 = 3951.2 \text{ kN} \quad (\text{P3-23})$$

$$LC2 : 1.2 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.6 * Q_{k,temp} = 1.2 * 87.7 + 1.0 * 1845.5 + 1.6 * 1675.3 = 4631.2 \text{ kN} \quad (\text{P3-24})$$

$$LC3 : 1.0 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 0.5 * Q_{k,temp} + 1.6 * Q_{k,tesadüfi} = 1.0 * 87.7 + 1.0 * 1683 + 0.5 * 1675.3 + 1.6 * 20 = 2640.4 \text{ kN} \quad (\text{P3-25})$$

Kullanılan yatay destek elemanının burkulma dayanımı 15602 kN 'dur. Hesaplanan yük kombinasyonlarının tümünün bu değerden daha düşük olduğu anlaşılmaktadır. Ön tasarımın uygunluğu limit denge ve gerilme deformasyon analizleri ile gösterilmiş, yatay destek çelik boru profillerinin yapısal kontrolleri de yapılmıştır. Bir sonraki adımda düşey destek elemanı olarak seçilen betonarme fore kazıkların tasarıma esas kesit tesirleri Tablo P3-9'da sunulmuştur.

Tablo P3-9: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri

	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	414.3	1.0	1.35	559.3
Kesme kuvveti (kN)	757.4	1.0	1.35	1022.5
Eğilme momenti (kNm)	1407.0	1.0	1.35	1900

Yukarıdaki tabloda verilen tasarıma esas kesit tesirlerine karşı seçilen $\phi 80 \text{ cm}$ 'lik betonarme kazıkların eğilmeye karşı içerisine konulacak eğilme donatılarının ne olacağı; kaymaya karşı beton kesitin yeterli olup olmayacağı sırasıyla Tablo P3-11 ve Tablo P3-12'de sunulmuştur. Ayrıca betonarme kazıkların imalatı için kullanılacak malzemeler ve özellikleri Tablo P3-10'de gösterilmiştir. Donatı alanlarının hesaplanmasında S420 çeliği ve daire kesitler için hazırlanan karşılıklı etki diyagramları ve betonarme abaklar kullanılmıştır.

Tablo P3-10: Fore kazık tasarımıda kullanılan malzeme özellikleri

MALZEME ÖZELLİKLERİ	
Beton Sınıfı	BS30
Çelik Sınıfı	S420
f'_{cd} (MPa)	17.0
f_{ctd} (MPa)	1.25
f_{yd} (MPa)	365
Pas Payı (cm)	5.0

Tablo P3-11: Fore kazık betonarme hesap sonuçları

FORE KAZIK EĞİLME DONATISI	
Kazık Çapı, b (cm)	100
Kazık Kesit Alanı, A_c (m ²)	0.785
Eksenel Kuvvet, N_d (kN)	559.3
Eğilme Momenti, M_d (kNm)	1900
n_d , ($N_d / (A_c \times f'_{cd})$)	0.042
m_d , ($M_d / (A_c \times f'_{cd} \times b)$)	0.142
Donatı Oranı, ρ_m	0.38
Donatı Alanı, A_s (m ²); $A_s = (\rho \times A_c) / (f_{yd} / f'_{cd})$	0.0139
Donatı Alanı, A_s (cm ²)	139
A_{smin} (cm ²) (%1. A_c)	78.5
Seçilen Donatı	18ϕ32
Seçilen Donatı Alanı, $A_{s\text{tasarım}}$ (cm ²)	70.7
Kullanılan donatı miktarı yeterli mi?	UYGUN

Tablo P3-12: Fore kazık kayma donatısı sonuçları

FORE KAZIK KAYMA DONATISI	
Faydalı Genişlik, d (cm)	95
Kesme Kuvveti, T_d (kN)	1022.5
Beton Kesiti Kesme Dayanımı, T_{beton} $T_{\text{beton}} = 0.80 \times (0.65 \times f_{ctd} \times b \times d)$	617.5
$T_{\text{beton}} < T_d$ (Kesme kuvveti beton tarafından karşılanamıyor. İlave kayma donatısına ihtiyaç VAR.)	
Donatının Karşılması Gereken Kesme Kuvveti, T_s $T_s = T_d - T_{\text{beton}}$	405
Gerekli Kesme Donatısı Alanı, A_s (mm ²) $A_s = (T_s \times s) / (f_{yd} \times d)$	175.2
Seçilen Kayma Donatısı	ϕ10/15cm
Seçilen Kayma Donatı Alanı, A_s (mm ²)	550

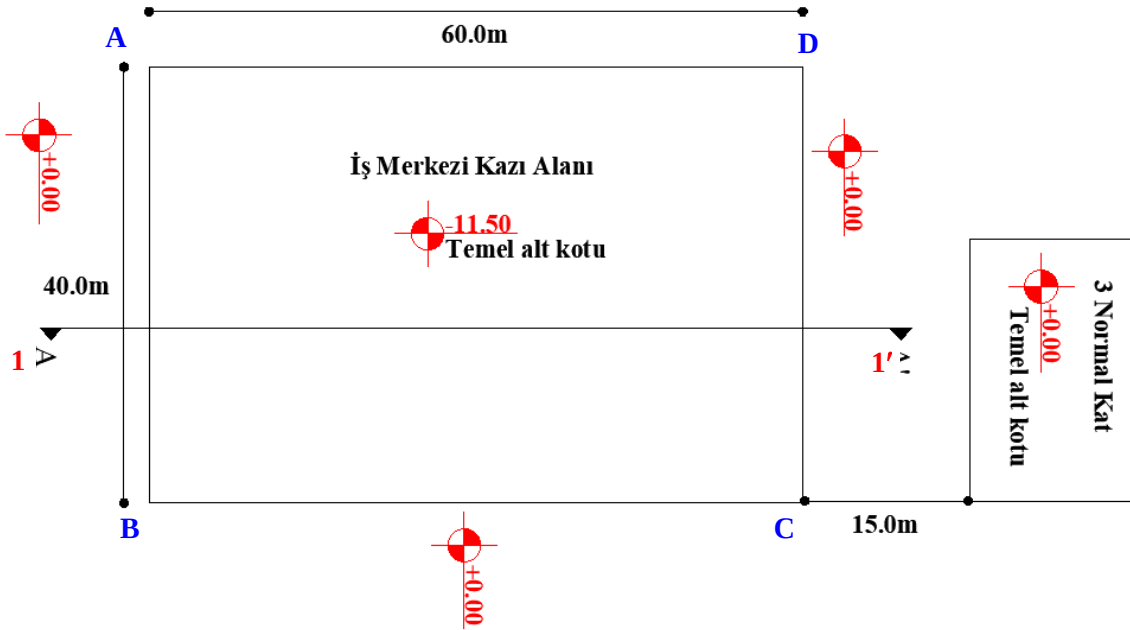
İçten destekli sistemlerde kuşak kirişi (betonarme veya çelik profil) seçimi ve kuşak kirişinin çelik boru ile bağlantısı (bulon, bayrak ve kaynak detayı vb.) boru kesit hesabı kadar önemlidir. Çok çeşitli kuşak ve bağlantı tasarımı yapılabilir. Bununla birlikte bu proje çözümü kapsamında yapılan hesaplarda betonarme ve çelik kesit tasarımına ait hesaplar verilmemiştir. Geoteknik Sorumlu gerçek bir projenin çözümünde bu detayların hesabını “tasarım raporunda”, detay çizimleri ise “geoteknik proje çizimlerinde” verilmelidir.

Çizimlerle ilgili yardımcı dokümanlar “Bölüm 7. Tipik Yapısal Detaylar” kısmında verilmektedir.

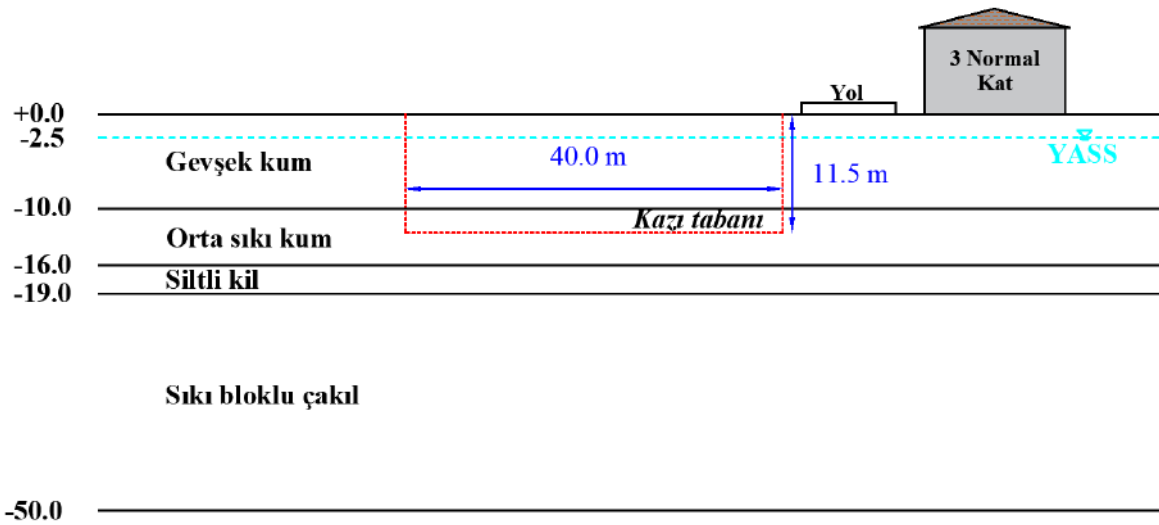
P4 - DİYAFRAM DUVARLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI

P4-1: Projenin Tanıtımı

Su seviyesinin çok yüksek olduğu kalın kum depozitlerinde 2 adet bodrum kat, 1 adet zemin kat ve 3 adet normal kata sahip bir iş merkezi inşa edilecektir. Binanın bodrum katları için 11.5 m derinliğinde bir kazı yapılacaktır. Parselin boyutları 40 m x 60 m olup üç cephesinde sokak, bir cephesinde cadde ve caddenin kenarında 3 katlı bir bina bulunmaktadır. Proje alanının vaziyet planı Şekil P4-1’de, Zemin ve Temel Etüdü Veri ve Geoteknik Raporları kullanılarak elde edilen zemin profili ise Şekil P4-2’de gösterilmiştir.



Şekil P4-1: Proje sahasına ait plan görünümü



Şekil P4-2: Zemin profili ve kazı derinliği

P4-2: Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Zemin ve Temel Etüdü raporlarına göre arazide genelde kumlu zeminler (SP, SW, SM) yer almaktadır. İlk 10 m’de gevşek kumların olduğu görülmektedir. Zemin yüzeyinden 19-23 m aşağıda drenajsız kayma mukavemeti 50 kPa olan ve siltli kil olarak tanımlanan birim bulunmaktadır. 3-4 m kalınlığındaki kil zeminin altında ise sıkı kumlu çakıllar yer almaktadır. İlk 20 m’deki kumlu zemin tabakalarının ortalama düzeltilmiş SPT N değerleri 7-17 arasındadır. MASW ile elde edilen kayma dalgası hızları $V_s=180-300$ m/s arasında değiştiği belirlenmiştir.

Kum ve çakıl tabakalarının kayma mukavemeti açısı Hatanaka ve Uchida (1996)’nın kumlu zeminler için önerdiği

$$\phi' = \sqrt{15.4(N_1)_{60}} + 20^\circ \quad (P4-1)$$

bağıntısı ile hesaplanmıştır. Buna göre düzeltilmiş ortalama SPT $(N_1)_{60}$ değerleri gevşek-orta sıkı kum birim için 12 ile 16 arasında elde edilmiştir. SPT vuruş sayıları mukavemet parametrelerini elde etmek için kullanıldığında (Bağıntı P4-1) kayma mukavemeti açısının $\phi'=32-35^\circ$ civarında olacağı görülmüştür. Bununla birlikte, Tablo P4-1’de tanımlanan ilişkilerle de benzer kayma mukavemeti açıları elde edilmektedir. Kil birim derinde olduğu için örselenmemiş numune alınmamış ve drenajsız kayma mukavemeti Tablo P4-2’de SPT N değeri kullanılarak tahmin edilmiştir. Bu tabaka derinde olduğu için efektif parametrelerinin belirlenmesine ihtiyaç duyulmamıştır.

Tablo P4-1: Kumların SPT N değerlerine göre kayma mukavemeti açısı (Look, 2007)

Kumun Tanımlaması	Relatif Sıklık, (D _r)	SPT N Değeri		Kayma Muk. Açısı
		Ham	Düzeltilmiş	
Çok Gevşek	< %15	$N \leq 4$	$N_{1,60} \leq 3$	$\phi < 28^\circ$
Gevşek	%15-35	$N = 4 - 10$	$N_{1,60} = 3 - 8$	$\phi = 28 - 30^\circ$
Orta sıkı kum	%35-65	$N = 10 - 30$	$N_{1,60} = 8 - 25$	$\phi = 30 - 40^\circ$
Sıkı	%65-85	$N = 30 - 50$	$N_{1,60} = 25 - 42$	$\phi = 40 - 45^\circ$
Çok sıkı	> %85	$N > 50$	$N_{1,60} = 42 - 60$	$\phi = 45 - 50^\circ$

Tablo P4-2: Killerin SPT N değerlerine göre drenajsız kayma mukavemeti (Look, 2007)

Kilin Tanımlaması	SPT N	Drenajsız Kayma Mukavemeti, Su (kPa)
Çok Yumuşak	≤ 2	0 - 12
Yumuşak	2-5	12 - 25
Orta Katı	5-10	25 - 50
Katı	10-20	50 - 100
Çok Katı	20-40	100 - 200
Sert	> 40	> 200

Arazide kumlu zeminler olması nedeniyle laboratuvar deneyleri yapılamamıştır. Elastisite modüllerinin elde edilmesi için MASW ölçümü sonuçlarına göre tespit edilen V_s hızları kullanılması tercih edilmiştir. Dinamik modüllerden statik modüllere geçmek için Alpan (1970) tarafından önerilen ilişki

kullanılmıştır (Şekil P1-5). Statik yüklerde teğet elastisite modülü (E_o) ile sekant elastisite modülü (E_{50}) arasında $E_o/E_{50}=3.0$ ilişkisi kullanılmıştır. Kayma modülü ve elastisite modülü referans gerilmeye (p_{ref}) bağlıdır ve burada $p_{ref}=100$ kPa kullanılmıştır (Tablo P4-3).

Kazı süresi boyunca iksa çukurunun kuru tutulması istenilmektedir. Su kotu farkı ve arazide iri daneli zeminlerin bulunması nedeniyle kaldırma (yüzme) ve borulanma problemlerinin ortaya çıkma olasılıkları irdelenmelidir. Yeraltı suyu akım hesapları için zeminlerin permeabilite katsayısına (k) ihtiyaç bulunmaktadır. Arazide yapılan lugeon deneylerinden ve laboratuvarda temsili numunede gerçekleştirilen düşen seviyeli permeabilite deneylerinden elde edilen değerler Tablo P4-4'te görülebilir.

Tablo P4.3 ve Tablo P4.4'te verilen karakteristik parametreler değerlendirilmiş ve kazı destek yapısının hesaplarında kullanmak için seçilen tasarım parametreleri Tablo P4-5'teki gibi belirlenmiştir.

Tablo P4-3: V_s ile hesap edilen kayma modülü (G) ve elastisite modülü (E) değerleri

Birim	Dinamik Parametreler					Seçilen E_d/E_s	Statik Parametreler			
	V_s (m/s)	v	γ (kN/m ³)	$G_{o,ref}$ (MPa)	$E_{ur,ref}$ (MPa)		$E_{o,s}$ (MPa)	$E_{ur,ref}$ (MPa)	E_{ur}/E_{50} -	$E_{50,ref}$ (MPa)
Gevşek kum	180	0.20	19.6	64	153	5.0	31	31	3.0	10
Orta sıkı kum	250	0.20	20.2	126	303	3.2	94	94	3.0	31
Siltli kil	180	0.20	18.4	60	143	5.0	29	29	3.0	10
Sıkı bloklu çakıl	385	0.20	20.4	302	726	1.6	462	462	3.0	154

Tablo P4-4: Zeminlerin karakteristik permeabilite katsayısının tayini

Zemin/kaya birimi	Arazi deneyi (Lugeon)	Laboratuvar deneyi (Sabit seviyeli)	Seçilen
Gevşek kum	$k = 1.0E-5$ m/s	-	$k = 1.0E-5$ m/s
Orta sıkı kum	$k = 5.0E-6$ m/s	$k = 5.0E-4$ m/s	$k = 5.0E-6$ m/s
Siltli kil	$k = 2.0E-8$ m/s	$k = 1.8E-7$ m/s	$k = 2.0E-8$ m/s
Sıkı bloklu çakıl	$k = 2.0E-4$ m/s	-	$k = 2.0E-4$ m/s

Tablo P4-5: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	k (m/s)	K_o	Toplam Gerilme				Efektif Gerilme			
				p'_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	p'_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Gevşek kum	17.5	$1.0E-5$	0.59	100	10	5	24	100	10	5	24
Orta sıkı kum	17.5	$5.0E-6$	0.47	100	30	5	32	100	30	5	32
Siltli kil	17.0	$2.0E-8$	0.59	100	20	50	0	100	10	1	24
Sıkı bloklu çakıl	19.0	$2.0E-4$	0.3	100	150	1	40	100	150	1	40

P4-3: Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Bu bölümde, projenin ön tasarım aşamasında göz önünde bulundurulacak kriterler, kabuller ve proje sahasının yapılaşma açısından güncel durumu ele alınmıştır.

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kazı destek yapısına 15 m uzaklıkta, temeli yüzeyde olan üç katlı eski bir bina mevcuttur. Binadan aktarılan karakteristik yük 30 kPa mertebesindedir. Bina ile kazı destek yapısı arasında yaklaşık 10 m genişliğinde bölünmüş bir karayolu bulunmaktadır. Yoldaki trafikten kaynaklanan ilave karakteristik yük 10 kPa olarak kabul edilmiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

Kazının bütün cephelerinde kazı derinliği 7.0 ila 25.0 m arasındadır. Yeraltı suyunun yüksek olduğu bu projede kazı kategorileri aşağıdaki gibidir.

- A-B arası $\Rightarrow$ KK-2
- B-C arası $\Rightarrow$ KK-2
- C-D arası $\Rightarrow$ KK-2
- D-E arası $\Rightarrow$ KK-2

Projenin bütün cepheleri Kazı Kategorisi-2'dir. Eğer herhangi bir cephe başka bir kategoriye girerse, o cephenin de analizinin yapılması gerekmektedir. Bununla birlikte, burada hesap kesiti olarak C-D arası seçilmiş ve bu kısmın hesapları gösterilmiştir.

Kazı Destek Sistemi Seçimi

Kazı destek yapısı aşağıdaki esaslara göre belirlenmiştir.

- Suya doygun gevşek-sıkı kumlu zemin profili gözlenen sahada geçirimsiz bir iksa duvarı oluşturulması hedeflenmiştir. Geçirimsizlik yapısı olarak diyafram duvar uygulaması tercih edilmektedir. Hem uygulama sırasında sızdırmazlık hem de sonrasında izolasyon tedbirleri bakımından kesişen kazıklı iksa sistemlerine göre nispeten daha sorunsuz bir uygulama olması nedeniyle diyafram duvar kullanılması tercih edilmektedir. Diyafram duvar için KDYY-Tablo 1.2'de tanımlanan kazı derinlikleri bu proje hedefleriyle uyumludur.
- İksa sistemi üzerinde etkili olan yatay deplasmanların izin verilebilir sınırlar içerisinde kalması gerekliliği nedeniyle yatay destek elemanlarının kendi delen ankrajlarla (IBO bulon) teşkil edilmesi düşünülmektedir. Suya doygun gevşek kum zeminlerde özellikle delgi takımı çekildikten sonra kuyu içinde dökülmeler gözlenir ve uygulamaya devam etmek neredeyse olanaksız hale gelebilir. Kazı geometrisinin büyük olması nedeniyle içten destekli boru sistemler makul bir çözüm değildir.

Deplasman Kriterleri

Bu projede dikkate alınan deplasman kriterleri;

- Kazı nedeniyle komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme miktarı statik yükleme durumunda 1/500 değerini aşmamalıdır.
- Yatay deplasmanlar için $\delta h=0.0025H$ değeri üst limit olarak alınmıştır. Kazı derinliği 11.5 m olduğu için yatay iksa deplasmanları için $\delta h=2.9$ cm üst sınır değer olarak kullanılabilir.

Deprem Etkisi

Projede kazı destek yapısı geçici ve kazı derinliği $H < 15$ m olduğu için KDYY-Tablo 2.6'ya göre deprem etkisi dikkate alınmamıştır. Eğer herhangi bir cephenin kazı derinliği 15m'yi geçseydi, o cephenin hesaplarına statik-eşdeğer hesap da eklenmeliydi.

Halat Kapasitesi

Kendi delen ankrajlar için dış çapı 64mm, iç çapı 51mm olan içi boş boru kesitli çelik tercih edilmiştir. Bu ankrajların nihai dayanımı 950 kN'dur.

Kök Kapasitesi

Ankraj kök bölgesinde oluşması beklenen ankraj nihai çeper sürtünmesi KDYY- Tablo 3.2. esas olarak,

- Gevşek kum zemin için $\tau_f = 250$ kPa
- Orta sıkı kum zemin için $\tau_f = 450$ kPa

olarak seçilmiştir. Bu problemde güvenlik sayısı $\xi = 2.5$ olarak alınarak karakteristik değerler hesaplanmıştır (KDYY-Bölüm 3.2.2.3.e). Ankraj delgi çapı $D = 18$ cm ve kök boyu $L_{tb} = 9$ m olan bir ankrajın kök boyunca “ankraj kökü nihai, T_f (Bağıntı P4-2), karakteristik, T_k (Bağıntı P4-3) ve tasarım, T_d taşıma kapasitesi (Bağıntı P4-4)” değerleri aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$T_f = (\pi * D * L_{tb}) * \tau_f \quad (P4-2)$$

$$T_k = T_f / \xi \quad (P4-3)$$

$$T_d = T_k / \gamma_a \quad (P4-4)$$

Gevşek kum tabakası için nihai, karakteristik ve tasarım taşıma kapasitesi:

$$T_f = (\pi * D * L_{tb}) * \tau_f = (3.14 * 0.18 * 9.0) * 250 \approx 1272 \text{ kN}$$

$$T_k = T_f / \xi = 1272.35 / 2.5 = 509 \text{ kN}$$

$$T_d = T_k / \gamma_a = 508.94 / 1.1 = 463 \text{ kN}$$

Orta sıkı kum tabakası için nihai, karakteristik ve tasarım taşıma kapasitesi:

$$T_f = (\pi * D * L_{tb}) * \tau_f = (3.14 * 0.18 * 9.0) * 450 \approx 2290 \text{ kN}$$

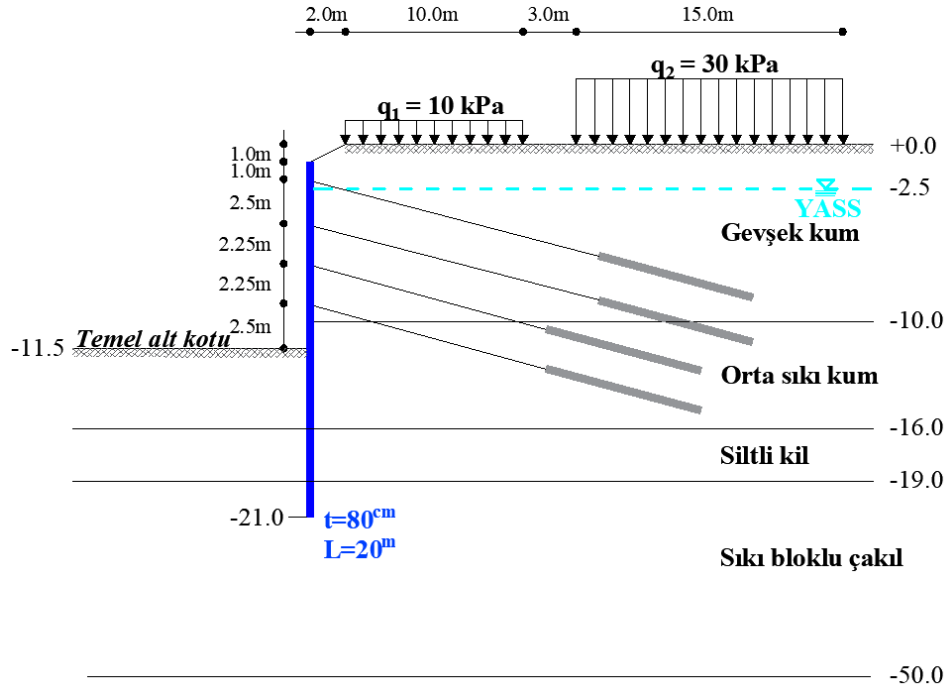
$$T_k = T_f / \xi = 2290.22 / 2.5 = 916 \text{ kN}$$

$$T_d = T_k / \gamma_a = 916.09 / 1.1 = 833 \text{ kN}$$

P4-4: Analizler

Sayısal hesaplara esas teşkil eden kesitin yeri sahaya ait plan görüntüsü olan Şekil P4-1'de 1-1' olarak gösterilmiştir. Yapılan ön değerlendirme çalışmaları sonucunda dört sıra kendi delen zemin ankrajı ile desteklenmiş 80 cm kalınlığında ve 20.0 m boyunda diyafram duvarlı iksa sisteminin ön tasarımı

yapılmıştır. Kazı derinliği 11.5 metredir. Ankrajlar düşeyde 2.25-2.5 metre, yatayda ise 2.8 m aralıklar ile tasarlanmıştır. Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti Şekil P4-3'te verilmiştir.



Şekil P4-3: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti

Ön tasarım ile belirlenen sistemin göçme sınır durumu (ULS) ve hizmet görebilirlik sınır durumu (SLS) şartları için kontrol edilmesi gerekir. Bu amaçla, ilk olarak düşey destek elemanının soket boyu literatürde genel kabul görmüş analitik bir yöntem ile hesaplanmıştır. Hesaplanan soket boyu, ön tasarımla belirlenen iksa geometrisi (ankraj ve diyafram duvar) ve daha önce belirlenen zemin parametreleri kullanılarak öncelikle limit denge analizleri (LEM) ile sistemin toplam ve efektif yükleme şartlarındaki genel stabilitesi kontrol edilmiştir (ULS-GEO). Yeraltı su seviyesinin yüksek ve suya doygun kumların baskın olduğu bu proje özelinde, KDYY-Tablo 3.5'te yer alan malzeme ve yük kısmi katsayıları kullanılarak, borulanma ve su basıncı etkisiyle kazı tabanında kabarma problemleri için güvenlik durumu incelenmiştir. Son olarak, düşey ve yatay destek elemanlarına etkiyen kesit tesirlerini belirlemek ve kazı nedeniyle zemin yüzeyinde ve çevre yapılarda oluşan yatay ve düşey deformasyonların izin verilen deplasman kriterlerini sağlayıp sağlamadığını kontrol etmek için sonlu elemanlar metodu kullanılarak (SLS) analizleri yapılmıştır.

Tasarım Parametreleri

Bu bölümde problemin çözümü için seçilen zemin bünye modeli ve parametreleri, yeraltı su seviyesi, yükleme koşulları gibi tasarıma esas olan konular hakkında bilgi verilmektedir. Sahada hakim olan kum ve kil birimlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı Hardening Soil bünye modeli ile tanımlanmıştır. Sahada yeraltı suyu yüzeye çok yakın bir konumda bulunduğundan tüm birimleri etkilemektedir. Bu nedenle hem kısa dönem hem de uzun dönemde oluşabilecek etkileri dikkate almak amacıyla drenajlı ve drenajsız durumda gerilme deformasyon analizleri yapılmıştır. SLS kontrollerinde, aynı sonlu elemanlar modeli üzerinden drenajlı ve drenajsız durumlarda farklı parametrelerle analizler yapılarak her durumda deplasmanlar ve kesit tesirleri kontrol edilmelidir. Bu nedenle, drenajsız durum analizlerinde Tablo P4-5'te toplam gerilmeler sütununda verilen parametreler kullanılırken, uzun dönem davranışı modellemek için aynı tablonun efektif gerilmeler sütununda verilen değerler kullanılmıştır.

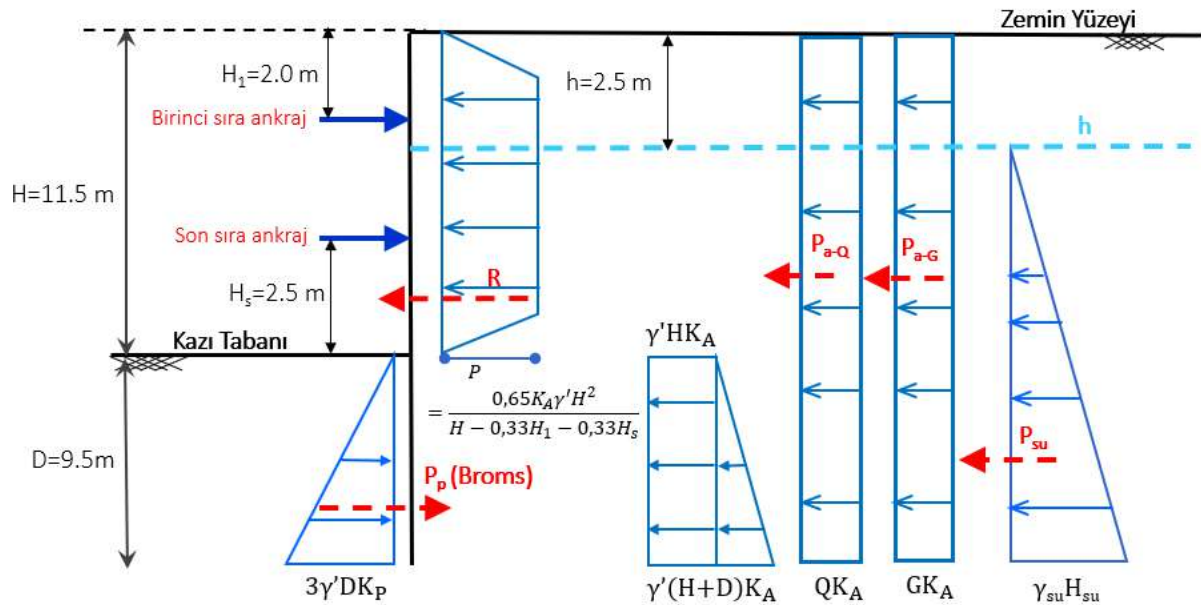
SLS şartları için yapılan GDA analizlerinde düşey destek elemanları doğrusal elastik bünye modeli ile betonarme perde “*plate*” eleman olarak tanımlanmıştır. Benzer şekilde, yatay destek ankrajlar ise yine doğrusal elastik bünye modeli ve “*node to node anchor*” seçeneği ile hesaplara dahil edilmiştir.

Tablo P4-6: Sonlu elemanlar yazılımında kullanılan yapısal elemanlara ait girdi parametreleri

Parametre	Diyafram duvar h =0.8 cm	Kendi delen ankraj d=64 mm	Kendi delen ankraj kökü, D=0.18m
EA (kN/m)	20.0E6	430.0E3	90.8E3
EI (kN/m ² /m)	1.1E6	-	-
w (kN/m/m)	4.0	-	-
v	0.2	-	-

Aşama 1: Soket Boyu Kontrolü

Düşeyde diyafram duvar ve yatayda dört sıra kendi delen ankrajla teşkil edilmesi planlanan kazı destek sistemi için ilk aşamada $GS \geq 1.0$ kriterini sağlayacak soket boyu belirlenmelidir. Bu amaçla, ankrajlı sistemlere etkiyen aktif toprak basıncı, KDYY-3.2.2.1 ve Şekil 3.2’de verilen kumlar için yatay toprak basıncı dağılımları ile tanımlanabilir. Yeterli güvenlik sayısını verecek uygun soket boyu Broms (1965) tarafından önerilen yöntem kullanılarak belirlenebilir. Bu yöntemle ilgili detaylı bilgi ve hesap adımları; bu kitabın “P7- Fore Kazıklı ve İçten Destekli Kazı Destek Yapısı” başlıklı projesinde açıklanmıştır. Broms (1965) tarafından önerilen yöntem kullanılarak kumlu zeminler için oluşturulan sistem dengesine ait şematik görüntü Şekil P4-4’te verilmiştir.



Şekil P4-4: Soket boyu kontrolünün kohezyonlu zeminlerde Broms (1965) yöntemine göre yapılması

Şekil P4-4’te gösterilen kuvvetler, KDYY-Tablo 2.1’de verilen güvenliği arttırıcı ve azaltıcı kısmi faktörler ile güncellenir ve sistemin güvenlik sayısı belirlenir. Tablo P4-7’de kısmi faktörlerin etkidiği nihai yatay kuvvetler gösterilmiştir.

Bu örnekteki gibi suya doymun kum zeminlerin hakim olduğu bir zemin profilinde yapılan iksa yapısına, civarda bulunan geçici ya da kalıcı yapılardan dolayı etkiyecek yatay basınçların hesaplanmasında aktif yatay toprak basıncı katsayısı K_A 'nın doğru olarak tayin edilmesi soket boyu kontrolünde oldukça belirleyicidir. Bu problem özelinde, KDYY-3.2.2.1'de verilen bağıntı (B.3.2) kullanılarak $K_A=0.26$ olarak hesaplanmıştır. Ayrıca bağıntı (P4-6) kullanılarak pasif toprak basıncı katsayısı $K_P= 3.85$ olarak hesaplanmıştır.

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (P4-5)$$

$$K_P = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (P4-6)$$

Tablo P4-7: Kısmi faktörler ile güncellenen yatay kuvvetler

	Basınç kN/m^2	Kısmi Faktörler (KDYY Tablo2.1)	Kısmi Faktörler ile Güncellenmiş Kuvvet kN/m
P_p	$3\gamma'HK_P = 3 * 9 * 9.5 * 3.85 = 988.0$	Pasif Zemin Direnci $\gamma_{RE}=1.4$	$988.0 * 9.5 * 0.5/1.4 = 3352.14$
P_{a-G}	$G K_A = 30 * 0.26 = 7.8$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst}=1.35$	$7.8 * (2.5 + 9.5) * 1.35 = 126.36$
P_{a-Q}	$Q K_A = 10 * 0.26 = 2.6$	Güvenliği azaltıcı değişken etki $\gamma_{Q,dst}=1.50$	$2.6 * (2.5 + 9.5) * 1.50 = 46.8$
P_{a1}	$\gamma'HK_A = 9 * 11.5 * 0.26 = 26.91$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst}=1.35$	$26.91 * 9.5 * 1.35 = 345.12$
P_{a-2}	$\gamma'(H + D)K_A = 9 * (11.5 + 9.5) * 0.26 = 49.14$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst}=1.35$	$49.14 * 9.5 * 0.5 * 1.35 = 315.11$
P_{su}	$\gamma_{su}H_{su} = 10 * (11.5 - 2.5 + 9.5) = 185$ $\gamma_{su}H_{su} = 10 * (11.5 - 2.5 - 2.5) = 65$	Güvenliği azaltıcı değişken etki $\gamma_{Q,dst}=1.50$	$(185 + 65) * (9.5 + 2.5) * 0.5 * 1.50 = 2250$
P	$\frac{0.65 * 9 * 0.26 * 11.5^2}{11.5 - 0.33 * 2 - 0.33 * 2.5} = 20.08$	-	-
R	$\left(20.08 * \frac{3}{16} * 2.50 \right) + (7.8 * 2.5 * 0.5) + (2.6 * 2.5 * 0.5) + (77.5 + 90) * 0.5 * 1.25 = 127.44 kN/m$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst}=1.35$	$127.44 * 1.35 = 172.04$

Tablo P4-7'de kısmi yük katsayıları etkililmiş kuvvetler ile yatay yük dengesi yapıldığında, sistemin güvenlik sayısı bağıntı P4-7'de verildiği gibi 1.03 olarak bulunmuştur. Dolayısı ile 9.5 metrelik soket boyu bu problem için uygundur.

$$S = \frac{P_p(Broms)}{R + P_{a-G} + P_{a-Q} + P_{a-1} + P_{a-2} + P_{su}} \quad (P4-7)$$

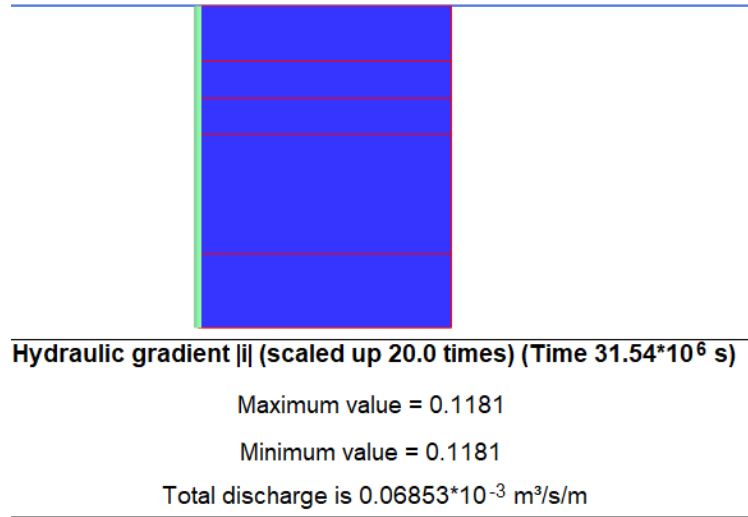
$$S = \frac{3352.14}{172.04 + 126.36 + 46.8 + 345.12 + 315.11 + 2250} = 1.03$$

$$S_K \cdot \gamma_{G,dst} \leq G'_K \cdot \gamma_{G,stb} \quad (P4-12)$$

$$0.42 \cdot 10 \cdot V \cdot 1.35 \leq 9 \cdot V \cdot 0.9$$

$$4.2 \leq 8.1$$

Böylece borulanma için gerekli stabilite sağlanmıştır. Ayrıca GDA analizi ile kazı tabanının yaklaşık 4 m altında hesaplanan hidrolik eğim değeri Şekil P4-6'da verilmiştir. Sistemin borulanmaya karşı güvenli olduğu hem yapılan analitik hesaplarla hem de sayısal modellerle gösterilmiştir.



Şekil P4-6: Kazı tabanında hesaplanan hidrolik eğim

Aşama 3: Limit Denge Durumu Kontrolü (ULS-GEO)

Bu aşamada, KDYY-Tablo 2.1'de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak toplam efektif gerilme durumları için analizler gerçekleştirilmiştir. Her iki durumda yapılan hesaplar sonucunda elde edilen güvenlik sayıları incelenerek $GS \geq 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmelidir. KDYY-Tablo 2.1'de tanımlanan kısmi katsayıların LEM programındaki girdi ekranı Şekil P4-7'de gösterilmiştir.

Bu katsayıların kullanılabilmesi için dayanma yapılarına etkiyen sabit ve değişken yüklerin güvenlik artırıcı ve güvenlik azaltıcı olarak kategorize edilmesi gerekmektedir. Geoteknik Uzmanın kullandığı yazılımın özelliklerine göre yüklerin sabit ya da değişken oluşu ile güvenliği azaltıcı ya da güvenliği artırıcı olduğu tanımlanmalıdır. Kısmi katsayıların kullanılan yazılım özelinde doğru tanımlanması Geoteknik Uzmanın sorumluluğundadır. LEM yazılımlarının kullanımıyla ilgili konular için Bölüm 9'da verilen açıklamaların incelenmesi gerekir.

Projenin ön tasarımında 2.25-2.5 m aralıklar ile yerleştirilecek dört sıra kendi delen ankraj kullanılmasına karar verilmiş ve ankrajların boyları sırasıyla 26, 26, 23 ve 23 m olarak seçilmiştir. Ankrajlar arası yatay mesafe cephe boyunca $s_h=2.8$ m aralıkla uygulanmıştır. Ankrajların kök boyu $L_{tb}=9$ m ve ankraj delgisine ait shaft çapı $D=18$ cm olarak alınmıştır. Diyafram duvarın maksimum kesme kuvveti, $V_c=390$ kN olarak alınmıştır. İki boyutlu (2D) LEM modeli Şekil P4-8'de gösterilmiştir.

Partial Factors

Name: KDYY - Tablo 2.1

Name: KDYY - Tablo 2.1

Permanent Point Loads/Surcharge Loads	
Favorable:	1 $\gamma_{G, stb}$
Unfavorable:	1.35 $\gamma_{G, dst}$

Variable Point Loads/Surcharge Loads	
Favorable:	0 $\gamma_{Q, stb}$
Unfavorable:	1.5 $\gamma_{Q, dst}$

Soil Unit Weight	
Favorable:	1 γ_γ
Unfavorable:	1.35 γ_γ

Material Parameters	
Effective Cohesion:	1 γ_c
Effective Coefficient of Friction:	1 γ_ϕ
Undrained Strength:	1 γ_{cu}
Shear Strength (Other Models):	1

Reinforcement Parameters	
Pullout Resistance:	1.1 γ_a
Shear Force:	1.1
Tensile Strength:	1.1

Other Parameters	
Seismic Coefficients:	1
Earth Resistance:	1.1 γ_{Re}

Şekil P4-7: Kısmi faktörlerin LEM programına tanımlanması

Şekil P4-8’de gösterilen “ön tasarım” için yapılan toplam ve efektif gerilme analizleri sonucunda en düşük güvenlik sayısına sahip olası göçme yüzeyi Şekil P4-9 ve P4-10’da verilmiştir.

Toplam gerilmeler cinsinden zemin parametrelerinin (drenajsız kayma mukavemeti) girdi parametresi olarak kullanıldığı LEM analizinde güvenlik sayısı 0.973 olarak hesaplanmış olup, Aşama 2 için gerekli olan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanamamıştır (Şekil P4-9). Drenajlı parametrelerin kayma mukavemetini kontrol ettiği limit denge analizlerinde güvenlik sayısı 1.316 olarak hesaplanmış olup, Aşama 2 için gerekli olan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır (Şekil P4-10).

Değerlendirmeler

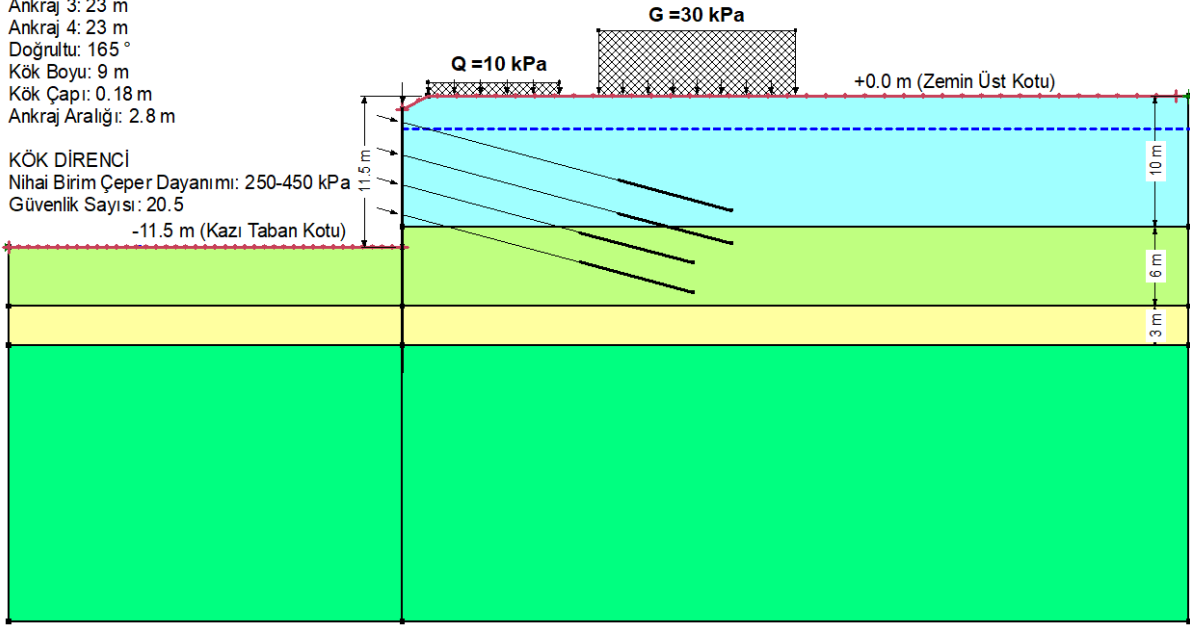
Aşama-2’de toplam gerilmeler ile yapılan LEM analizleri sonucunda gerekli olan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanamamıştır. Ayrıca yapılan hesaplar neticesinde sahada sıvılaşma riski olduğu da belirlenmiştir. Sıvılaşma, taşıma gücü ve oturma problemini bertaraf edebilmek üzere temel izdüşümü altında kalan bölgede jet grout yöntemiyle zemin ıslahı yapılmasına karar verilmiştir.

İksa yapısının soket bölgesinde yapılacak ilave jet-grout imalatları sayesinde iksa yapısının performansı artırılabilir ve tasarım için ihtiyaç duyulan güvenlik sayıları sağlanabilir. Bu nedenle sıvılaşma, taşıma gücü ve oturma risklerini bertaraf edebilmek için yapılması planlanan jet-grout kolonlarının iksa yapısının topuk bölgesini de iyileştirmek ve desteklemek için kullanılmasına karar verilmiştir.

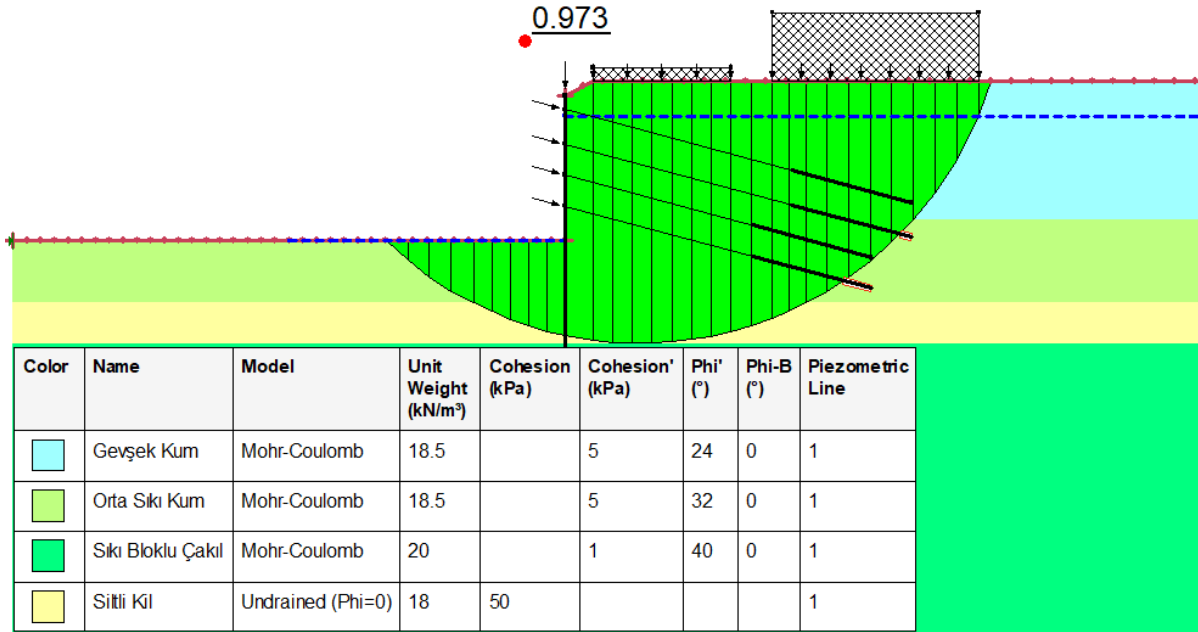
ANKRAJ ÖZELLİKLERİ

Ankraj 1: 26 m
Ankraj 2: 26 m
Ankraj 3: 23 m
Ankraj 4: 23 m
Doğrultu: 165 °
Kök Boyu: 9 m
Kök Çapı: 0.18 m
Ankraj Aralığı: 2.8 m

KÖK DİRENCİ
Nihai Birim Çeper Dayanımı: 250-450 kPa
Güvenlik Sayısı: 20.5



Şekil P4-8: LEM yazılımında modellenen ön tasarım

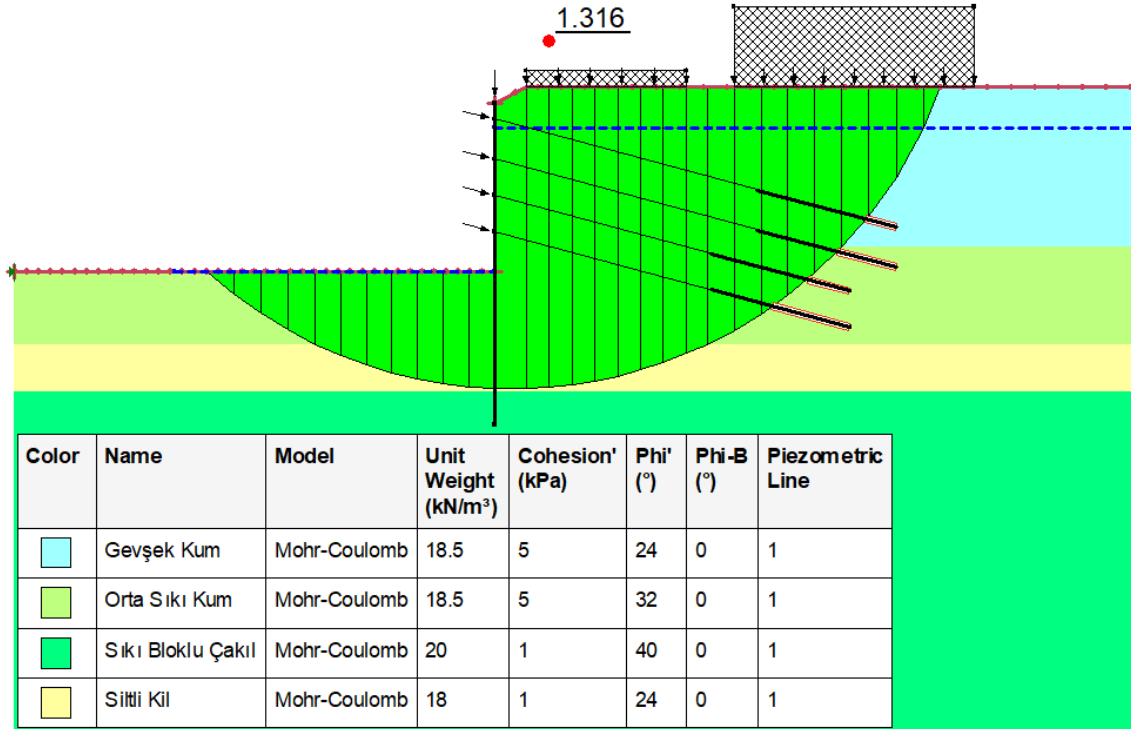


Şekil P4-9: Toplam gerilme parametreleri ile LEM analizi sonucu

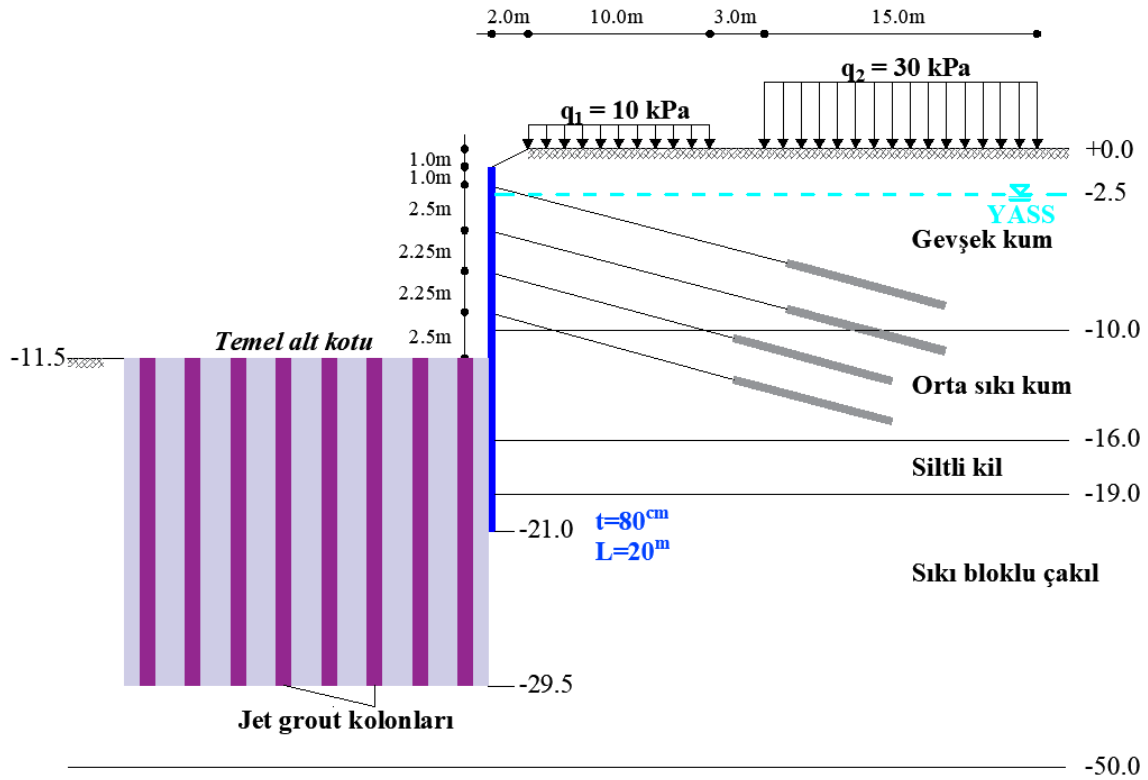
Yapılan değerlendirme sonucunda yapısal elemanlara ait yeni ön boyutlandırma aşağıdaki gibi planlanmıştır.

- Düşey destek elemanın t=80 cm ve L=20 m olması.
- Hesap kesitinde dört sıra öngermeli kendi delen ankraj kullanılması
- Temel altına D=0.8 cm, merkezden merkeze mesafesi s=2.5 ve boyu L= 18m olan jet grout uygulanması (taşıma gücü, oturma ve sıvılaşma değerlendirmeleri neticesinde)

Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti Şekil P4-11’de verilmiştir.



Şekil P4-10: Etkerif gerilme parametreleri ile LEM analizi sonucu



Şekil P4-11: Yeni tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti

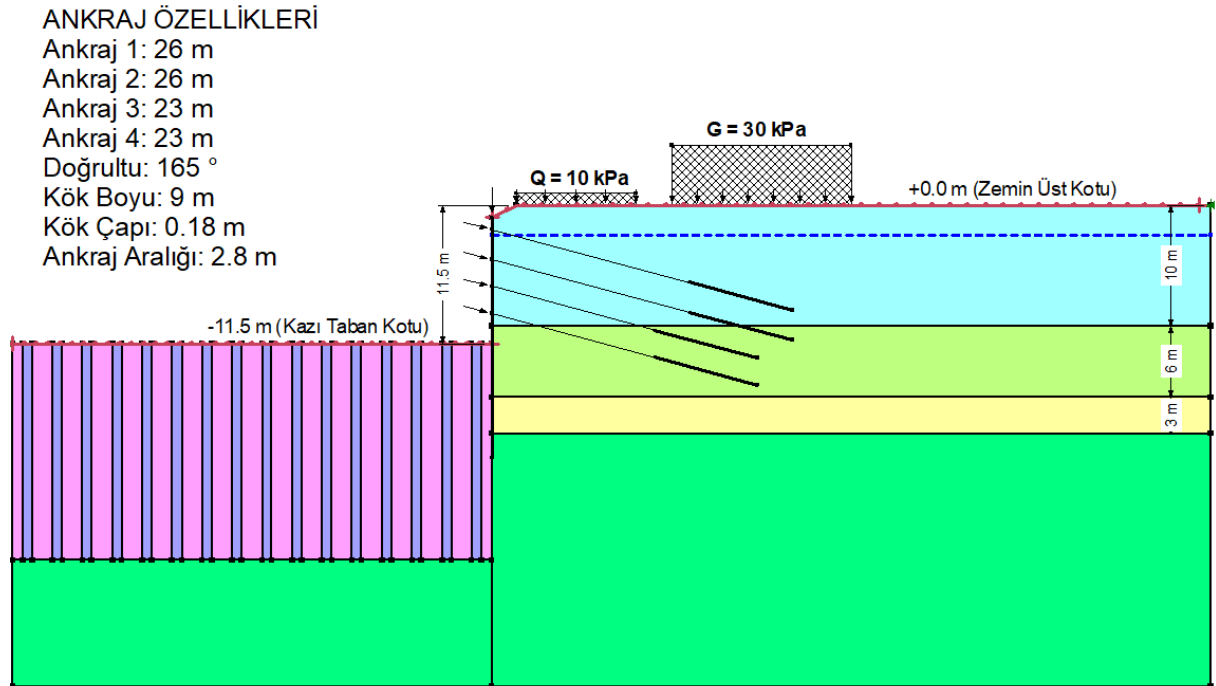
Tablo P4-8: Sayısal analizde jet grout kolon ve çevresindeki zemine ait girdi parametreleri

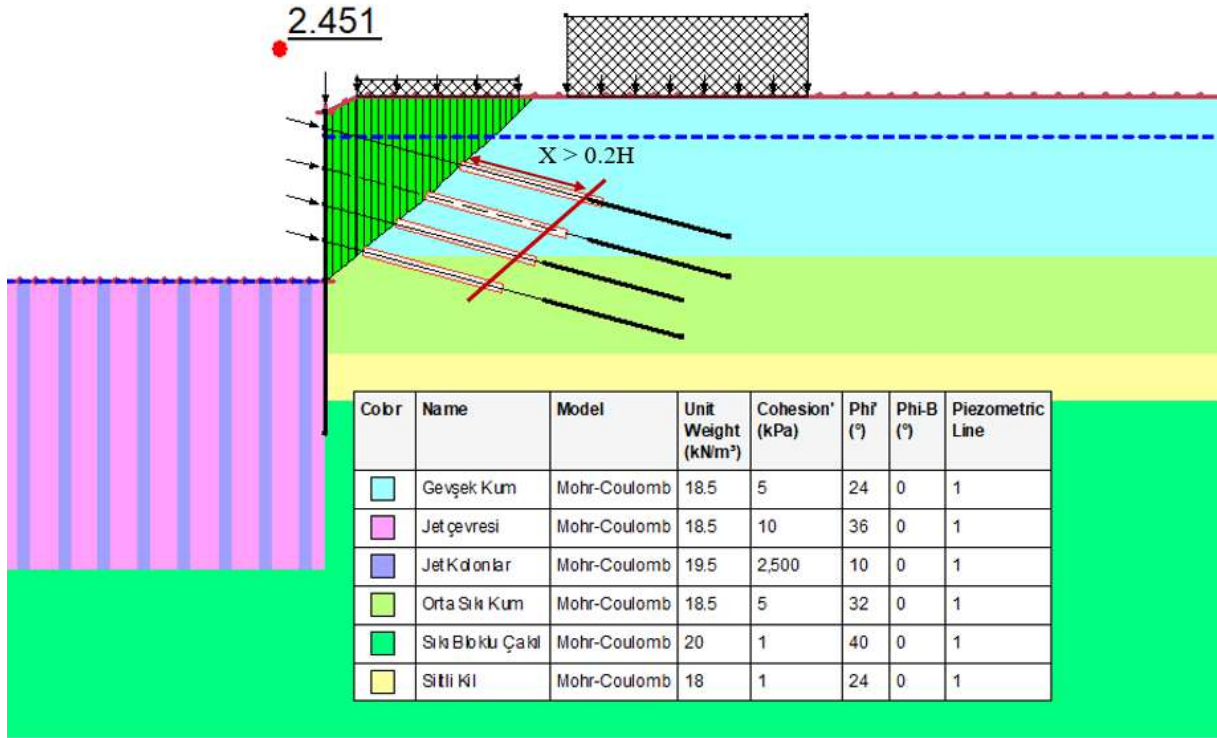
Birim	γ (kN/m ³)	k (m ³ /s)	K_o	Toplam Gerilmeler				Etketif Gerilmeler			
				p_{pref} (MPa)	E_{50} (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	E'_{50} (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ' (°)
JG çevresi kum	17.5	1.0E-11	0.41	100.0	100.0	10.0	36.0	100.0	10.0	36.0	0
JG kolonu (s=2.5m)	19.5	-	0.83	-	-	-	-	5000.0	2500	10	0

Proje sahasında yapılan sismik ve saha deneyleri (CPT) ile jet grout çevresinde kalan zeminlerde ortalama bir iyileşme olduğu tespit edilmiştir. Bu nedenle jet grout çevresi zemin için yeni tasarım parametreleri elde edilmiştir. Yeni tasarıma ait yapılacak analizlerde önceki zemin parametrelerine ilaveten jet grout kolonları ve jet-grout kolon çevresindeki zemin için kullanılacak parametreler Tablo P4-8’de verilmiştir. Jet-grout kolonları için Mohr-Coulomb bünye modeli ve jet çevresindeki zemin için ise Hardening-Soil bünye modeli seçilmiştir.

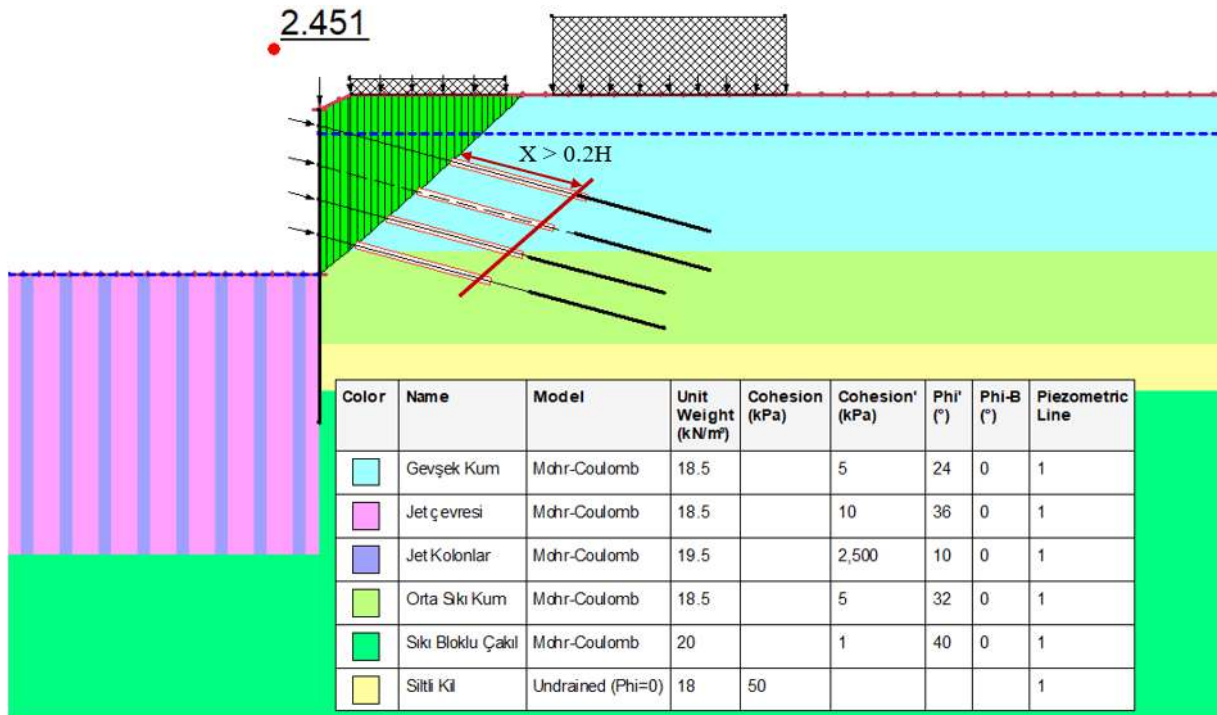
Yeni tasarıma esas kazı destek yapısının iki boyutlu (2D) LEM modeli Şekil P4-12’de gösterilmiştir. KDYY-Tablo 2.1’de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak toplam efektif gerilme durumları için analizler gerçekleştirilmiştir. Her iki durumda yapılan hesaplar sonucunda elde edilen güvenlik sayıları incelenerek $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır (Şekil P4-13 ve Şekil P4-14). Şekillerde görüldüğü üzere serbest uzunluk $X=0.2H$ şartı da sağlanmıştır.

Bu şartın sağlanmaması durumunda ankraj kök bölgesi Bölüm 3.2.2.2 maddesindeki X için gerekli şartı sağlayacak şekilde ötelenmeli ve sonrasında SLS hesabında güncellenen geometri kullanılmalıdır.

**Şekil P4-12:** LEM yazılımında modellenen yeni ön tasarım



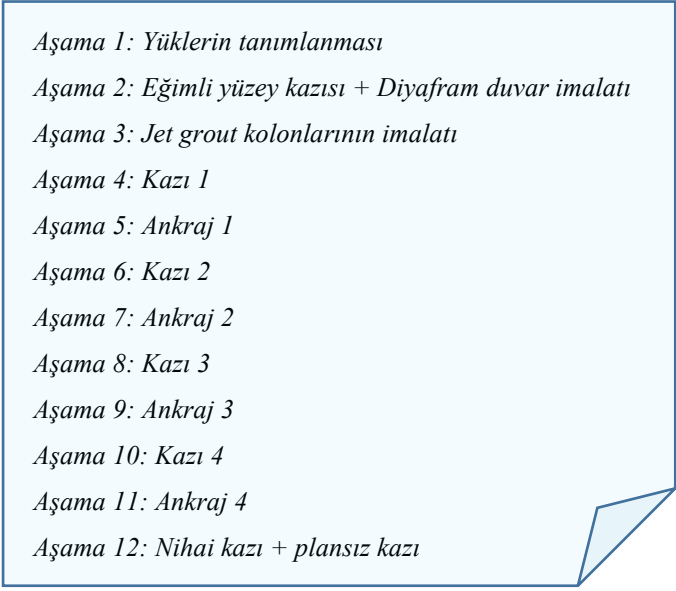
Şekil P4-13: Efektif gerilme parametreleri ile LEM analizi sonucu



Şekil P4-14: Toplam gerilme parametreleri ile LEM analizi sonucu

Aşama 3 - SLS Kontrolü (SLS-GEO)

LEM analizleri ile güvenliği kontrol edilmiş ön tasarımın SLS hesapları sonlu elemanlar analizi ile yapılmıştır. Tüm imalat aşamaları aşağıdaki gibi sayısal modele dahil edilmiştir.

- 
- Aşama 1: Yüklerin tanımlanması
 - Aşama 2: Eğimli yüzey kazısı + Diyafram duvar imalatı
 - Aşama 3: Jet grout kolonlarının imalatı
 - Aşama 4: Kazı 1
 - Aşama 5: Ankraj 1
 - Aşama 6: Kazı 2
 - Aşama 7: Ankraj 2
 - Aşama 8: Kazı 3
 - Aşama 9: Ankraj 3
 - Aşama 10: Kazı 4
 - Aşama 11: Ankraj 4
 - Aşama 12: Nihai kazı + plansız kazı

Gerilme-deformasyon analizleri sonucunda, kazı destek yapısında ve komşu yapılarda meydana gelen deplasmanlar drenajsız ve drenajlı zemin yükleme koşulları altında hesaplanmıştır. P4-3 başlığı altında tanımlanan ankraj kök karakteristik kapasitesi;

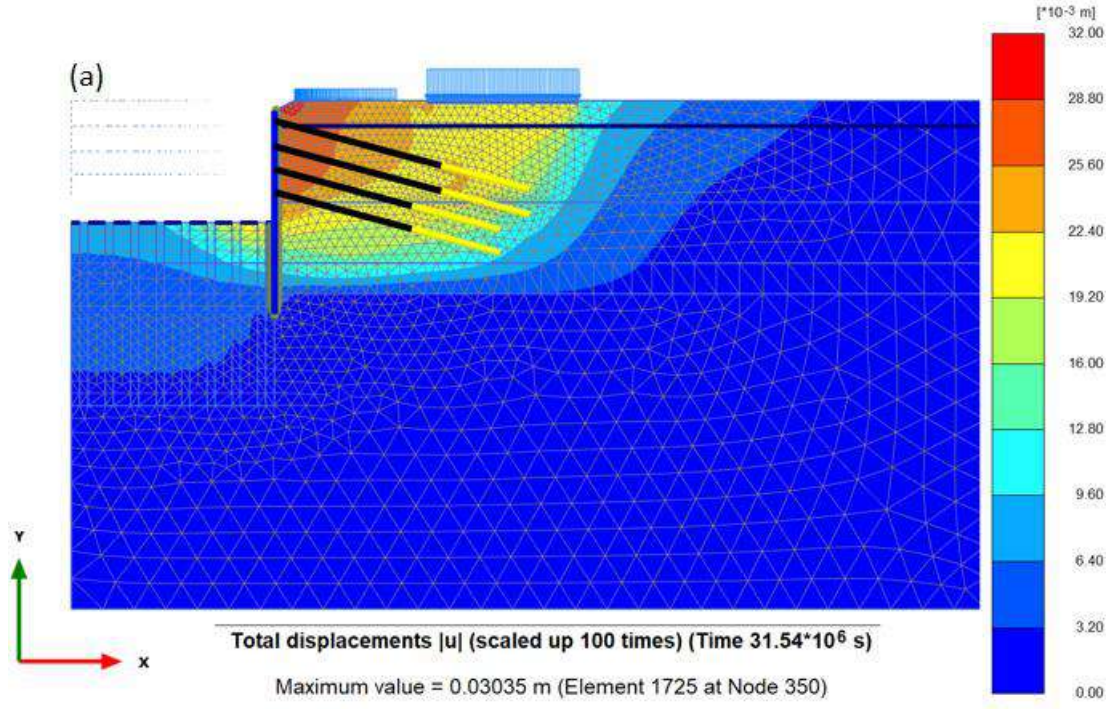
- Gevşek kum zeminde $T_k = 509$ kN olarak hesaplandığı için sayısal modelde kullanılacak $F_{\text{prestress}}$ değeri sınır değerden daha düşük olmalıdır; $F_{\text{prestress}}=300$ kN olarak seçilmiştir.
- Orta sıkı kum zeminde $T_k = 916$ kN olarak hesaplandığı için sayısal modelde kullanılacak $F_{\text{prestress}}$ değeri sınır değerden daha düşük olmalıdır; $F_{\text{prestress}}=500$ kN olarak seçilmiştir.

Şekil P4-15(a) ve (b)'de KDYY-2.8.5.2'de tanımlanan plansız kazı durumunun hesaplara dahil edildiği aşamada, drenajsız ve drenajlı parametreler ile yapılan iki ayrı analiz sonucunda sistemde meydana gelen toplam deplasmanlar verilmiştir.

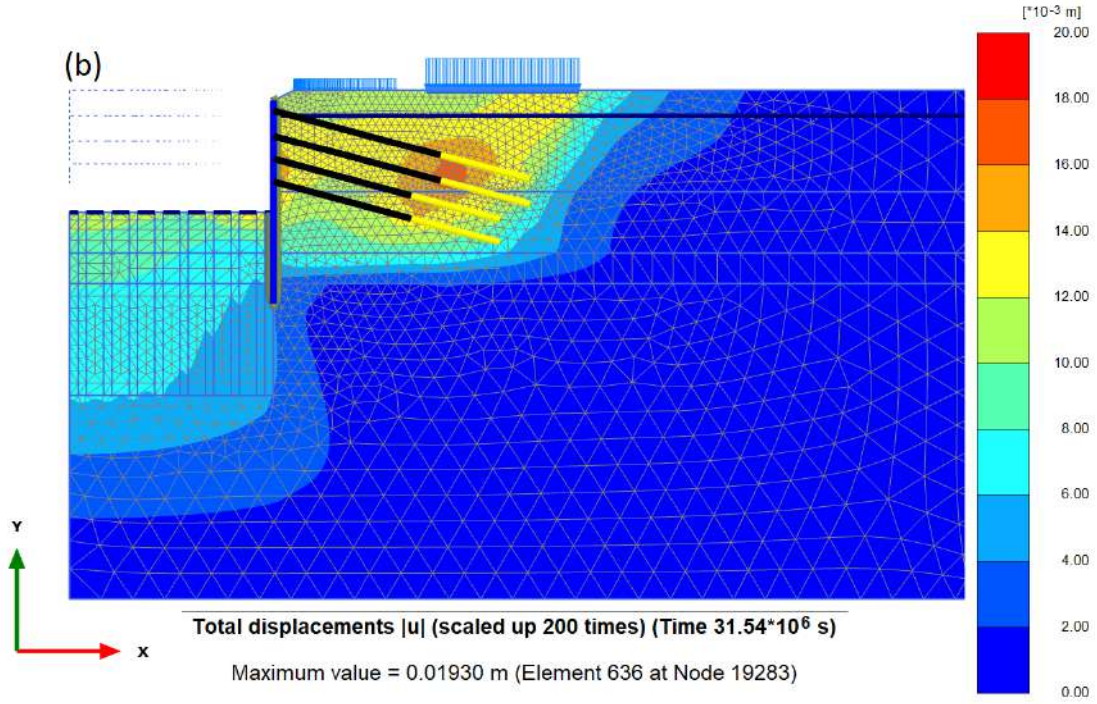
Aynı şekilde, iksa düşey elemanlarında hesaplanan yatay deplasmanlar ile kazı sebebiyle çevre yapılarda oluşan düşey deplasmanların drenajlı ve drenajsız parametreler bakımından karşılaştırması sırasıyla Şekil P4-16 ve P4-17'de verilmiştir. Sonuç olarak, kazı inşası neticesinde en elverişsiz durumun toplam gerilmeler cinsinden seçilen parametreler ile yapılan analiz sonucu elde edildiği anlaşılmaktadır.

En elverişsiz durum göz önüne alındığında, iksada oluşan yatay deplasmanlar yaklaşık $\delta h \approx 2.8$ cm mertebesinde (Şekil P4-16.a). $\delta h = 2.8 \text{ cm} < 0.0025H = 0.0025 * 1150 = 2.9 \text{ cm}$ olduğundan deplasman kriteri olarak seçilen $\delta h=0.0025H$ limit değerini aşılmadığı görülmüştür.

Bina radye temelinin her iki köşesinde iksa nedeniyle oluşan oturma değerleri 13 mm ve 20 mm'dir. 15 m genişliğindeki temel sisteminde açısız dönme değeri 1/2145 olarak hesaplanmıştır ve 1/500 limit değerinin aşılmadığı görülmüştür (Şekil P4-17.a). Yolda oluşan deplasmanlar da kabul edilebilir mertebededir.

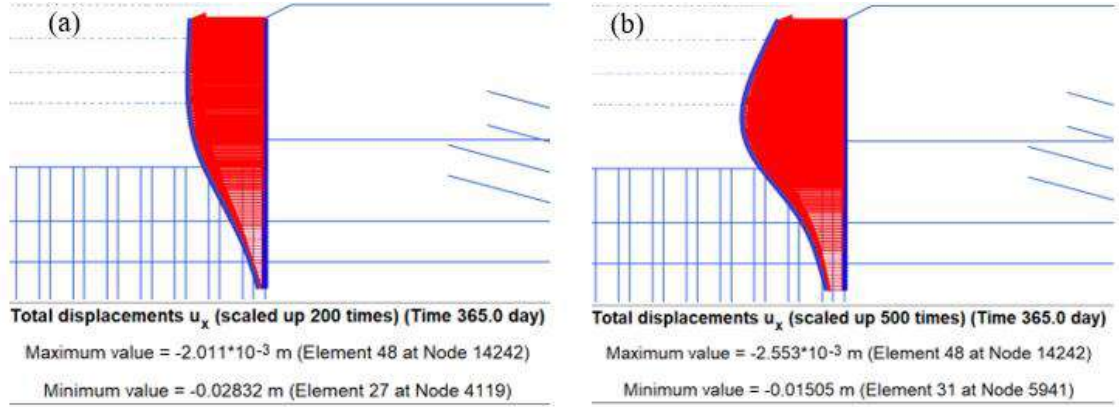


(a) toplam gerilme parametreleri ile analiz

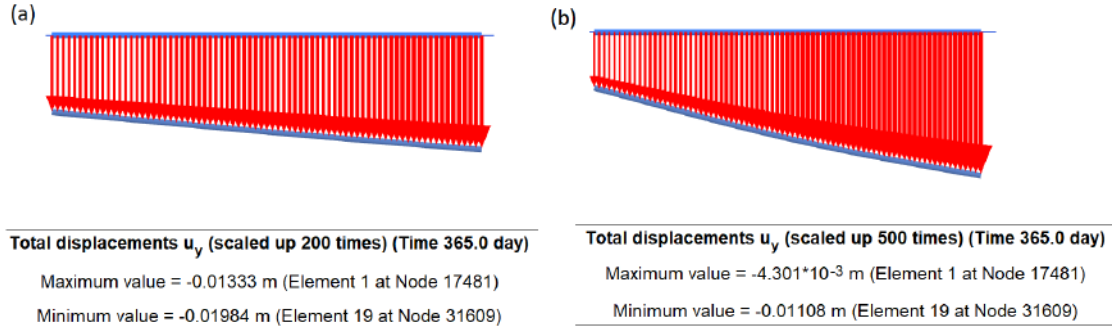


(b) efektif gerilme parametreleri ile analiz

Şekil P4-15: Plansız kazı aşamasında (Aşama 12) oluşan toplam deplasmanlar



Şekil P4-16: Plansız kazı aşamasında (Aşama 12) diyafram duvarda yatay deplasman değerleri
(a) toplam gerilme parametreleri ile analiz (b) efektif gerilme parametreleri ile analiz



Şekil P4-17: Plansız kazı aşamasında (Aşama 12) komşu yapılarda düşey deplasman değerleri
(a) toplam gerilme parametreleri ile analiz (b) efektif gerilme parametreleri ile analiz

Aşama 4- Kaldırmaya karşı güvenlik tahkiki (ULS-UPL)

İksa uygulamasının tamamlandığı ancak temel imalatının başlamadığı duruma tekabül şartlarda yüzmeye karşı stabilite kontrolü yapılmalıdır. Kaldırmaya karşı koyan kuvvetler güvenliğini arttırıcı etkiler olarak hesaplanır ve hesaplanan bu kuvvetler KDYY-Tablo 2.2’de verilen kısmi katsayılar ile güncellenir. Son aşamada, kaldırmaya sebep olan kuvvetlerin katsayılar ile arttırılmış değerinin kaldırmaya karşı koyan kuvvetlerin kısmi katsayılar ile bölünmüş değerinden küçük olduğu gösterilir. Bu problemde kazı çevresine yapılacak betonarme diyafram duvarın toplam ağırlığı (G_{DD}) kaldırmaya karşı koyan kuvvettir ve bağıntı P4-13 ile hesaplanır:

$$G_{DD} = L_{DD} * 2 * (a + b) * \gamma_{beton} * d_{beton} \quad (P4-13)$$

$$G_{DD} = 20 * 2 * (40 + 60) * 24 * 0.8 = 76800kN$$

Burada;

L_{DD} : Diyafram duvarın boyu (m)

a: Kazı genişliği (m)

b: Cephe uzunluğu (m)

γ_{beton} : Beton malzeme birim hacim ağırlığı

d_{beton} : Diyafram duvarın kesit kalınlığı

Kum-çakıl zeminde çakılmış olan diyafram duvarın zemin tarafındaki arayüzeyine etki eden sürtünme kuvveti ($F_{\text{sürtünme}}$) kaldırmaya karşı duvarın stabilitesini arttıran etkidir. Bu kuvvet bağıntı P4-14'te verildiği şekilde hesaplanır:

$$F_{\text{sürtünme}} = E_a \cdot \tan \delta_a \cdot \eta \quad (\text{P4-14})$$

Duvar sürtünme açısının $\delta_a = 2/3\phi'$ olduğu varsayılır. Yatay yüzey alanı ve düşey duvar için toprak basıncı katsayısı $K_a = 0.26$ ($\phi' = 36^\circ$ için) ve $\tan \delta_a = 0.45$ 'dir. Toprak basıncının sadece diyafram duvarının dış yüzeyine etkidiği varsayılır: Burada E_a bağıntı P4-15 ile bulunur $\eta: 0.8$ 'dir.

$$E_a = 2 \cdot (a + b) \cdot 0.5 \cdot L_{DD}^2 \cdot \gamma' \cdot K_a \quad (\text{P4-15})$$

$$E_a = 2 \cdot (40 + 60) \cdot 0.5 \cdot 20^2 \cdot 9 \cdot 0.26 = 93600 \text{ kN}$$

Buna göre,

$$F_{\text{sürtünme}} = 93600 \cdot 0.45 \cdot 0.8 = 33696 \text{ kN}$$

Binanın ağırlığı (G_{bina}) kaldırmaya karşı koyan bir kuvvettir ve aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$G_{\text{bina}} \approx 145000 \text{ kN}$$

Kazı tabanında su kotu farkından oluşan kaldırmaya sebep olan hidrostatik su basıncı aşağıda verilen bağıntı P4-16 ile hesaplanır:

$$U_{su} = H \cdot a \cdot b \cdot \gamma_{su} \quad (\text{P4-16})$$

$$U_{su} = 9 \cdot 40 \cdot 60 \cdot 10 = 216000 \text{ kN}$$

KDYY-Tablo 2.2'de verilen katsayılar ile diyafram duvarın toplam ağırlığı $\gamma_{G, \text{stb}}=0.9$ ile azaltılırken; hidrostatik basınçtan meydana gelen toplam su kuvveti ise $\gamma_{G, \text{dst}}=1.0$ ile çarpılır ve aşağıdaki sonuç elde edilir (Bağıntı P4-17).

$$(G_{DD} + G_{\text{bina}} + F_{\text{sürtünme}}) \cdot \gamma_{G, \text{stb}} > U_{su} \cdot \gamma_{G, \text{dst}} \quad (\text{P4-17})$$

$$(76800 + 145000 + 33696) \cdot 0.9 > 216000 \cdot 1.0$$

$$229946 \text{ kN} > 216000 \text{ kN olduğundan kaldırmaya karşı sistem güvenlidir.}$$

Bu bölümde yapılan hesaplarda, temel seviyesinde oluşturulan pompa sistemi ile bina temelinde herhangi bir hidrostatik basınç oluşmasına izin verilmediği kabul edilmiştir. Eğer pompa sistemi kurulmamışsa ya da inşaat sırasında (tüm yapının tamamlanmadığı senaryo) temel seviyesinde hidrostatik basınç oluşumuna izin verilirse bağıntı P4-17 ile sağlanan stabilite koşulu aşağıdaki şekilde bozulmaktadır.

$$(G_{DD} + G_{\text{temel}} + F_{\text{sürtünme}}) \cdot \gamma_{G, \text{stb}} > U_{su} \cdot \gamma_{G, \text{dst}}$$

$$G_{\text{temel}} = a \cdot b \cdot \gamma_{\text{beton}} \cdot d_{\text{temel}} = 40 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 1 = 57600 \text{ kN}$$

$$(76800 + 57600 + 33696) \cdot 0.9 > 216000 \cdot 1.0$$

$$151286.4 \text{ kN} < 216000 \text{ kN olduğundan kaldırmaya karşı sistem güvenli değildir.}$$

Aşama 5 - Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS- STR)

Bu aşamada yapısal elemanlar için kontroller yapılacaktır. Yapısal tasarım kontrolleri;

- Halat taşıma kapasitesinin kontrolünü,
- Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılmasını,
- Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığında hesaplanan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerini içermektedir.

Bu kontroller tabakalara ait mukavemet ve rijitlik parametrelerinde en elverişsiz durum olan toplam gerilme parametrelerinin kullanıldığı analizlere aittir. İlk olarak halatlar üzerinde oluşan kuvvetler SLS modeli üzerinden kontrol edilmiştir. Birinci, ikinci, üçüncü ve dördüncü sıra ankrajlar üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 396, 550 kN, 561 kN, ve 599 kN olarak hesaplanmıştır (Tablo P4-9).

Tablo P4-9: Plansız kazı aşamasında (Aşama 12) ankrajlarda oluşan yükler

Ankraj No	Ankraj Kotu	Hesaplanan Yük Değeri [kN]
1. sıra ankraj	-2.00	395.97
2. sıra ankraj	-4.50	549.64
3. sıra ankraj	-6.75	561.38
4. sıra ankraj	-9.00	598.63

Bir sonraki aşamada, SLS analizlerinden elde edilen ankraj kuvvetleri 1.35 ile çarpılarak kendi delen 64 mm çaplı ankraj halatın nihai çekme dayanımı ile karşılaştırılmıştır (Tablo P4-10). Ankraj halatlarına gelen kuvvetlerin $P_{t,k} = 950 \text{ kN}$ 'dan küçük olması tasarımın uygun olduğunu ortaya koymaktadır.

Tablo P4-10: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü

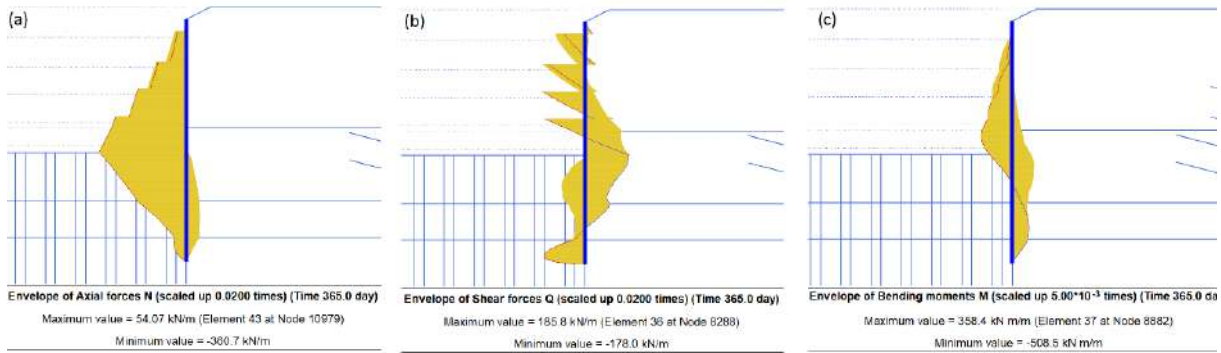
Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (SLS) * Kısmi katsayı < $3 \cdot P_{t,k}$			
	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (kN)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj halat kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	396	1.35	535 < 950
2. sıra ankraj	550	1.35	743 < 950
3. sıra ankraj	561	1.35	757 < 950
4. sıra ankraj	599	1.35	809 < 950

Bir sonraki aşamada ise her sıradaki ankraj köküne gelen kuvvetler bulunmuştur. Birinci, ikinci, üçüncü ve dördüncü sıra ankraj kökleri üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 124 kN/m, 180 kN/m, 177 kN/m, ve 169 kN/m olarak hesaplanmıştır. Tablo P4-11'de her bir ankraj sırası için hesaplanmış olan ankraj kökü kuvvetleri, ankraj kökü karakteristik taşıma kapasitesi ile karşılaştırılarak küçük olduğu gösterilmiştir.

Şekil P4-18'de Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda düşey destek diyafram duvar için bulunan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri verilmiştir. Kısmi katsayılar kullanılarak hesaplanan kesit tesirleri Tablo P4-12'de gösterilmiştir.

Tablo P4-11: Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması

Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (SLS) * Yatay ankraj aralığı * Kısmi katsayı < T_k				
	Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (kN/m)	Yatay ankraj aralığı, s_h (m)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj kök kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	124	2.8	1.35	469 < 509
2. sıra ankraj	180	2.8	1.35	680 < 916
3. sıra ankraj	177	2.8	1.35	669 < 916
4. sıra ankraj	169	2.8	1.35	638 < 916

**Şekil P4-18:** Plansız kazı aşamasında (Aşama 12) iksa kazığında hesaplanan kesit tesiri zarfları
(a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti**Tablo P4-12:** SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri

Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Diyafram duvar birim uzunluğu * Kısmi katsayı = Tasarım kesit tesiri				
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Diyafram duvar birim uzunluğu (m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	361	1	1.35	487
Kesme kuvveti (kN)	186	1	1.35	251
Eğilme momenti (kNm)	509	1	1.35	687

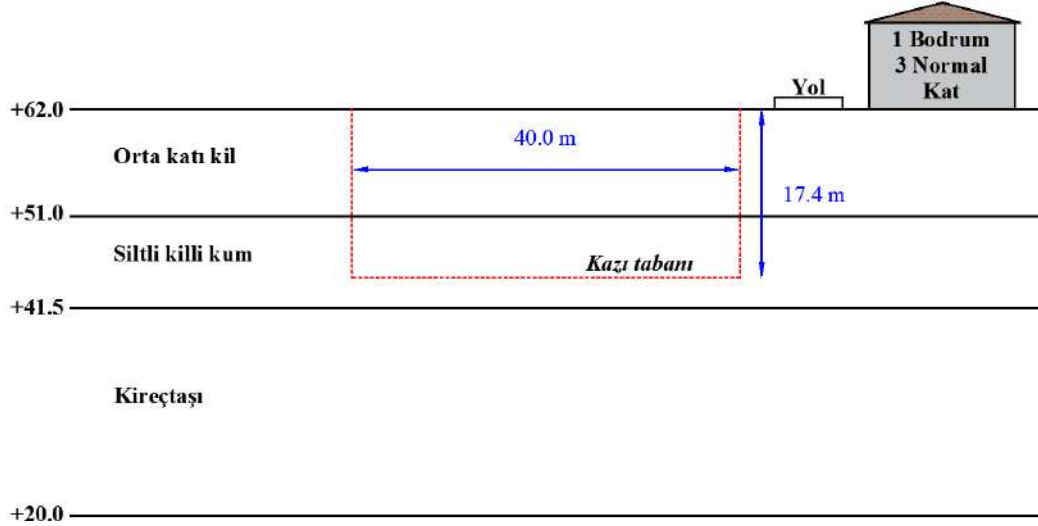
BÖLÜM 3

ORTA KATI KİL / KATI KİL / ORTA SIKI KUM (GRUP-2) ORTAMDA TASARLANAN KAZI DESTEK YAPILARI

P5 - FORE KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI

P5-1. Projenin Tanıtımı

Bu projede orta katı kil ve kum birimlerin hâkim olduğu bir parselde inşa edilen 17.4 m yüksekliğindeki kazı destek yapısının tasarım adımları açıklanacaktır. Sahada yeraltı suyu yoktur. Proje sahası ve çevresindeki güncel kotlar +62.0 ~ +63.0 arasında değişmektedir. Zemin ve Temel Etüt raporları kullanılarak elde edilen zemin profili Şekil P5-1’de gösterilmektedir.



Şekil P5-1: Zemin profili ve kazı derinliği

P5-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Bu sahaya ait Zemin ve Temel Etüdü Veri ve Geoteknik Raporu detaylı bir şekilde incelenmiş ve parseldeki zemin tabakaları için tanımlanan karakteristik mukavemet ve modül parametreleri üst sınır değerlere yakın seçilmiştir. Ayrıca Geoteknik Raporda tanımlanan mukavemet ve modül parametrelerini geçerli kılacak sayı ve kapsamda saha veya laboratuvar deneyi olmadığı da geoteknik sorumlu tarafından ifade edilmektedir. Etüt çalışmasının kapsam bakımından yetersiz olmadığı, sadece seçilen parametrelerin geçerliliğini ortaya koyacak kapsamda olmadığı değerlendirilmiştir. Bu nedenle KDYY-2.11.7.b. maddesine istinaden, geoteknik raporda tanımlanan karakteristik değerler uygun bulunmamış, Tablo P5-1’de verilen azaltılmış tasarım parametrelerinin kullanılmasına karar verilmiştir.

Tablo P5-1: Zeminlerin statik yükleme durumu için belirlenen tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	k (m/s)	K_o	Toplam Gerilme				Etketif Gerilme			
				E_{50} (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	ψ (°)	E'_{50} (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)	ψ' (°)
Orta katı kil	18.0	8.7E-8	0.50	40	50	0	-	40	10	30	0
Siltli killi kum	19.0	1.2E-5	0.43	50	0	35	-	50	0	35	0
Kireçtaşı	21.0	1.8E-10	0.50	90	30	30	-	90	30	30	0

P5-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kazı destek yapısına 15 m uzaklıkta dört katlı bir bina mevcuttur. Binadan aktarılan karakteristik yük 60 kPa'dır Bina ile kazı destek yapısı arasında yaklaşık 10 m genişliğinde bölünmüş bir karayolu bulunmaktadır. Yoldaki trafikten kaynaklanan ilave karakteristik yükün 20 kPa olduğu kabul edilmiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

KDYY-Tablo 1.1'de tanımlanan ve aşağıda listelenen esaslara göre hesaplara esas olan kesit için kazı kategorisi KK-2'dir.

- Kazı destek yapısı geçicidir.
- Kazı derinliği 7.0 m ila 25.0 m aralığındadır ($H=17.4\text{m}$).
- Kazıdan etkilenebilecek mesafede bir bina vardır.
- Yatay destek kullanılacaktır.

Kazı Destek Sistemi Seçimi

Kazı destek yapısı aşağıdaki esaslara göre belirlenmiştir:

- Sahada yeraltı suyu bulunmaması nedeniyle düşey iksa elemanlarının aralıklı kazıklı olması.
- Çevre yapılar bakımından deplasmanların sınırlı tutulması gerekliliği nedeniyle yatay destek elemanlarının öngermeli ankrajlarla teşkil edilmesi.

Deplasman Kriterleri

Bu projede KDYY-2.12'de verilen üst sınır deplasman kriterleri dikkate alınmıştır. Buna göre;

- Kazı nedeniyle komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme miktarı statik yükleme durumunda 1/500 değerini aşmamalıdır.
- Kazıklarda meydana gelecek yanal deplasmanlar için $\delta_h=0.003H$ kriteri kabul edilmiştir. Dolayısıyla, kazı derinliği 17.4 m olduğundan yatay deplasmanlar için üst sınır $\delta_h=5.2\text{ cm}$ 'dir.

Deprem Etkisi

Tasarlanan geçici kazı destek yapısında kazı derinliğinin $H \geq 15\text{ m}$ olması nedeniyle statik durumdaki analizlere ek olarak deprem etkisinin de göz alınması gerekmektedir. KDYY-Tablo 2.6.'ya istinaden bu proje için DD-4 deprem düzeyi dikkate alınmıştır. Türkiye Deprem Tehlike Haritası'nda proje sahası için DD-4 deprem yer hareketi düzeyinde kısa periyot bölgesi için tanımlanan tasarım spektral ivme katsayısı $S_{DS}=0.122$ 'dir. r katsayısı KDYY-Tablo 2.8'den 1.5 olarak seçilmiştir. Bu durumda yatay eşdeğer ivme katsayısı, $k_h = \frac{0.4S_{DS}}{r} = \frac{0.4 \cdot 0.122}{1.5} = 0.033$ olarak hesaplanmıştır ve bu katsayı kullanılarak statik eşdeğer hesap yöntemine göre GDA yapılmıştır.

Halat Kapasitesi

0.6 inçlik (15.2 mm çapında) yedi örgülü tek bir öngermeli halatın (Y1860S7-15,2) karakteristik çekme dayanımı $P_{t,k} = 260\text{ kN}$ 'dur (EN 10138-3:European Standard 2005 veya BS 5896:British Standard 2012). Ankraj demetini oluşturan tek bir halat üzerindeki P_0 öngörme yükü, $P_{t,k}$ karakteristik çekme dayanımının % 60'ından fazla olamaz. Böylelikle, P_0 değerinin 150 kN/m^2 'den küçük olması gerektiği aşağıdaki bağıntı dikkate alınarak görülebilir.

$$P_0 \leq 0.6 * P_{t,k} = 150 \text{ kN} \quad (\text{P5-1})$$

Kök Kapasitesi

Ankraj kök bölgesinde oluşması beklenen ankraj nihai çeper sürtünmesi,

- Orta katı kil zemin için KDYY-Tablo 3.1. esas alınarak $\tau_f = 230 \text{ kPa}$ ve
- Kum zemin için KDYY-Tablo 3.2. esas alarak $\tau_f = 350 \text{ kPa}$

olarak seçilmiştir. Bu projede güvenlik sayısı $\xi = 2.5$ olarak alınarak karakteristik değerler hesaplanmıştır (KDYY-3.2.2.3.e). Ankraj delgi çapı $D = 13 \text{ cm}$ ve kök boyu $L_{tb} = 8 \text{ m}$ olan bir ankrajın “ankraj kökü nihai (T_f), karakteristik (T_k) ve tasarım (T_d) taşıma kapasitesi” değerleri P4-2, P4-3 ve P4-4 bağıntılarına göre hesaplanmıştır.

Orta katı kil tabakası için; $T_f = 751 \text{ kN}$, $T_k = 300 \text{ kN}$, $T_d = 273 \text{ kN}$

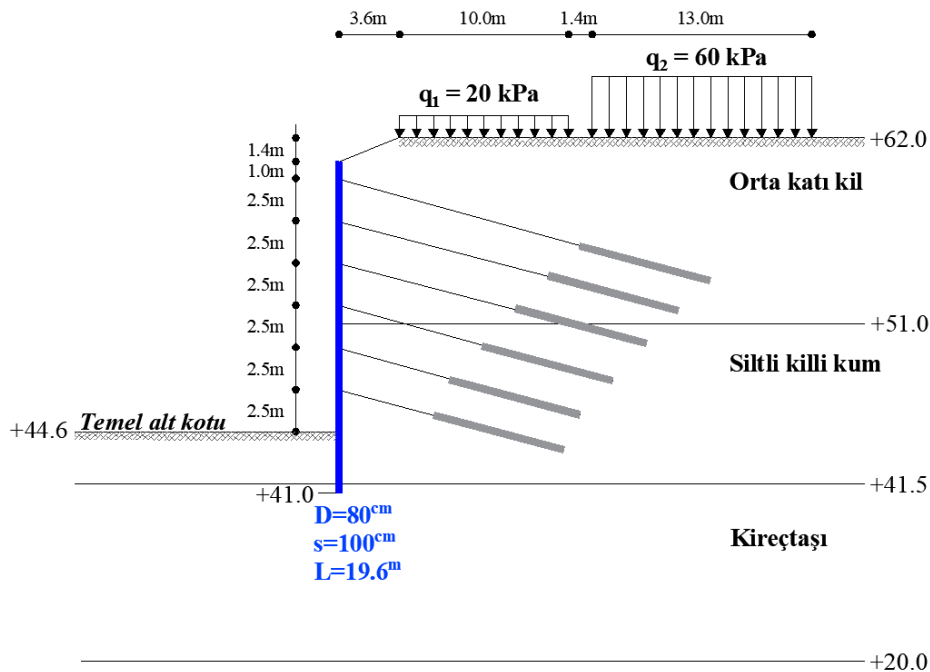
Kum tabakası için $T_f = 1143 \text{ kN}$, $T_k = 457 \text{ kN}$, $T_d = 416 \text{ kN}$

P5-4. Analizler

Yapılan değerlendirme sonucunda yapısal elemanlara ait ön boyutlandırma aşağıdaki gibi planlanmıştır.

- Düşey destek eleman çapının $D=80 \text{ cm}$ ve merkezden merkeze mesafesinin $s=100 \text{ cm}$ olması.
- Kazık soket boyunun 3.6 m olarak seçilmesi.
- Hesap kesitinde altı sıra öngermeli ankraj kullanılması.

Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti Şekil P5-2’de verilmiştir. Çalışma sahasında yeraltı suyu bulunmadığından, altı sıra öngermeli zemin ankrajı ile desteklenmiş 80 cm çapında aralıklı kazıklı iksa sistemi tasarlanmıştır. Kazıklar 19.6 m uzunluğunda olup merkezden merkeze 1.0 m mesafeyle imal edilecektir. Kazı derinliği 17.4 m olup sekiz kazı aşaması planlanmıştır ve ayrıca plansız kazı aşaması da göz önüne alınmıştır. Ankrajlar düşeyde 2.5 m , yatayda ise 2.0 m aralıklar ile tasarlanmıştır.



Şekil P5-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti

Sahada yeraltı suyu olmadığı için kazı destek sisteminin tasarımı sadece drenajlı durum için yapılmıştır. Nihai ve servis limit durumları için yapılacak analizler ile hem geoteknik hem de yapısal elemanlar bakımından gerekli şartların sağlandığı gösterilmiştir.

Parametreler

Analizlerde orta katı kil ve kum tabakaları için Hardening-Soil (pekleşen zemin) ve kireçtaşı tabakası için Mohr-Coulomb (elastik-mükemmel plastik) bünye modeli seçilmiştir. Bünye modeline ait tasarım parametreleri Tablo P5-1'deki gibi kullanılmıştır. Eşdeğer statik hesaplarda Tablo P5-2'deki sismik parametreler kullanılmıştır. Sayısal analizlerde yapısal elemanlar doğrusal elastik olarak tanımlanmıştır. Yapısal elemanlar Tablo P5-3'te verilen parametreler kullanılarak modellenmiştir. Öngermeli ankrajlar ile desteklenen iksa yapısının tasarımı KDYY-Tablo 3.5'te tanımlanan aşamalar izlenerek yapılmıştır.

Tablo P5-2: Sismik (drenajsız) yükleme durumu için zemin tasarım parametreleri

Birim	c (kPa)	ϕ (°)	ψ (°)	HS Bünye Modeli			MC Modeli	
				E ₅₀ (MPa)	E _{oed} (MPa)	E _{ur} (MPa)	E (MPa)	ν
Orta katı kil	50	0	0	170	170	510	-	-
Siltli killi kum	0	35	0	180	180	540	-	-
Kireçtaşı	30	30	0	-	-	-	720	0.2

Tablo P5-3: Sayısal analiz için yapısal elemanların girdi parametreleri

Parametre	Fore Kazık D=0.8m; s=1.0m	3*0.6'' ankraj halatı s _h =2.0m	Klasik ankraj kökü, D=0.13m
EA (kN/m)	16.5E6	84E3	66.4E3
EI (kN/m ² /m)	663.5E3	-	-
w (kN/m/m)	3.0	-	-
ν	0.2	-	-

Aşama 1 - LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

Bu aşamada, KDYY-Tablo 2.1'de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak yapılacak göçme sınır durumu hesabı sonucunda elde edilen güvenlik sayıları incelenerek $GS \geq 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmelidir.

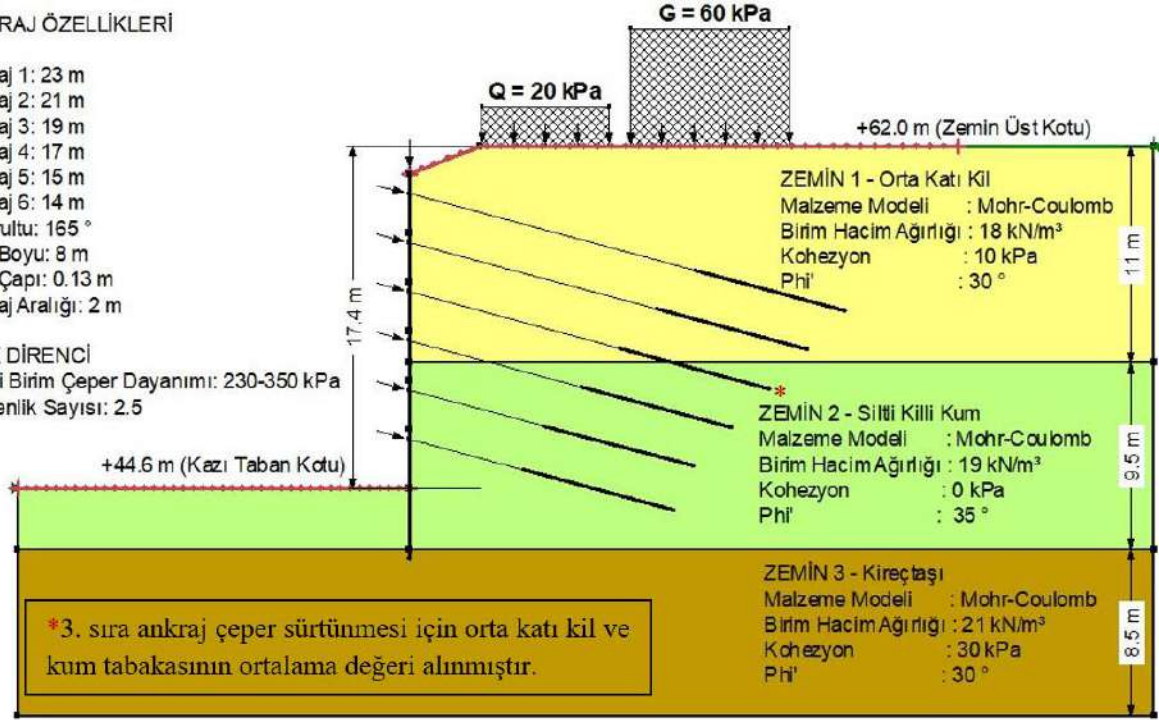
Projenin ön tasarımında 2.5 m aralıklar ile yerleştirilecek altı sıra 3*0.6" halatlı ankraj kullanılmasına karar verilmiş ve ankrajların boyları sırasıyla 23, 21, 19, 17, 15 ve 14 m olarak seçilmiştir. Ankrajlar arası yatay mesafe cephe boyunca s_h=2.0 m aralıkla uygulanmıştır. Ankrajların kök boyu L_{tb}=8 m ve ankraj delgisine ait shaft çapı D=13 cm olarak alınmıştır. Kazıkların maksimum kesme kuvveti, V_c=390 kN olarak alınmıştır. İki boyutlu (2D) LEM modeli Şekil P5-3'te gösterilmiştir. Hesaplarda kullanılan LEM yazılımında göçme sınır durumu hesabına ait ankraj kök kapasitesi ve halat kapasitesi P5-4'te görüldüğü gibi tanımlanmıştır.

ANKRAJ ÖZELLİKLERİ

Ankraj 1: 23 m
Ankraj 2: 21 m
Ankraj 3: 19 m
Ankraj 4: 17 m
Ankraj 5: 15 m
Ankraj 6: 14 m
Doğrultu: 165 °
Kök Boyu: 8 m
Kök Çapı: 0.13 m
Ankraj Aralığı: 2 m

KÖK DİRENCİ

Nihai Birim Çeper Dayanımı: 230-350 kPa
Güvenlik Sayısı: 2.5



Şekil P5-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım

Şekil P5-3'te gösterilen "ön tasarım" için en düşük güvenlik sayısına sahip olası göçme yüzeyi Şekil P5-5'te verilmiştir. Güvenlik sayısı 1.062 olarak hesaplanmış olup, Aşama 1 için gerekli olan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır. Şekilde görüldüğü üzere serbest uzunluk KDYY'deki ilgili maddeye uyularak $X=0.2H$ kadar uzatılmıştır.

Draw Reinforcement Loads

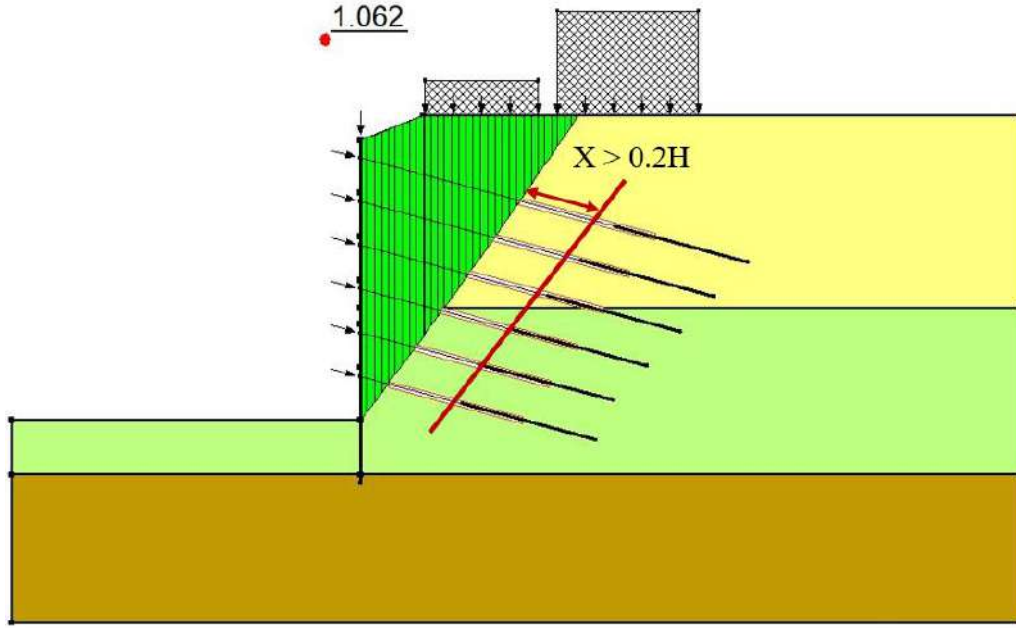
Reinforcement
Type: ODF Dependent: Force Distribution: Face Anchorage:
Anchor: No Distributed: Yes

Length: 23 m Direction: 165 °

Pullout Resistance (F/Area): 230 kPa τ_f Tensile Capacity: 780 kN $3 \cdot P_{t,k}$
Resistance Reduction Factor: 2.5 ξ Reduction Factor: 1.67 $1/0.6$
Bond Length: 8 m L_{tb} Shear Force: 0 kN
Bond Diameter: 0.13 m D Shear Reduction Factor: 1
Anchor Spacing: 2 m S_h Apply Shear: Parallel to Slip

Factored Pullout Resistance: 18.787 kN/m
Maximum Pullout Force: 0 - 150.29 kN

Şekil P5-4: Ankraj yüklerinin LEM yazılımında tanımlanması



Şekil P5-5: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı

Aşama 2 - SLS Kontrolü (SLS-GEO)

SLS hesapları sonlu elemanlar analizi ile yapılmıştır. Tüm imalat aşamaları aşağıdaki gibi sayısal modele dahil edilmiştir. Pseudostatik analizler için Aşama 15'e ilave olarak iki aşama daha eklenmiştir.

Aşama 1: Eğimli yüzey kazısı + Yüklerin tanımlanması

Aşama 2: Kazık imalatı

Aşama 3: Kazı 1

Aşama 4: Ankraj 1

...

...

Aşama 14: Ankraj 6

Aşama 15: Nihai kazı + plansız kazı

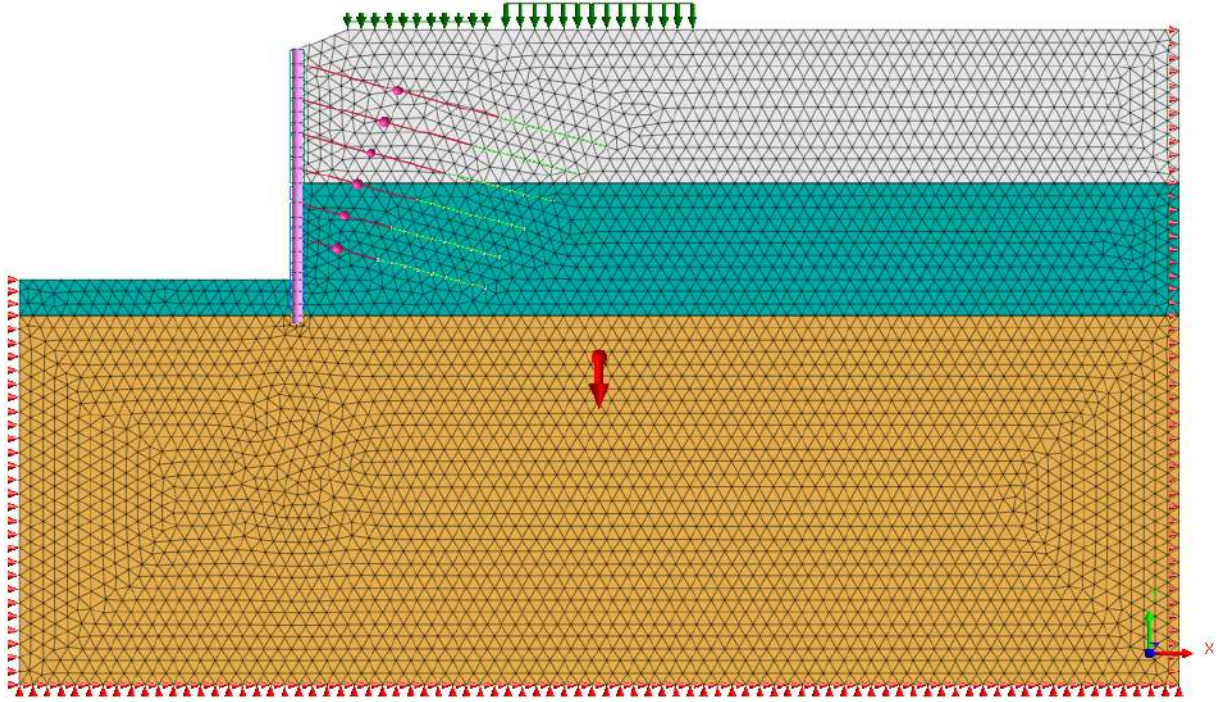
Aşama 16: Dinamik zemin özellikleri

Aşama 17: Yatay eşdeğer ivme katsayısının girilmesi

Hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağı Şekil P5-6'da verilmiştir. P5-3 başlığı altında tanımlanan ankraj kök karakteristik kapasitesi orta katı kil zeminde $T_k = 300$ kN ve Kum zeminde $T_k = 457$ kN olarak hesaplandığı için sayısal modelde kullanılacak $F_{\text{prestress}}$ değerleri bu sınır değerlerden daha düşük olmalıdır. Bu nedenle;

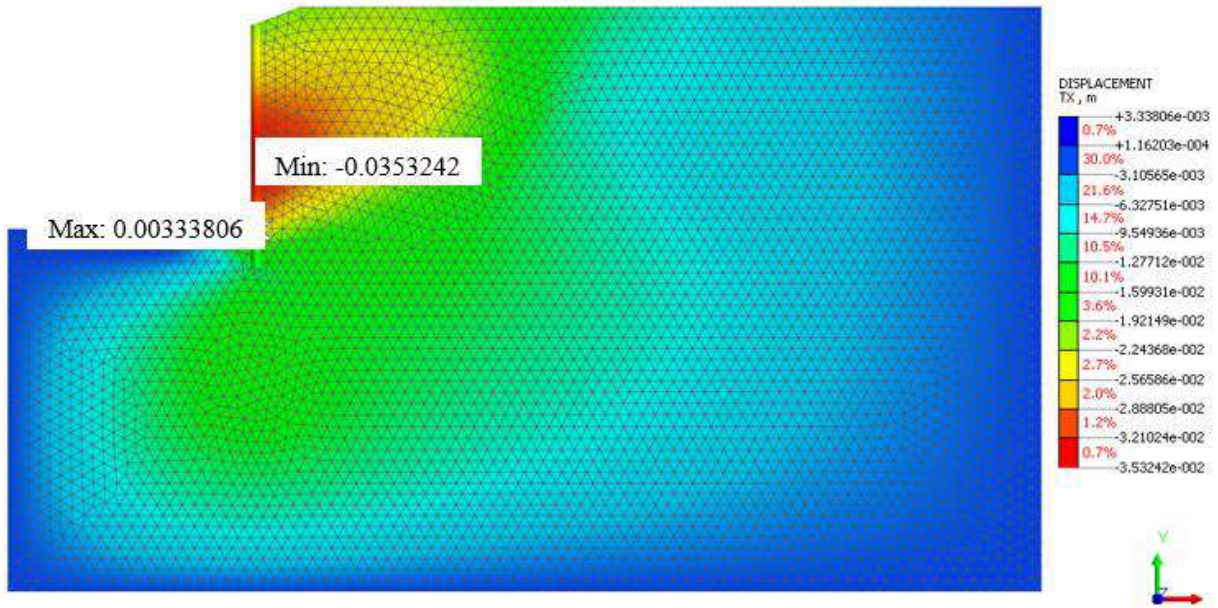
- İlk iki sıra ankraj orta katı kil tabakasında kaldığı için $F_{\text{prestress}}=250$ kN,
- Diğer ankrajlar kum tabakasında kaldığı için $F_{\text{prestress}}=300$ kN

olarak seçilmiştir.

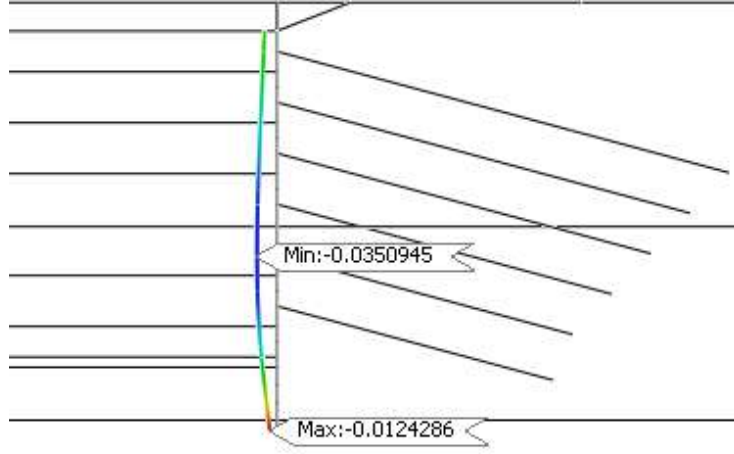


Şekil P5-6: Sonlu elemanlar modeli ve ağı

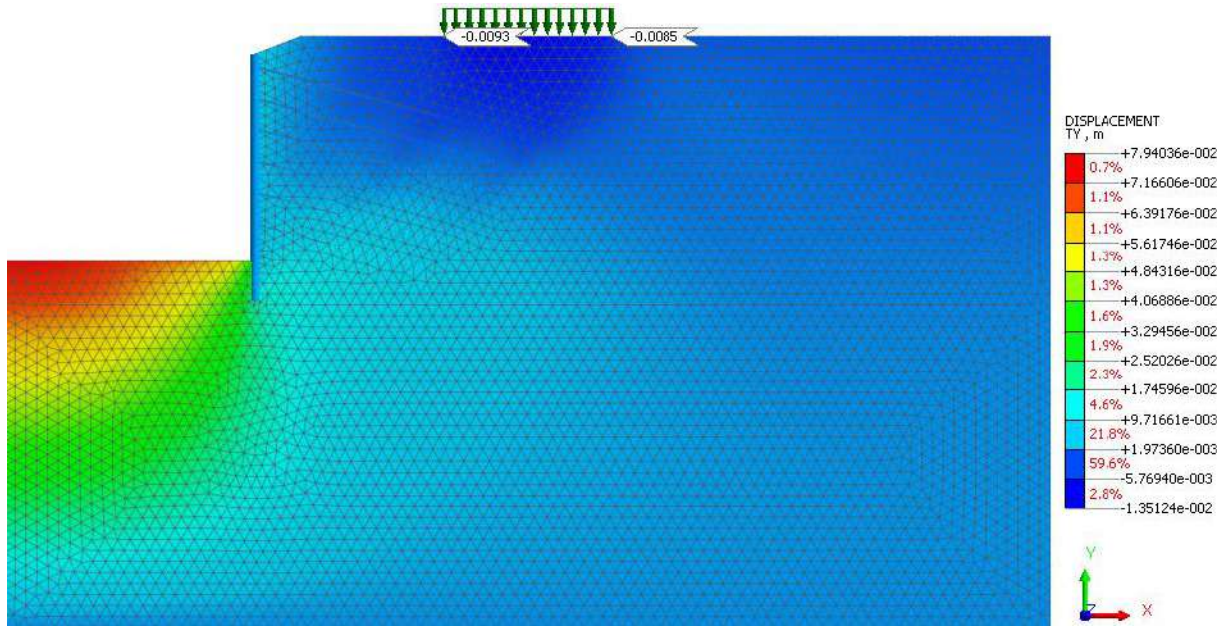
Analizlerde elde edilen toplam deplasman konturları Şekil P5-7’de verilmiştir. İksada oluşan yatay deplasmanlar yaklaşık olarak $\delta_h \approx 3.5$ cm mertebesinde (Şekil P5-8). $\delta_h = 3.5\text{ cm} < 0.003H = 0.003 * 1740 = 5.2\text{ cm}$ olduğundan deplasman kriteri olarak seçilen $\delta_h=0.003H$ limit değerinin aşılmadığı görülmüştür. Bina radye temelinin her iki köşesinde oluşan oturma değerleri 9.3 mm ve 8.5 mm’dir (Şekil P5-9). 13 m genişliğinde olan radye temel için açısıl dönme değeri 1/16250 olarak hesaplanmıştır ve böylece 1/500 limit değeri aşılmadığı görülmüştür. Yolda oluşan deplasmanlar da kabul edilebilir mertebededir.



Şekil P5-7: Aşama 15 - Toplam deplasman konturları



Şekil P5-8: Aşama 15 - Kazıklarda oluşan yatay deplasmanlar



Şekil P5-9: Komşu bina radye temelinde meydana gelen deplasmanlar

Aşama 3 - Deprem Etkisinde ULS Kontrolü (ULS-DEPREM)

Bu aşamada kazı destek sisteminin deprem etkisi altında göçme sınır durumu kontrolü yapılmıştır. Statik eşdeğer hesap yöntemine göre göçme kontrolü bir LEM yazılımı ile modellenmiş ve yatay eşdeğer ivme katsayısı ($k_h = 0.033$) hesap modeline dahil edilerek göçmeye karşı güvenlik sayısı hesaplanmıştır. Hesaplanan güvenlik sayısının 1.0'dan büyük olma şartı sağlanmıştır. Göçme düzlemi ve güvenlik sayısı Şekil P5-10'da verilmektedir.

Aşama 4 - Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Bu aşamada yapısal elemanlar için kontroller yapılacaktır. Yapısal tasarım kontrolleri şunları içerir.

- Halat taşıma kapasitesinin kontrolünü,
- Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılmasını,

-
- The diagram illustrates a retaining wall cross-section. The wall is shown in profile on the left. Behind the wall, there are three distinct soil layers: a top yellow layer, a middle light green layer, and a bottom dark brown layer. A green hatched area represents the soil mass immediately behind the wall face. Several diagonal lines, representing reinforcement or failure surfaces, extend from the wall face into the soil layers. Above the wall, there are two rectangular areas with cross-hatching, likely representing surcharge loads. A red dot is located above the wall face, with the value "1.685" written next to it.

Bir sonraki aşamada, SLS analizlerinden elde edilen ankraj kuvvetleri 1.35 ile çarpılarak öngermeli üç halatın karakteristik çekme dayanımı ile karşılaştırılmıştır (Tablo P5-5). Ankraj halatlarına gelen kuvvetlerin üç halat seçilmesi durumunda $3 * P_{t,k} = 3 * 260 = 780kN$ 'dan küçük olması nedeniyle ankrajlarda üç halat kullanılmasına karar verilmiştir. Bu seçim ön projelendirme ve LEM analizleri ile (Tablo P5-5) uyumludur.

Element	X (m)	Y (m)	Z (m)	Eksenel Kuvvet (kN)
24834	-54.57	42.66	0.00	266.63
24835	-55.54	40.42	0.00	279.62
24836	-56.50	38.18	0.00	344.38
24837	-57.47	35.94	0.00	357.87
24838	-58.44	33.69	0.00	372.85
24839	-58.92	31.32	0.00	356.71

Tablo P5-5: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü

Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (SLS) * Kısmi katsayı < $3 \cdot P_{t,k}$			
	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (kN)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj halat kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	267	1.35	360 < 780
2. sıra ankraj	280	1.35	378 < 780
3. sıra ankraj	344	1.35	464 < 780
4. sıra ankraj	358	1.35	483 < 780
5. sıra ankraj	373	1.35	504 < 780
6. sıra ankraj	357	1.35	482 < 780

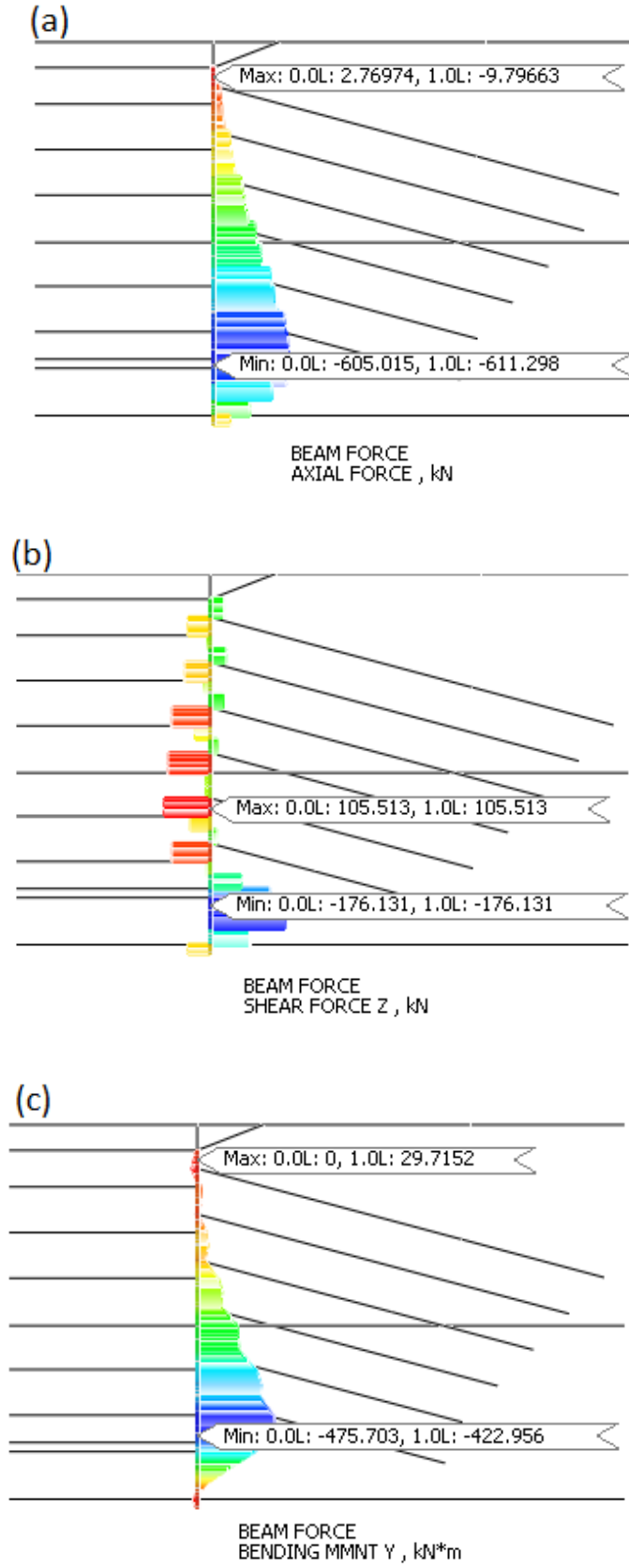
Bir sonraki aşamada ise her sıradaki ankraj köküne gelen kuvvetler SLS analizlerinden bulunmuştur. Birinci, ikinci, üçüncü, dördüncü, beşinci ve altıncı sıra ankraj kökleri üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 215 kN, 220 kN, 288 kN, 308 kN, 320 kN ve 272 kN olduğu görülmüştür.

Tablo P5-6'da her bir ankraj sırası için hesaplanmış olan ankraj kökü kuvvetleri, ankraj kökü karakteristik taşıma kapasitesi ile karşılaştırılmış ve küçük olduğu gösterilmiştir. Kullanılan GDA yazılımında her bir ankraj köküne gelen kuvvetler direkt veri

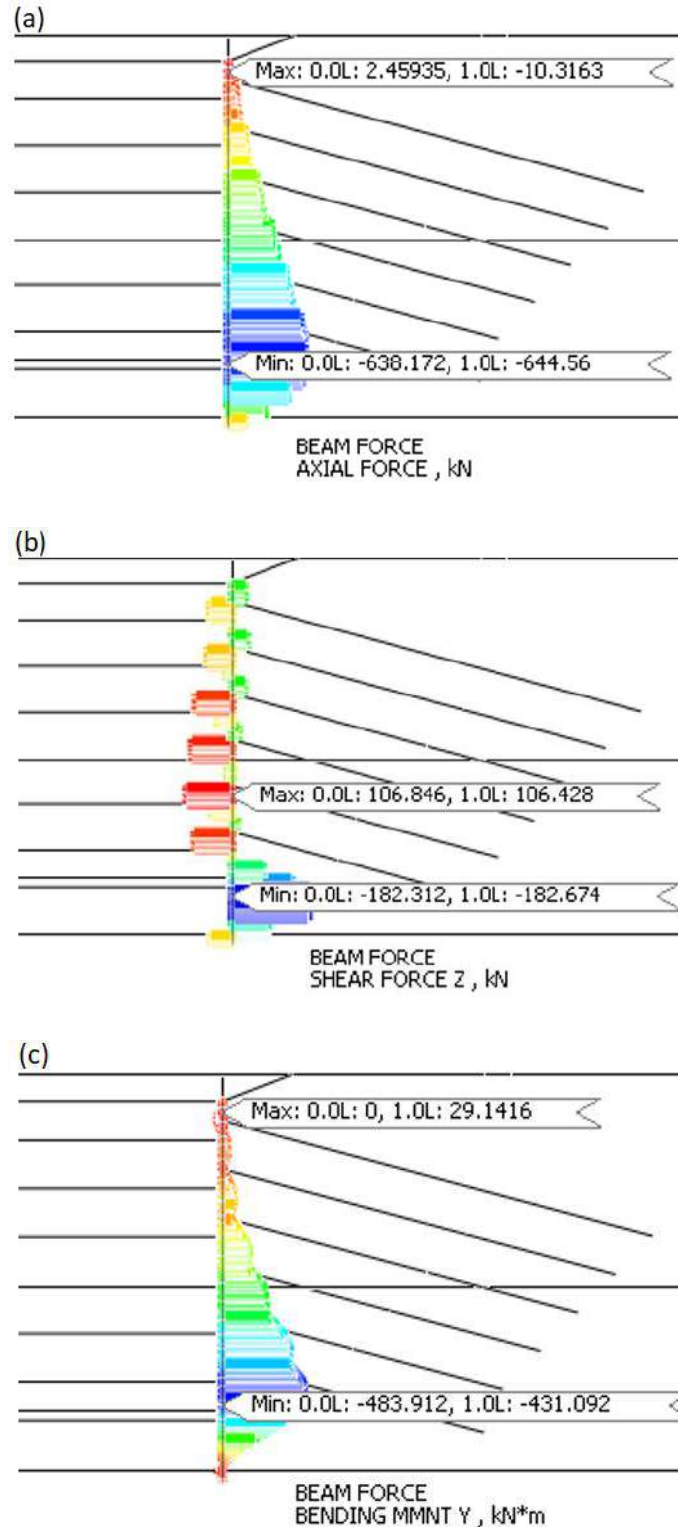
Tablo P5-6: Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması

Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (SLS) * Kısmi katsayı < T_k			
	Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (kN)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj kök kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	215	1.35	290 < 300
2. sıra ankraj	220	1.35	297 < 300
3. sıra ankraj	288	1.35	389 < 392
4. sıra ankraj	308	1.35	416 < 457
5. sıra ankraj	320	1.35	432 < 457
6. sıra ankraj	272	1.35	367 < 457

Şekil P5-11'de Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığı için bulunan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri verilmiştir. Kazık aralıkları ve kısmi katsayılar kullanılarak hesaplanan kesit tesirleri ile tasarım kesit tesirleri Tablo P5-7'de gösterilmiştir.



Şekil P5-11: Plansız kazı aşamasında iksa kazığında hesaplanan kesit tesiri zarfları
(a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti



Şekil P5-12: Statik eşdeğer hesap yönteminde, iksa kazığında hesaplanan
(a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti zarfları

Tablo P5-7: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri

Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kazık aralığı * Kısmi katsayı = Tasarım kesit tesiri				
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	611	1.0	1.35	825
Kesme kuvveti (kN)	176	1.0	1.35	238
Eğilme momenti (kNm)	423	1.0	1.35	571

Aşama-3'te statik eşdeğer hesap yöntemine göre yapılan GDA analizi sonucunda iksa kazığında hesaplanan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri Şekil P5-12'de verilmiştir. Hesaplanan kesit tesirleri ile tasarım kesit tesirleri ise Tablo P5-8'de gösterilmiştir.

Tablo P5-8: Statik eşdeğer hesap yönteminde kazıkta hesaplanan kesit tesirleri

Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kazık aralıkları = Tasarım kesit tesiri			
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	645	1.0	645
Kesme kuvveti (kN)	183	1.0	183
Eğilme momenti (kNm)	431	1.0	431

Son olarak, betonarme tasarımda kullanılması gereken kesit tesirleri, statik duruma (Tablo P5-7) ve statik eşdeğer hesap yöntemine (Tablo P5-8) göre elde edilen değerler karşılaştırılarak en olumsuz olan durum kullanılmıştır. Betonarme tasarımda kullanılması gereken kesit tesirleri Tablo P5-9'da verilmektedir.

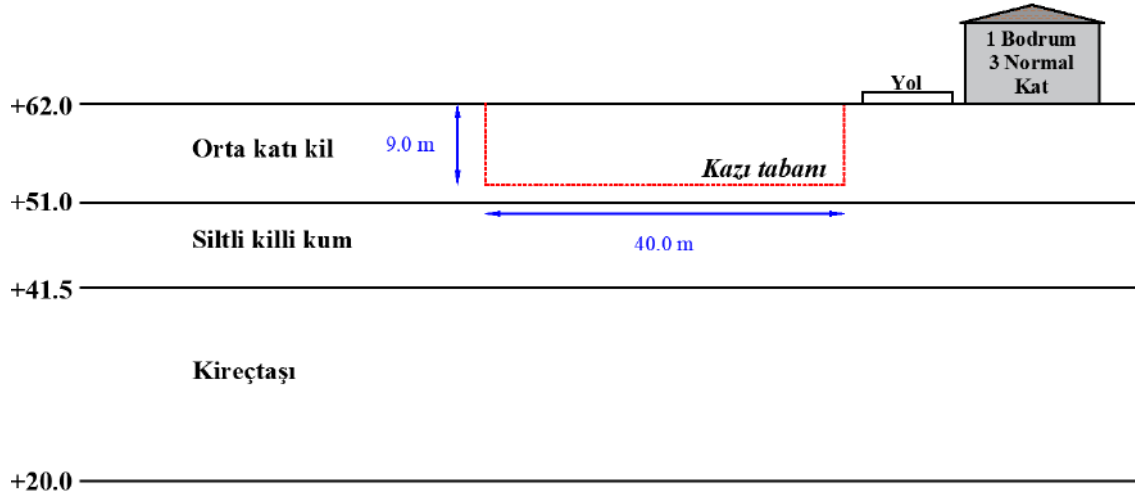
Tablo P5-9: Betonarme tasarımda kullanılması gereken kesit tesirleri

Betonarme tasarımda kullanılacak kesit tesiri	
Eksenel kuvvet	825 kN
Kesme kuvveti	238 kN
Eğilme momenti	571 kNm

P6 - MİNİ KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI

P6-1. Projenin Tanıtımı

Bu proje kapsamında yapılacak hesaplar P5 projesine benzer zemin profiline sahip bir sahada inşa edilecek 9.0 m yüksekliğindeki bir kazının tasarımını açıklamaktadır. Zemin ve Temel Etüdü Veri Raporu kullanılarak sahaya ait zemin profili ve kazı derinliği Şekil P6-1’deki gibi elde edilmiştir. Bina temeli orta katı kil birim üzerinde inşa edilecektir.



Şekil P6-1: Zemin profili ve kazı derinliği

P6-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Zemin ve Temel Etüdü Geoteknik Raporunda tanımlanan karakteristik değerler yeniden değerlendirilmiş ve zemin ve kaya için tasarım parametreleri bazı ilaveler ile Tablo P6-1’deki gibi belirlenmiştir.

Tablo P6-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	k (m/s)	Toplam Gerilme (Statik)				Etkatif Gerilme (Statik)			
			p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Orta katı kil	18.0	8.7E-8	100	40	50	0	100	40	5	26
Siltli killi kum	19.0	1.2E-5	100	50	0	35	100	50	0	35
Kireçtaşı	21.0	1.8E-10	100	150	200	0	100	150	10	36

P6-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kazı destek yapısına 13.4 m uzaklıkta dört katlı bir bina mevcuttur. Binadan aktarılan karakteristik yük 60 kPa olarak belirlenmiştir. Bina ile kazı destek yapısı arasında yaklaşık 10 m genişliğinde bölünmüş

karayolu bulunmaktadır. Yoldaki trafikten kaynaklanan ilave karakteristik yük ise 20 kPa mertebesinde kabul edilmiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

- İksa yapısı geçicidir.
- Kazı derinliği 7.0 m ila 25.0 m aralığındadır ($H=9$ m).
- Deplasmanları sınırlandırmak üzere yatay destek elemanı kullanılacaktır.

KDYY-Tablo 1.1.'de tanımlanan esaslara göre incelenen cephe Kazı Kategorisi-2'ye girmektedir.

Kazı Destek Sistemi Seçimi

Kazı destek sistemini seçiminde belirleyici olan ana unsurlar yeraltı suyunun ve iksa ile etkileşim mesafesinde herhangi bir yapının bulunmaması olarak ifade edilebilir. Yeraltı suyunun bulunmadığı ve iksa yakınında bina olmadığı durumlarda kullanılabilecek düşey ve yatay destek elemanı alternatifi artmaktadır. Bu örnek özelinde, kazı yüksekliği de makul bir değerde olduğu için iksa taşıyıcı sisteminin öngermeli ankrajlarla desteklenen mini kazıklardan teşkil edilmesine karar verilmiştir.

Deplasman Kriterleri

Bu projede dikkate alınan deplasman kriterleri;

- Kazı nedeniyle komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme miktarı statik yükleme durumunda 1/500 değerini aşmamalıdır.
- Bu projede iksa kazıklarında deplasmanların $\delta h=0.0015H$ değerini geçmemesi ve bu sayede mini kazıkların zorlanmaması hedeflenmiştir. Kazı derinliği 9.0 m olduğundan, yatay iksa deplasmanları için üst sınır $\delta h=1.35$ cm olarak belirlenmiştir.

Deprem Etkisi

Projede kazı destek yapısı geçici ve kazı derinliği $H < 15$ m olduğu için KDYY-Tablo 2.6'ya göre deprem etkisi dikkate alınmamıştır.

Halat Kapasitesi

0.6 inçlik (15.2 mm çapında) yedi örgülü tek bir öngermeli halatın (Y1860S7-15,2) karakteristik çekme dayanımı $P_{t,k} = 260$ kN'dur (EN 10138-3 veya BS 5896:2012). Ankraj demetini oluşturan tek bir halat üzerindeki P_0 öngörme yükü, $P_{t,k}$ karakteristik çekme dayanımının % 60'ından fazla olamaz.

Kök Kapasitesi

Ankraj kök bölgesinde oluşması beklenen ankraj nihai çeper sürtünmesi,

- Orta katı kil zemin için KDYY-Tablo 3.1. esas alınarak $\tau_f = 230$ kPa ve
- Kum zemin için KDYY-Tablo 3.2. esas alınarak $\tau_f = 350$ kPa

olarak seçilmiştir. Bu projede güvenlik sayısı $\xi=2.5$ olarak alınarak karakteristik değerler hesaplanmıştır (KDYY-3.2.2.3.e). Ankraj delgi çapı $D = 13$ cm ve kök boyu $L_{tb} = 8$ m olan bir ankrajın kök boyunca “ankraj kökü nihai, karakteristik ve tasarım taşıma kapasitesi” değerleri P4-2, P4-3 ve P4-4 bağıntılarına göre aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Orta katı kil tabakası için; $T_f = 751$ kN, $T_k = 300$ kN, $T_d = 273$ kN

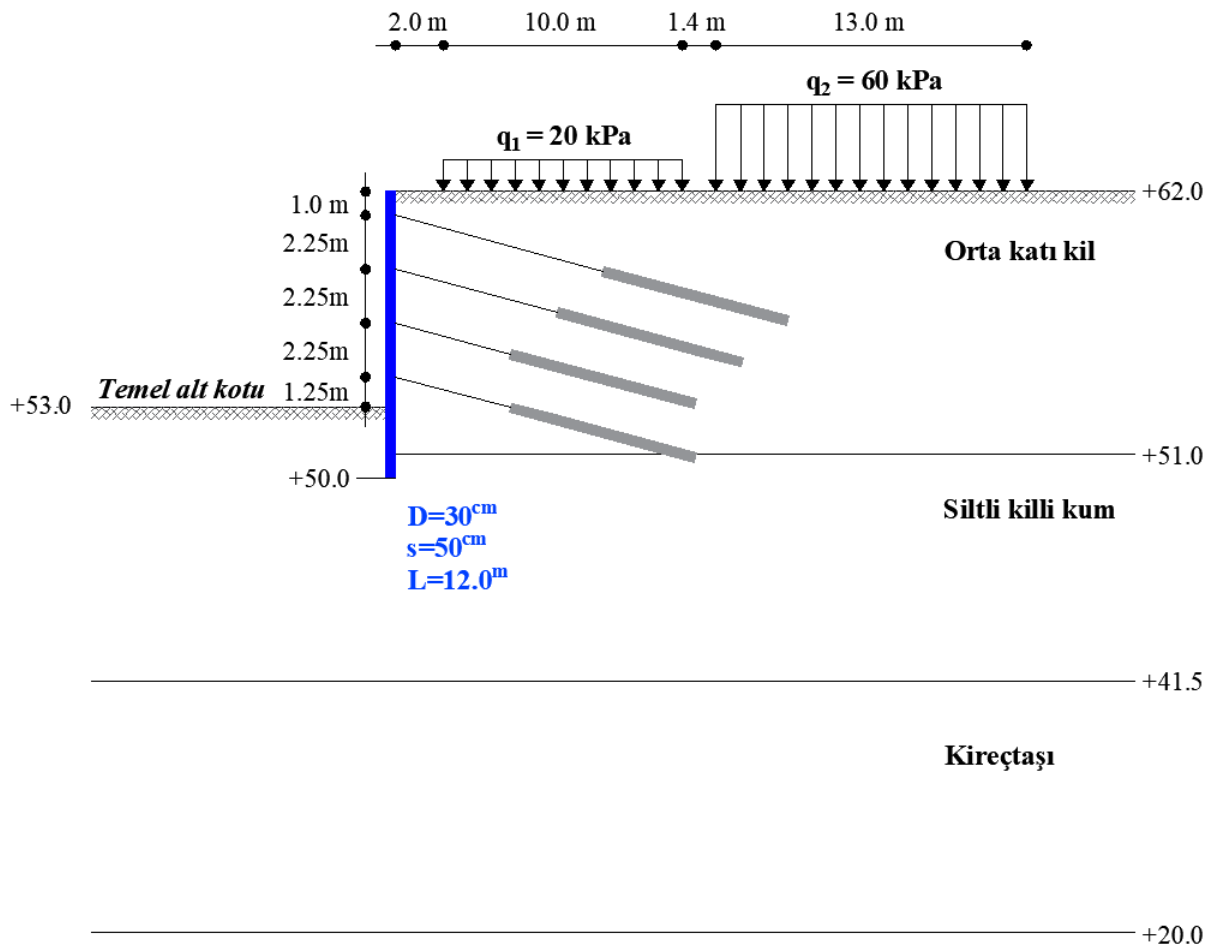
Kum tabakası için $T_f = 1143$ kN, $T_k = 457$ kN, $T_d = 416$ kN

P6-4. Analizler

Yapılan ön değerlendirme çalışmaları sonucunda yapısal elemanlara ait ön boyutlandırma aşağıdaki gibi planlanmıştır.

- Düşey destek eleman çapının $D=30$ cm ve merkezden merkeze mesafesinin $s=50$ cm olması.
- Kazık soket boyunun 3.0 m olarak seçilmesi.
- Hesap kesitinde dört sıra öngermeli ankraj kullanılması.

Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti Şekil P6-2’de verilmiştir.



Şekil P6-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti

Yapılan ön değerlendirme neticesinde, dört sıra öngermeli zemin ankrajı ile desteklenmiş 30 cm çapında aralıklı mini kazıklı bir kazı destek sistemi tasarlanmıştır. Kazıklar 12.0 m uzunluğunda olup merkezden merkeze 50 cm mesafeyle imal edilecektir. Kazı derinliği 9.0 m olup altı kazı aşaması planlanmıştır ve ayrıca plansız kazı aşaması da hesaplarda göz önüne alınmıştır. Ankrajlar düşeyde 2.25 metre, yatayda ise 2.0 m aralıklar ile yerleştirilecektir. Sahada yeraltı suyu olmadığı için kazı destek sisteminin tasarımı sadece drenajlı durum için yapılmıştır. Nihai ve servis limit durumları için yapılacak analizler ile hem geoteknik hem de yapısal elemanlar bakımından gerekli şartların sağlandığı gösterilmiştir.

Parametreler

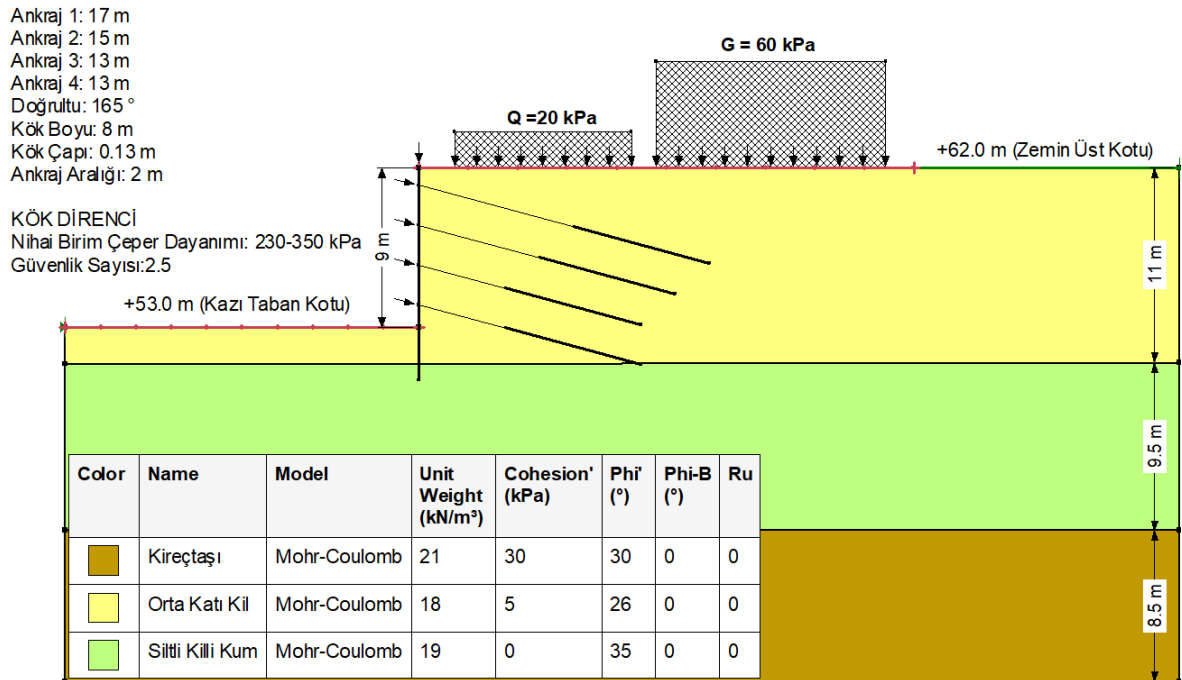
Analizlerde orta katı kil ve orta sıkı kum tabakaları için Hardening-Soil ve kireçtaşı tabakası için Mohr-Coulomb bünye modeli seçilmiştir. Bünye modeline ait tasarım parametreleri Tablo P6-1’ gösterilmektedir. Sayısal analizlerde yapısal elemanlar doğrusal elastik olarak tanımlanmış ve Tablo P6-2’de verilen parametreler kullanılarak modellenmiştir.

Tablo P6-2: Sayısal analizde yapısal elemanların girdi parametreleri

Parametre	Mini Kazık D=0.3m; s=0.5m	3*0.6'' ankraj halatı s _h =2m	Klasik ankraj kökü, D=0.13m
EA (kN/m)	4.7E6	84E3	66.4E3
EI (kN/m ² /m)	26.2E3	-	-
w (kN/m/m)	0.85	-	-
v	0.2	-	-

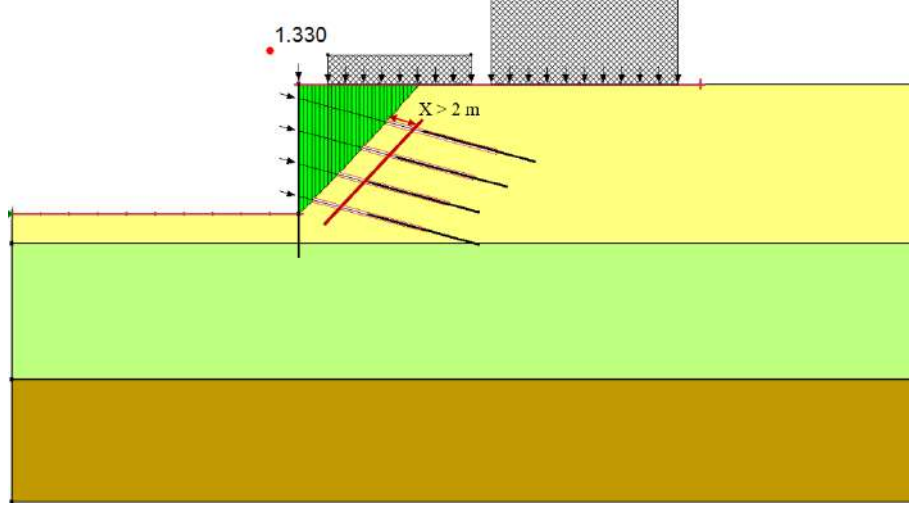
Aşama 1 - LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

Bu aşamada, KDYY-Tablo 2.1’de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak yapılacak göçme sınır durumu hesabı sonucunda elde edilen güvenlik sayıları incelenerek $GS \geq 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmelidir. Projenin ön tasarımında 2.25 m aralıklar ile yerleştirilecek dört sıra 3*0.6" halatlı ankraj kullanılmasına karar verilmiş ve ankrajların boyları sırasıyla 17, 15, 13 ve 13 m olarak seçilmiştir. Ankrajlar arası yatay mesafe cephe boyunca s_h=2.0 m’dir. Ankrajların kök boyu L_{tb}=8 m ve ankraj delgisine ait shaft çapı D=13 cm olarak alınmıştır. Kazıkların maksimum kesme kuvveti, V_c=49 kN olarak alınmıştır. Problem iki boyutlu (2D) olarak modellenmiş ve yapılan modellemeye ait ekran görüntüsü, zemin ve ankraj özellikleri Şekil P6-3’te gösterilmiştir.



Şekil P6-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım

Şekil P6-3'te "ön tasarıma" ait en düşük güvenlik sayısına sahip olası göçme yüzeyi Şekil P6-4'te verilmiştir. Güvenlik sayısı 1.33 olarak hesaplanmış olup Aşama 1 için gerekli olan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır. Şekilde görüldüğü üzere serbest uzunluk KDYY'deki ilgili maddeye uyularak $X=2$ m kadar uzatılmıştır.



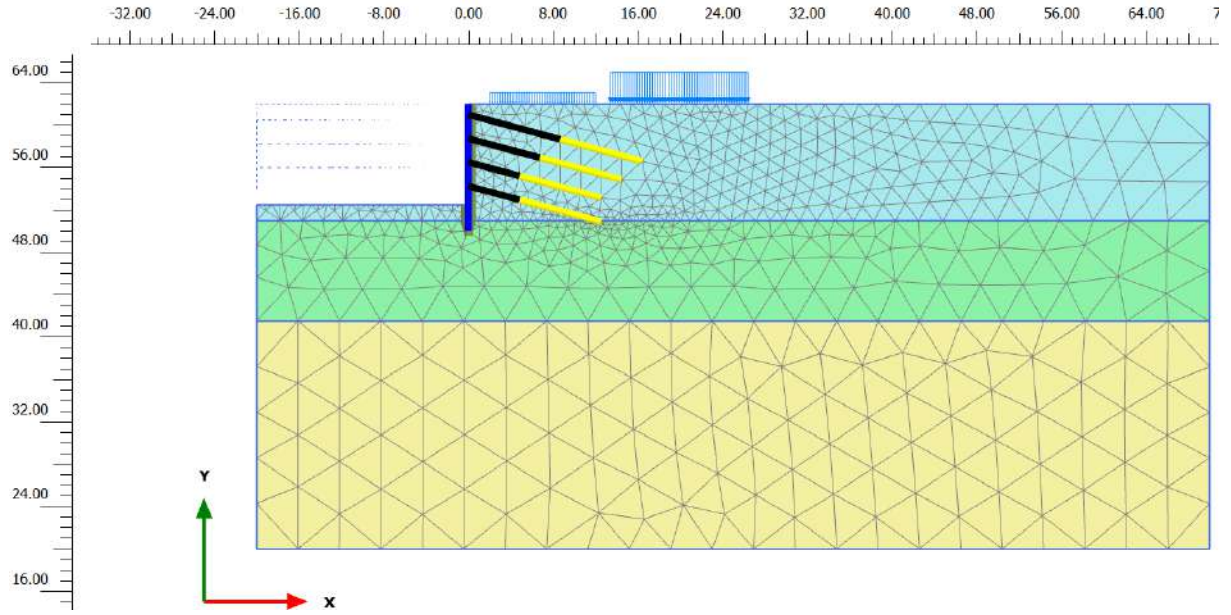
Şekil P6-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı

Aşama 2 - SLS Kontrolü (SLS-GEO)

SLS hesapları sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılmıştır. Sayısal modelde tüm imalat aşamaları aşağıdaki gibi tanımlanmış ve tüm sistem kademeli olarak analiz edilerek nihai kazı kotuna ve sonrasında plansız kazı kotuna ulaşılmıştır.

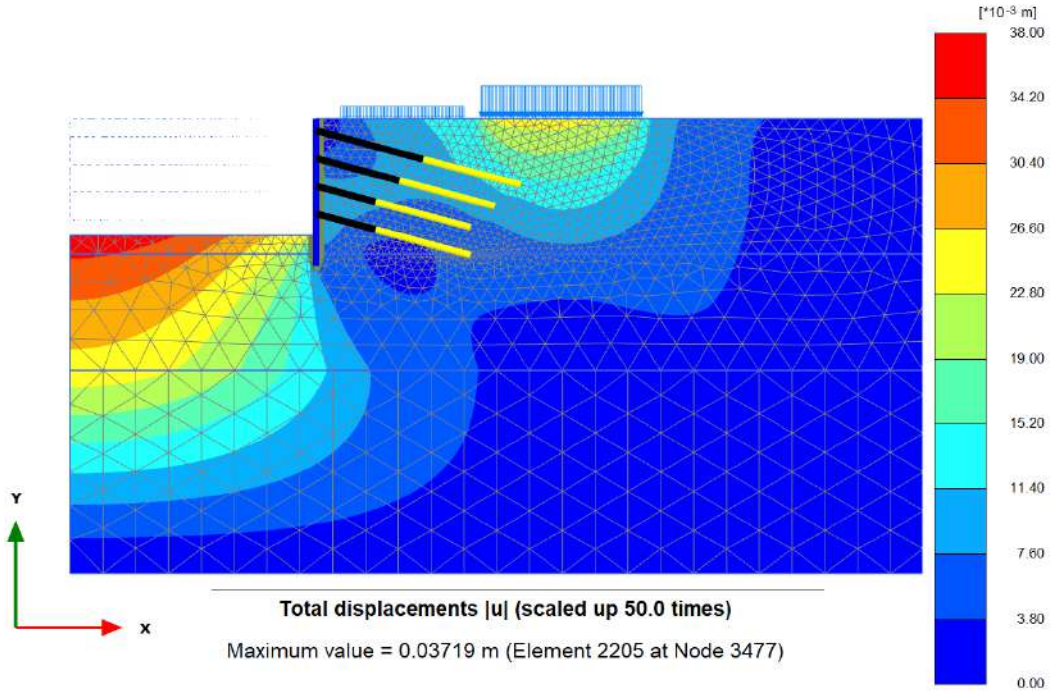
- Aşama 1: Yüklerin tanımlanması
- Aşama 2: Mini kazık imalatı
- Aşama 3: Kazı 1
- Aşama 4: Ankraj 1
- Aşama 5: Kazı 2
- Aşama 6: Ankraj 2
- Aşama 7: Kazı 3
- Aşama 8: Ankraj 3
- Aşama 9: Kazı 4
- Aşama 10: Ankraj 4
- Aşama 11: Nihai kazı + plansız kazı

Hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağına ait ekran görüntüsü Şekil P6-5'te verilmiştir. P6-3 başlığı altında tanımlanan ankraj kök karakteristik kapasitesi orta katı kil zeminde $T_k = 300$ kN ve orta sıkı kum zeminde $T_k = 457$ kN olarak hesaplandığı için sayısal modelde kullanılacak $F_{\text{prestress}}$ değerleri sınır değerlerden daha düşük olmalıdır. Tüm ankraj kökleri orta katı kil tabakasında kaldığı için $F_{\text{prestress}}=250$ kN olarak seçilmiştir.



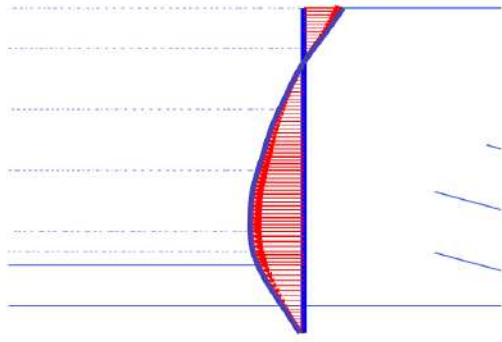
Şekil P6-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı

Analizler sonucunda model genelinde oluşan deplasmanlar Şekil P6-6’da verilmiştir. Mini kazıklarda hesaplanan yatay deplasmanlar $\delta h \approx 1.0$ cm mertebesinde (Şekil P6-7.a). $\delta h = 1.0 \text{ cm} < 0.0015H = 0.0015 * 900 = 1.35 \text{ cm}$ olduğundan deplasman kriteri olarak seçilen $\delta h = 0.0015H$ limit değeri aşılmadığı görülmüştür. Bina radye temel in her iki köşesinde iksa nedeniyle oluşan oturma değerleri 25.0 mm ve 16.0 mm’dir. 13 m genişliğindeki temel in, iksaya 5 m mesafedeki gözlenen maksimum açılal dönme değeri 1/555 olarak hesaplanmıştır ve 1/500 limit değeri aşılmadığı görülmüştür (Şekil P6-7.b). Yolda oluşan deplasmanlar da kabul edilebilir mertebededir.



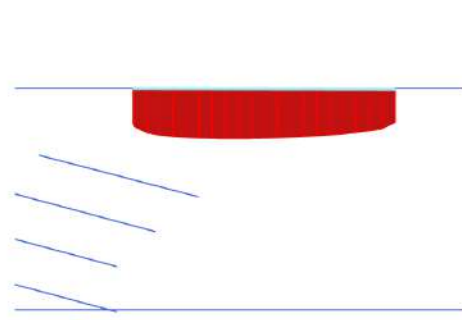
Şekil P6-6: Plansız kazı aşamasında model için hesaplanan deplasmanlar

a) Mini kazıklardaki deplasmanlar



Total displacements u_x (scaled up 200 times)
 Maximum value = $7.279 \cdot 10^{-3}$ m (Element 1 at Node 329)
 Minimum value = $-9.938 \cdot 10^{-3}$ m (Element 15 at Node 3810)

b) Komşu binanın temelindeki deplasmanlar



Total displacements u_y (scaled up 100 times)
 Maximum value = -0.01608 m
 Minimum value = -0.02475 m

Şekil P6-7: Aşama 11’de hesaplanan deplasman değerleri **(a)** İksa sisteminde oluşan yatay deplasmanlar **(b)** Komşu binanın temelinde meydana gelen düşey deplasmanlar

Aşama 3 - Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS- STR)

Bu aşamada yapısal elemanlar için kontroller yapılacaktır. Yapısal tasarım kontrolleri;

- Halat taşıma kapasitesinin kontrolünü,
- Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılmasını,
- Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığında hesaplanan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerini,

içermektedir.

İlk olarak halatlar üzerinde oluşan kuvvetler SLS modeli üzerinden kontrol edilmiştir. Birinci, ikinci, üçüncü ve dördüncü sıra ankrajlar üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 251 kN, 261 kN, 275 kN ve 266 kN olarak hesaplanmıştır (Tablo P6-3).

Tablo P6-3: Plansız kazı aşamasında (Aşama 11) ankrajlarda oluşan yükler

Ankraj No	Ankraj Kotu	Hesaplanan Yük Değeri [kN]
1. sıra ankraj	61.00	250.578
2. sıra ankraj	58.75	261.083
3. sıra ankraj	56.50	275.334
4. sıra ankraj	54.25	265.713

Bir sonraki aşamada, SLS analizlerinden elde edilen ankraj kuvvetleri 1.35 ile çarpılarak öngermeli üç halatın karakteristik çekme dayanımı ile karşılaştırılmıştır (Tablo P6-4). Ankraj halatlarına gelen kuvvetlerin üç halat seçilmesi durumunda $3 * P_{t,k} = 3 * 260 = 780 \text{ kN}$ ’dan küçük olması nedeniyle ankrajlarda üç halat kullanılmasının uygun olduğu görülmüştür.

Tablo P6-4: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü

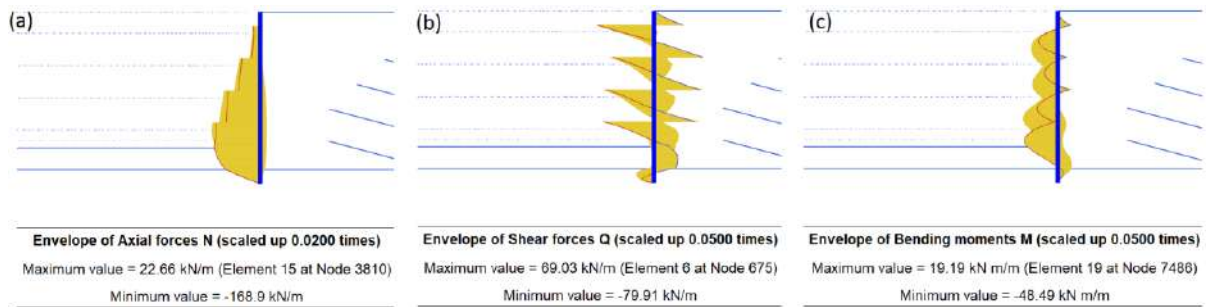
Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (SLS) * Kısmi katsayı $< 3 * P_{t,k}$			
	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (kN)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj halat kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	251	1.35	339 < 780
2. sıra ankraj	261	1.35	352 < 780
3. sıra ankraj	275	1.35	371 < 780
4. sıra ankraj	266	1.35	359 < 780

Bir sonraki aşamada ise her sıradaki ankraj köküne gelen kuvvetler bulunmuştur. Birinci, ikinci, üçüncü ve dördüncü sıra ankraj kökleri üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 101 kN/m, 106 kN/m, 110 kN/m ve 104 kN/m olarak hesaplanmıştır. Tablo P6-5'te her bir ankraj sırası için hesaplanmış olan ankraj kökü kuvvetleri, ankraj kökü karakteristik taşıma kapasitesi ile karşılaştırılarak, taşıma kapasitesinin yeterli olduğu gösterilmiştir.

Tablo P6-5: Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması

Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (SLS) * Yatay ankraj aralığı * Kısmi katsayı $< T_k$				
	Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (kN/m)	Yatay ankraj aralığı, S_h (m)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj kök kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	101	2.0	1.35	273 < 300
2. sıra ankraj	106	2.0	1.35	286 < 300
3. sıra ankraj	110	2.0	1.35	297 < 300
4. sıra ankraj	104	2.0	1.35	281 < 300

Şekil P6-8'de Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığı için bulunan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri verilmiştir. Kazık aralıkları ve kısmi katsayılar kullanılarak hesaplanan kesit tesirleri Tablo P6-6'da gösterilmiştir.

**Şekil P6-8: Plansız kazı aşamasında, iksa kazığında hesaplanan**

(a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti zarfı

Tablo P6-6: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri

	Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kazık aralığı * Kısmi katsayı = Tasarım kesit tesiri			
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	169	0.5	1.35	114
Kesme kuvveti (kN)	80	0.5	1.35	54
Eğilme momenti (kNm)	48	0.5	1.35	32

Tasarım El Kitabı kapsamında analiz edilen projelerde, yapısal elemanların boyutlandırılması ve betonarme hesaplar sınırlı açıklama ile geçilmiştir. Tüm doküman incelendiğinde sadece bazı örneklerde kısa bilgiler vermeye gayret edildiği anlaşılabacaktır. P6 örneğinde hesaplanan ankraj kuvvetleri 3 adet 0.6 inç halatın tasarım kapasitesinin oldukça altında kalmaktadır. Bu nedenle Geoteknik Sorumlu bu problemde 3 adet 0.5 inç halat kullanarak analiz yapıp çözümün yeterli olduğunu ispat ederek tasarımını bu yönde değiştirebilir.

P7 - FORE KAZIKLI VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI

P7-1. Projenin Tanıtımı

Bu projede, P6 no.lu projede sunulan iksa yapısının farklı bir cephesi için yapılan hesaplar verilmektedir. P6 projesinin ankraj yapılamayan farklı bir cephesinde fore kazıklı ve içten destekli bir sistem için tasarım adımları açıklanacaktır. P7 projesi için tasarlanacak iksa yapısı, kazı alanının doğu ucundaki 50 metrelik bölümde bulunmaktadır ve projeye göre daha dar bir kesitte, karşılıklı cephelerde teşkil edilecektir. Kazı derinliği ve geoteknik arazi karakterizasyonu P6’da açıklandığı için bu projede doğrudan tasarım esaslarına geçilecektir.

P7-2. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kazı destek yapısına 15 m uzaklıkta dört katlı bir bina mevcuttur. Binadan aktarılan karakteristik yük 60 kPa olarak belirlenmiştir. Bina ile kazı destek yapısı arasında yaklaşık 10 m genişliğinde bölünmüş karayolu bulunmaktadır. Yoldaki trafikten kaynaklanan ilave karakteristik yük ise 20 kPa mertebesinde kabul edilmiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi ve Kazı Destek Yapısı Seçimi

Kazı destek yapısı;

- Geçicidir.
- Yüksekliği 13.9 m’dir.
- Yatay destek elemanı içerecektir.

KDYY-Tablo 1.1.’de tanımlanan esaslara göre incelenen cephe Kazı Kategorisi-2’ye girmektedir. Bu projede çevre yapılar bakımından deplasmanlar sınırlandırılmalıdır. Bu nedenle kazı destek yapısının çelik boru profiller ile içten desteklenmesine karar verilmiştir. Sahada yer altı suyu bulunmaması nedeniyle kazı duvarı aralıklı fore kazıklar ile inşa edilecektir.

Yapısal Elemanlar İçin Tasarım Parametreleri

Kazı destek yapısının ön tasarımında, kullanılacak olan çelik desteğin malzeme özellikleri ve burkulma dayanımı belirlenmelidir. Bu projede ihtiyaç olan tüm destek elemanları için tek bir profil kullanılmıştır. Projenin gereklilikleri ve tasarım sonrasında hesaplanan iç kuvvetler dikkate alınarak farklı profiller kullanılabilir. Yatay destek elemanı olarak kullanılmasına karar verilen çelik boru profilin geometrik ve malzeme özellikleri Tablo P7-1’de gösterilmiştir.

Tablo P7-1: Çelik boru profil geometrik ve malzeme özellikleri

Dış Çap (D)	Et Kalınlığı (t)	Serbest uzunluğu (L)	Yatay Aralık (s)	Karakteristik Akma Dayanımı	Elastisite Modülü	Atalet Yarıçapı (i)
650 mm	10 mm	15 m	5 m	275 MPa	200000 MPa	22.6 cm

Projede kullanılacak çelik destek elemanları duvar düzlemine dik olarak konumlandırılacaktır. Bu nedenle destek elemanı, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar-Bölüm 8

(ÇYTHYDE, 2016) esas alınarak, eksenel basınç kuvveti etkisi altında tasarlanmıştır. Seçilen çelik boru profil ÇYTHYDE-Tablo5.1A'da tanımlanan genişlik/kalınlık oranı sınır değerini aşmadığı için narin en kesit parçası içermeyen eleman olarak sınıflandırılmaktadır. Narin olmayan en kesitli basınç elemanlarında karakteristik basınç kuvveti dayanımı, aşağıdaki denklem ile hesaplanabilir.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \quad (P7-1)$$

Burada A_g profilin gerçek enkesit alanıdır. Narin enkesitli basınç elemanlarından farklı olarak, burada profilin enkesit alanı azaltılmadan doğrudan kullanılır. Kritik burkulma gerilmesinin hesabı P1 prjesi kapsamında detaylı olarak açıklanmıştır. Kritik burkulma gerilmesi, F_{cr} , ÇYTHYDE-Bölüm 8.2'de önerilen eşitlikler yardımı ile elde edilebilir. Bu eşitliklerde kullanılacak olan elastik burkulma gerilmesi, F_e , P7-2 bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{i}\right)^2} \quad (P7-2)$$

Projede kullanılacak çelik boru destek elemanının karakteristik basınç kuvveti dayanımı, açıklanan bağıntılar yardımıyla 4280 kN olarak hesaplanmıştır.

Projede düşey destek elemanı olarak 80 cm çapında ve aralarında merkezden merkeze 1 m mesafe bulunan fore kazıkların inşa edilmesi planlanmaktadır. Kazıkların her biri 4 m soket boyu ile birlikte 16.5 m boyunca inşa edilecektir. Kazıkların kesme dayanımları, TS500-Bölüm 8.1.4.'te betonarme kesitlerin kesme dayanımı için tanımlanan eşitlik ile hesaplanabilir.

$$V_c = 0.8V_{cr} = 0.8 \cdot 0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \left(1 + \gamma \frac{N_d}{A_c}\right) \quad (P7-3)$$

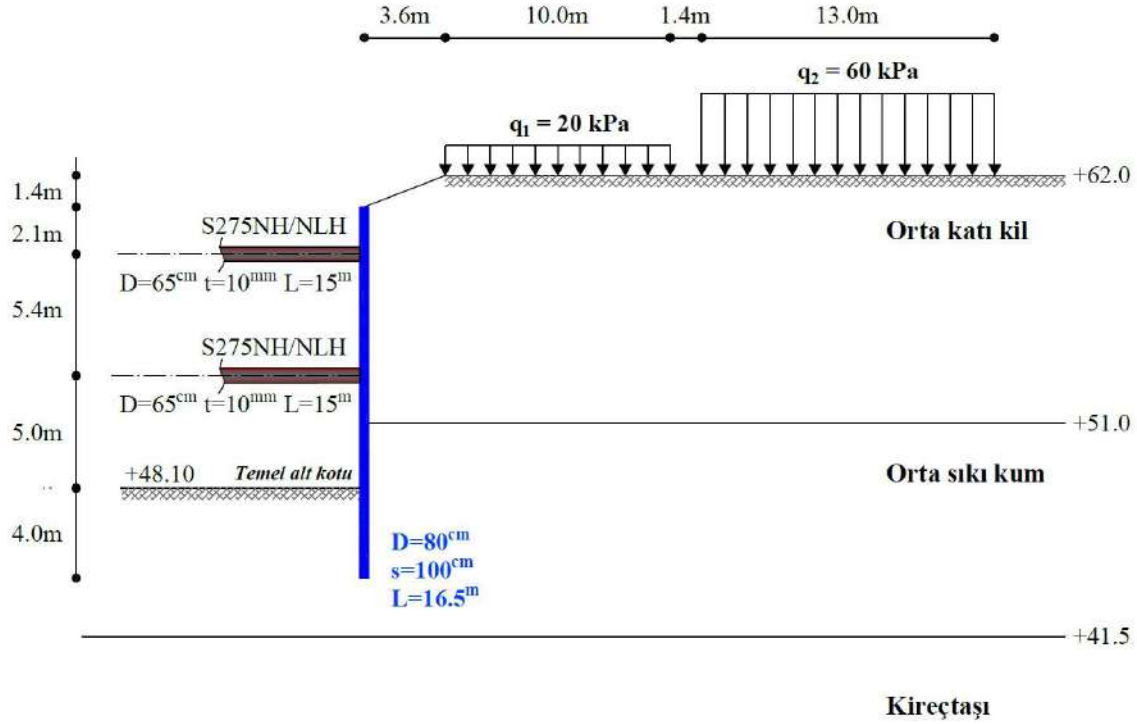
Bu eşitlik ile fore kazıkların her birinin kesme kuvveti dayanımı 390 kN olarak hesaplanmıştır.

Deplasman Kriterleri

KDYY-2.12'de tanımlanan üst sınır deplasman kriterlerine göre içten destekli/yatay destekli sistemler için meydana gelecek yanal deplasmanlar $\delta h/H = \%2.5 - \%5.0$ 'i (kazı derinliğinin binde iki buçuğu ile binde beşi) değerleri arasında kalacak şekilde bir üst limit olarak kabul edilmektedir. Yanal deplasmanlar bu değerleri aşmayacak şekilde projelendirme yapılmalıdır. Kazının şehir merkezinde yoğun yapılaşma olan bir bölgede olması ve kazı sahası etrafında yanal deplasmanlardan etkilenebilecek yapıların bulunması sebebiyle kazı aksı boyunca oluşan yanal deplasmanların kazı derinliğinin binde iki buçuğu mertebesini aşmayacak şekilde sınırlandırılmasına karar verilmiştir ($\delta h/H \leq \%2.5 = 3.5\text{cm}$). Ayrıca kazı nedeniyle komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme miktarı statik yükleme durumunda 1/500 değerini aşmamalıdır. Bu projede kazı nedeniyle komşu binaların temellerinde meydana gelebilecek dönme miktarı 1/1000 değeri ile sınırlandırılacaktır.

P1-1: Analizler

Kazı destek yapısının hesap kesitinde +44.10 kotuna kadar aralıklı fore kazıklı duvar yapılmasına ve duvarın yatayda 5.0 m aralıklarla yerleştirilecek iki sıra çelik boru profil ile desteklenmesine karar verilmiştir. Yapılan ön tasarım sonucunda analizlerde kullanılacak kesit Şekil P7-1'teki gibidir. Bu bölümde ön tasarımı yapılan sistemin ULS ve SLS kontrolleri, yapısal elemanların uygunluğunun kontrolü ve yapısal tasarıma esas iç kuvvetlerin belirlenmesi aşamaları açıklanmaktadır.



Şekil P7-1: Proje için tasarım ve hesap kesiti

Tasarım Parametreleri

Sayısal analizler yapılırken seçilen bünye modelleri (gerilme-şekil değiştirme ilişkisi), ilgili sahadaki zemin davranışını gerçekçi şekilde tanımlayabilmelidir. Bu projenin analizlerinde Kireçtaşı birim elastik-tam plastik Mohr-Coulomb bünye modeli ile tanımlanırken orta sıkı kil ve kum birimler için pekleşen zemin modeli olarak bilinen Hardening Soil (Isotropic Hardening) bünye modeli kullanılmıştır. Bünye modellerine ait zemin parametreleri, geoteknik arazi karakterizasyonu esas alınarak tanımlanmıştır. HS bünye modeli için referans gerilme değeri 100 kPa olarak seçilmiş ve analizlerde kullanılan elastisite ve kayma modülleri referans gerilme değeri baz alınarak belirlenmiştir.

Projedeki yatay ve düşey destek elemanlarının SLS ve ULS kontrolleri için gerilme deformasyon analizlerinde uygun elemanlar kullanılarak modellenmeleri gerekmektedir. Bu elemanların modellerde kullanılan malzeme ve geometrik özellikleri Tablo P7-2’te gösterilmiştir.

Tablo P7-2: Yapısal elemanların girdi değerleri

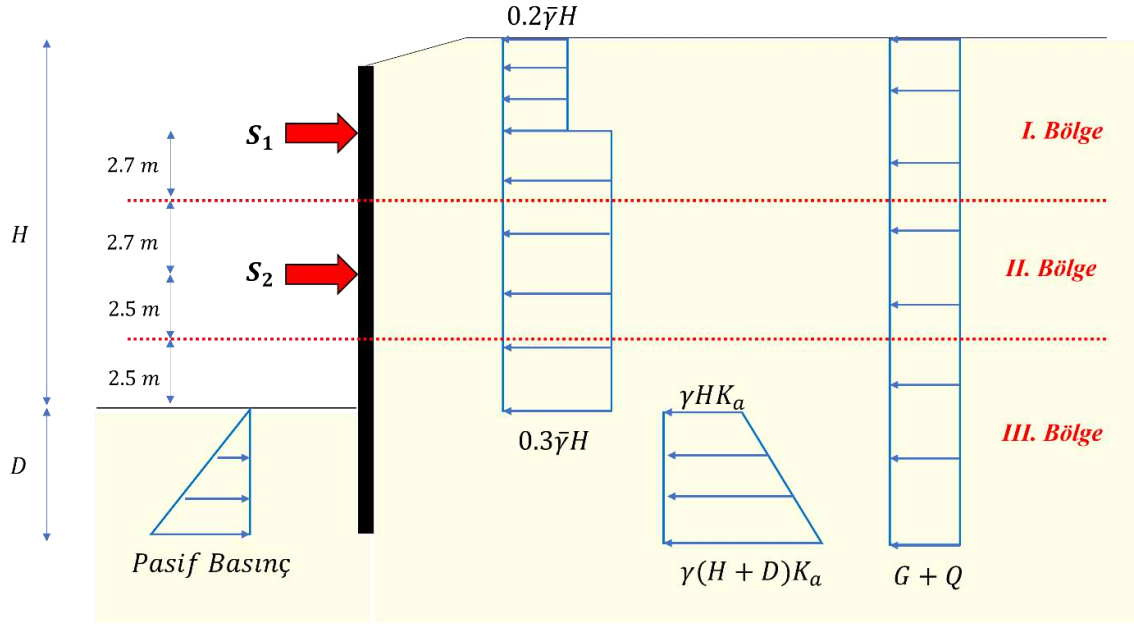
Yapısal Eleman	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	A (m ²)	Yatay Aralık (m)
Fore Kazıklar	33*10 ⁶	0.0201	0.5027	1.0
Çelik Borular	200*10 ⁶	-	0.0201	5.0

Aşama 1: Soket Boyu Kontrolü

Projede temel alt kotu ile ikinci yatay destek seviyesi arasında 5 metrelik bir kot farkı bulunmaktadır. Bu kot farkı nedeniyle zeminin kazıklara uyguladığı aktif toprak basıncının bir kısmı, kazıkların soket bölümüne gelen pasif etkiler ile taşınır. Buna ek olarak sürşarj yükü etkilerinin de kazık soketi boyunca pasif etkiler ile karşılanması gerekir. Bu nedenle bu tip projelerin ön tasarımında kazıkların soket boyu,

toprak basıncı ve sürşarj yükü etkileri göz önüne alınarak seçilmeli ve soket boyunun uygunluğu kontrol edilmelidir.

İçten destekli sistemlerde kazı destek yapısına gelen aktif toprak basınçları KDYY-3.4.2.5'te tanımlanan yayılı toprak yükü tasarım metodu (YTY metodu) kullanılarak belirlenebilir. YTY metodunda basınç diyagramları zeminlerin malzeme özelliklerine göre değişkenlik gösterir. Bu projedeki fore kazıklı duvara gelen YTY metodu ile belirlenmiş tüm etkiler Şekil P7-2'de gösterilmiştir.



Şekil P7-2: Kazı destek yapısına gelen aktif ve pasif etkiler

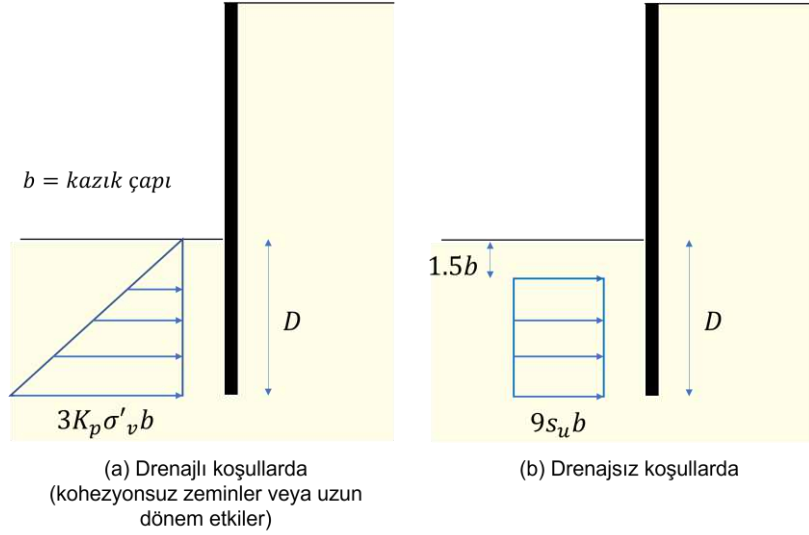
Şekil P7-2'de görüldüğü gibi, duvara gelen etkiler üç bölgeye ayrıldığında 1. bölgedeki etkiler ilk sıra yatay destekler (S_1) ile 2. bölgedeki etkiler ikinci sıra yatay destekler (S_2) ile ve 3. bölgedeki etkiler soket boyunca mobilize olan pasif basınç ile karşılanır. Duvarın arkasında orta katı kil ve orta sıkı kum birimleri bulunmasına rağmen bu proje için soket boyu hesabında yalnızca orta sıkı kum tabakasındaki etkiler önemlidir. Bu nedenle duvarın serbest bölgesine gelen aktif basınçlar YTY yöntemi tarafından önerilen " $0.3\gamma H$ " bağıntısı ile hesaplanır. Duvarın soket bölgesine etkiyen aktif basınçlar, temel mühendisliği kabulleri ile hesaplanabilir. Ayrıca çevre yapıların etkisini temsil eden sürşarj yükleri de hesaplarda dikkate alınmalıdır.

Fore kazıklı ve içten destekli yapılarda soket boyu kontrolü, gömülü derinlik boyunca etkili olan koruyucu ve bozucu kuvvetlerin stabilitesine göre yapılır. Soketi koruyan yükler pasif basınç tarafından etkir. Bu nedenle soket boyunca oluşabilecek aktif basınçlar, pasif direnç tarafından yeterli güvenlik sayısı ile karşılanmalıdır. Kazı tabanının altındaki aralıklı kazıklı yapılarda pasif direnç genellikle Broms (1965) tarafından yanal yüklü kazıklar için geliştirilen bağıntılar yardımıyla değerlendirilir (Sabatini, 1999). Bu yöntemin farklı koşullar için önerdiği bağıntılar Şekil P7-3'te gösterilmiştir.

Soket boyu kontrolü için hesaplanan basınçlar ve ilgili kuvvetler Şekil P7-4'te gösterilmiştir. Basınç kuvvetlerinin hesabında KDYY-Tablo 2.1'de önerilen kısmi katsayıların kullanılması gerekmektedir. Kısmi katsayılar kullanılarak hesaplanan basınç kuvvetleri Tablo P7-3'te gösterilmiştir. Yapılan hesaplar sonucu elde edilen güvenlik sayısı,

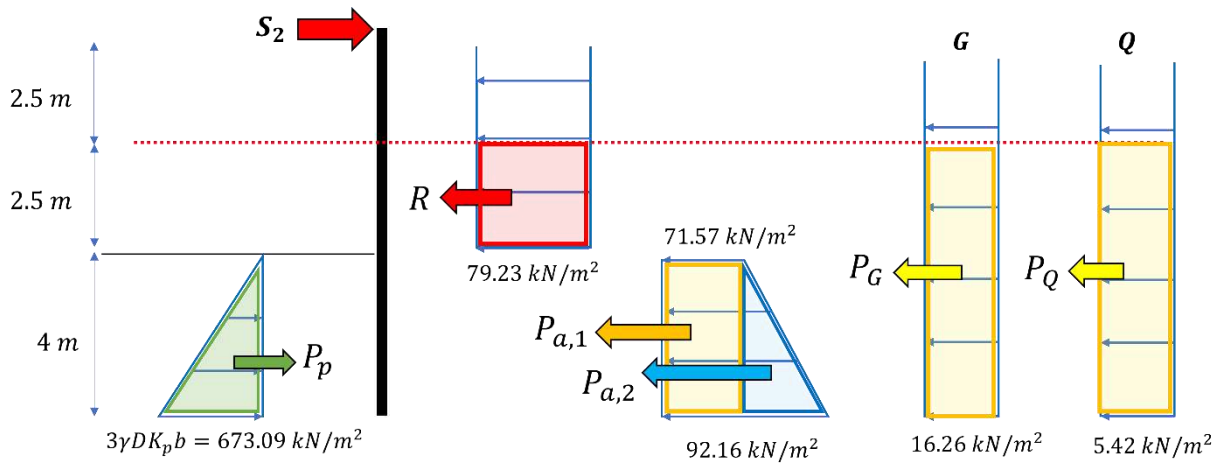
$$GS = \frac{P_p}{R + P_{a,1} + P_{a,2} + P_G + P_Q} = \frac{961.55}{267.4 + 386.47 + 55.61 + 142.68 + 52.84} = 1.06 \quad (P7-4)$$

bağıntısı ile 1.06 olarak hesaplanmıştır. Bu durumda soket boyu kontrolü için gerekli olan $GS \geq 1$ şartı sağlanmıştır.



Şekil P7-3: Broms (1965) yöntemine göre soket bölgesindeki nihai pasif basınçların hesabı

Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği ile ilgili güncel kaynaklarda Broms (1965) yöntemi anlatılırken soket boyu D ve kazık çapı b olarak gösterilmektedir. Bu kitapta Broms (1965) kullanıldığı hesaplarda yöntemin orijinal notasyonu esas alınmıştır.



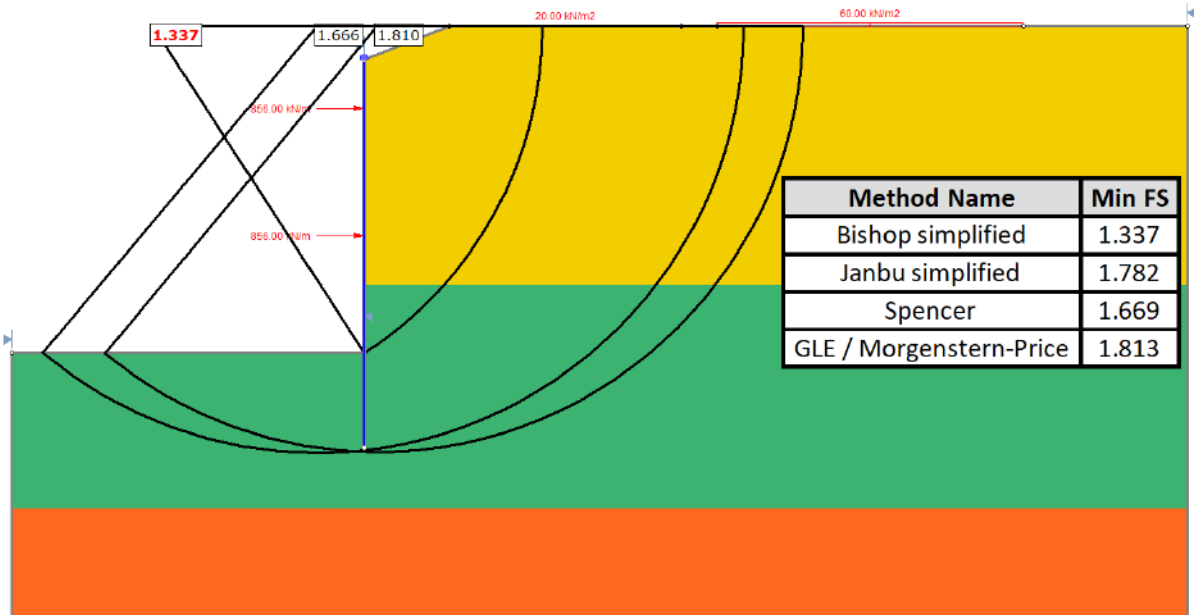
Şekil P7-4: Kazık soket bölgesine etkiyen basınçlar

Aşama 2: LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

Bu aşamada Şekil P7-1 de gösterilen ön tasarım ile boyutları belirlenen kazı destek yapısının göçmeye karşı güvenlik sayısının kontrolü, KDYY Tablo 2.1’de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak, farklı LEM yöntemlerini uygulayabilen bir yazılım aracılığı ile yapılmıştır. Kazı destek yapısının olası göçme yüzeyleri ve en düşük güvenlik sayısı, yazılımın arayüzünde sağlanan Bishop, Janbu, Spencer ve GLE/Morgenstern-Price yöntemleri kullanılarak hesaplanmıştır. Sonuçlar Şekil P7-5’ten görülebilir. Analiz sonucunda en düşük güvenlik sayısı ile ($GS = 1.337$) kritik göçme yüzeyini veren yöntem Bishop yöntemidir. Bu durumda KDYY-Tablo 3.5’te ULS-GEO analizi için tanımlanan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır.

Tablo P7-3: Kısmi faktörler kullanılarak hesaplanan kuvvetler

	Basınç kN/m^2	Kısmi Faktörler (KDYY Tablo2.1)	Kuvvet kN/m
P_p	673.09	Pasif Zemin Direnci γ_{RE}	$\frac{1}{2} \cdot 679.09 \cdot 4/1.4 = 961.55$
R	$0.3\gamma H = 0.3 \cdot 19 \cdot 13.9 = 79.23$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst}$	$79.23 \cdot (5/2) \cdot 1.35 = 267.4$
P_{a,1}	$\gamma HK_a = 19 \cdot 13.9 \cdot 0.271 = 71.57$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst}$	$71.57 \cdot 4 \cdot 1.35 = 386.47$
P_{a,2}	$\gamma DK_a = 19 \cdot 4 \cdot 0.271 = 20.59$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst}$	$\frac{1}{2} \cdot 20.59 \cdot 4 \cdot 1.35 = 55.61$
P_G	$G K_a = 60 \cdot 0.271 = 16.26$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst}$	$16.26 \cdot (4 + 2.5) \cdot 1.35 = 142.68$
P_Q	$Q K_a = 20 \cdot 0.271 = 5.42$	Güvenliği azaltıcı değişken etki $\gamma_{Q,dst}$	$5.42 \cdot (4 + 2.5) \cdot 1.50 = 52.84$



Şekil P7-5: Farklı yöntemler ile yapılan LEM analizi sonuçları

Aşama 3 – SLS Kontrolü (SLS-GEO)

Bu projenin SLS kontrolleri GDA ile yapılmıştır. Kazı aşamaları, bina temelini inşası, bina katları ve yatay desteklerin kaldırılma aşamaları dahil olmak üzere tüm gerekli inşaat aşamaları modele dahil edilmiştir. Nihai kazı kotunun ardından oluşabilecek ek kazıları hesaplara dahil etmek amacıyla KDYY-2.8.5.2’de tanımlanan “Plansız Kazı” da modellenmiştir. Analizlerde modellenen inşaat aşamaları,

Aşama 1: Kazık imalatı

Aşama 2: Birinci kazı aşaması ve +58.0 kotuna inilmesi

Aşama 3: +58.5 kotunda birinci sıra çelik desteklerin bağlanması

Aşama 4: İkinci kazı aşaması ve +52.6 kotuna inilmesi

Aşama 5: +53.1 kotunda ikinci sıra çelik desteklerin bağlanması

Aşama 6: Son kazı aşaması ve +48.1 nihai kazı kotuna inilmesi

Aşama 7: Plansız kazı aşaması ve +47.6 kotuna inilmesi

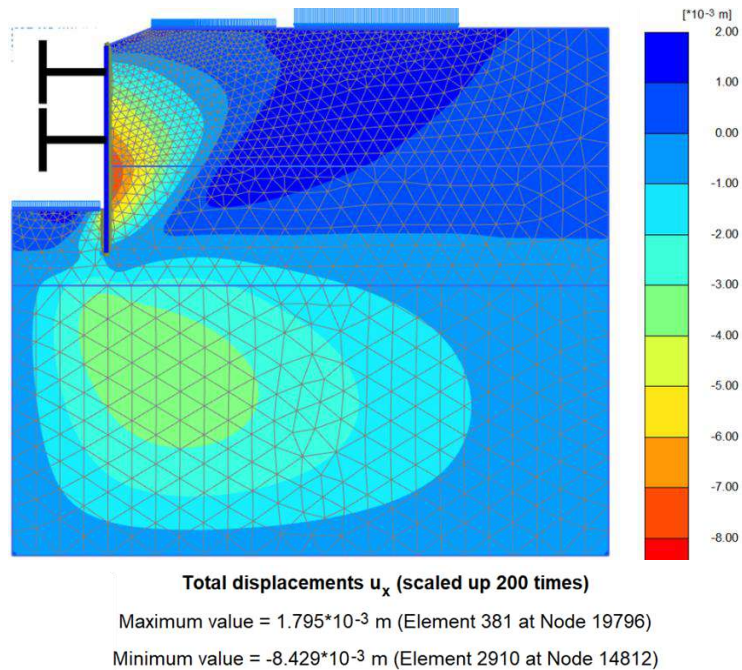
Aşama 8: Bina temelini ve birinci kat döşemesinin imalatı

Aşama 9: İkinci sıra çelik desteklerin sökülmesi

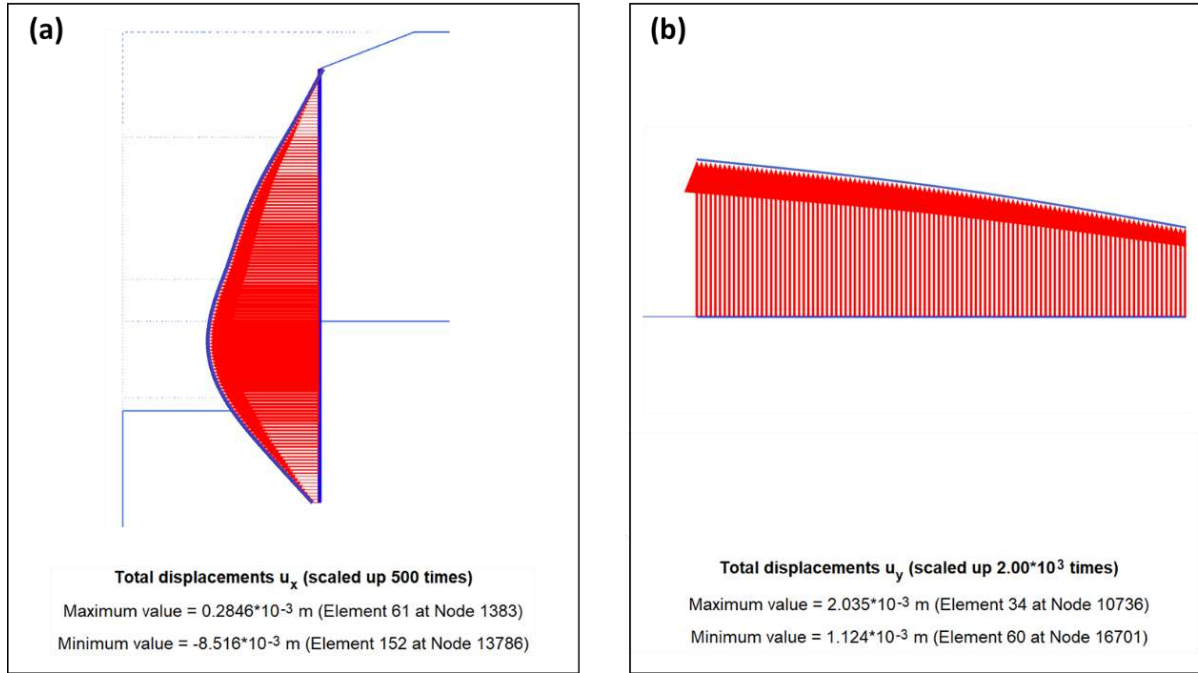
Aşama 10: İkinci kat döşemesinin imalatı

Aşama 11: İkinci sıra çelik desteklerin sökülmesi

şeklindedir. Sahada yeraltı suyu bulunmadığı için tüm tasarımlar geoteknik arazi karakterizasyonunda tanımlanan drenajlı (efektif) zemin parametreleri ile yapılmıştır. Oluşturulan sonlu elemanlar modeli ve nihai kazı kotundaki yanal deplasman profili Şekil P7-6’daki gibidir. Analizlerin sonucunda kazıkların yatay deplasmanı yaklaşık 8 mm, duvar arkasındaki binanın düşey deplasman farkı ise yaklaşık 1 mm hesaplanmıştır. Bu değerler limit deplasman kriteri olan 3.5 cm ile limit dönme kriteri olan 1/1000 değerlerini sağlamaktadır.



Şekil P7-6: Sonlu elemanlar ağı ve plansız kazı kotunda model genelindeki yanal deplasman profili



Şekil P7-7: Aşama 7'ye ait deplasman değerleri a) Kazıklı duvarın yatay deplasman profili b) Duvar arkasındaki binanın düşey deplasman profili

Aşama 4 – Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Bu bölümde ilk olarak yatay destek elemanının eksenel yük taşıma kapasitesi tasarım esaslarında belirtilen yük kombinasyonları ile kontrol edilir. Bu nedenle yük kombinasyonlarında kullanılan $G_{k,GEO}$, G_k , $Q_{k,temp}$ ve $Q_{k,tesadüfi}$ yüklerinin bu aşamada hesaplanması gerekmektedir. $Q_{k,temp}$ değerini hesaplamak için çelik boruların montajının yapıldığı döneme ait hava sıcaklığını ve elemanlar sökülene kadar meydana gelebilecek en yüksek hava sıcaklığını tahmin etmek gerekir. Çelik destek elemanlarının Haziran ayında monte edilmesi planlanmaktadır. Kazının yapılacağı bölgenin mevsim normallerine göre Haziran ayında ortalama sıcaklıklar 25°C civarındadır. Meteoroloji verileri kullanılarak son 100 yılda bölgede ölçülen en yüksek sıcaklığın 45°C olduğu belirlenmiştir. Buna göre çelik boruların kullanım ömrü boyunca oluşabilecek en büyük sıcaklık farkı 20°C 'dir.

Destek elemanının ısı genleşme parametreleri Tablo P7-4'te görülmektedir. $Q_{k,temp}$ değeri KDYY-3.4.2.9'da önerilen eşitlik ile 482.55 kN olarak hesaplanmıştır.

Tablo P7-4: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri

α_t ($1/^\circ\text{C}$)	Δ_t ($^\circ\text{C}$)	E (MPa)	A (cm^2)	β	$Q_{k,temp}$ (kN)
$12 \cdot 10^{-6}$	20.0	200000	201.06	50%	482.55

$G_{k,GEO}$ değeri, SLS, ULS ve Statik Eşdeğer Hesap yükleme durumlarında, en olumsuz inşaat aşamasında yatay destek elemanına gelen eksenel yükler (P_{SLS} , P_{ULS}) kullanılarak hesaplanır. Daha sonra büyük olan değerler seçilip yük kombinasyonlarında kullanılarak en olumsuz durumun temsil edilmesi amaçlanır.

P_{SLS} değeri, Aşama 2’de drenajlı ve drenajsız durumlarda yapılan SLS analizlerindeki en olumsuz inşaat aşamasında 2000 kN olarak bulunmuştur. Bu değer SLS analizinden bulunduğu için, $G_{k,GEO}$ değeri her yük kombinasyonu için farklı değerler alacaktır.

$$LC1 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.4 * 2000 * 1 = 2800 \quad (P7-5)$$

$$LC2 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.2 * 2000 * 1 = 2400 \quad (P7-6)$$

$$LC3 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.0 * 2000 * 1 = 2000 \quad (P7-7)$$

P_{ULS} değerini hesaplamak için SLS analizindeki yükleme koşulları ve malzeme parametreleri, KDYY Tablo 2.1’deki kısmi katsayılar ile revize edilerek ilave bir GDA analizi ile ULS durumuna ait boru kuvvetleri hesaplanmıştır. Buradan P_{ULS} değeri, en olumsuz inşaat aşamasında 2100 kN olarak hesaplanmıştır. Bu durumda

$$G_{k,GEO} = P_{ULS} * \gamma_{sd} = 2100 * 1 = 2100 \text{ kN} \quad (P7-8)$$

olarak bulunur. Yapılan hesaplamalar sonucunda $G_{k,GEO}$ değerinin LC1 ve LC2 yük kombinasyonları için SLS analizinde, LC3 yük kombinasyonu için ise ULS analizinde daha büyük bir değerde olduğu görülmektedir. Bu nedenle en olumsuz durumu temsil etmek amacıyla LC1 ve LC2 yük kombinasyonları için SLS analizi, LC3 için ise ULS analizi sonucu ile hesaplanan $G_{k,GEO}$ değeri kullanılacaktır (Tablo P7.5).

Tablo P7-5: LC1, LC2 ve LC3 hesabında kullanılacak $G_{k,GEO}$ değerinin seçimi

$G_{k,GEO}$	P_{SLS} [kN]	P_{ULS} [kN]	Seçilen [kN]
LC1 için	2800.0		2800.0
LC2 için	2400.0	2100.0	2400.0
LC3 için	2000.0		2100.0

Bu proje için yatay desteğin ağırlığı (G_k) 23.2 kN ve tesadüfi yük ($Q_{k,tesadüfi}$) 15 kN olarak hesaplanmıştır. Bulunan tüm etkiler kullanılarak hesaplanan yük kombinasyonları:

$$LC1 : 1.4 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.0 * Q_{k,temp} = 1.4 * 23.2 + 1.0 * 2800 + 1.0 * 482.55 = 3315 \text{ kN} \quad (P7-9)$$

$$LC2 : 1.2 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.6 * Q_{k,temp} = 1.2 * 23.2 + 1.0 * 2400 + 1.6 * 482.55 = 3200 \text{ kN} \quad (P7-10)$$

$$LC3 : 1.0 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 0.5 * Q_{k,temp} + 1.6 * Q_{k,tesadüfi} = 1.0 * 23.2 + 1.0 * 2100 + 0.5 * 482.55 + 1.6 * 15 = 2588 \text{ kN} \quad (P7-11)$$

Kullanılan yatay destek elemanının burkulma dayanımı 4280 kN’dur. Hesaplanan yük kombinasyonlarının tümünün bu değerden daha düşük olduğu görülmektedir.

Fore kazıkların tasarımına esas kesit tesirleri belirlenirken Aşama 3'te yapılan SLS analizinde hesaplanan (N, Q, M) kesit tesirleri $\gamma_{G,dst} = 1.35$ ile çarpılarak artırılmalıdır. SLS analizi sonucunda hesaplanan kesit tesirleri Şekil P7-8'de gösterilmiştir.

Buna göre tasarım momenti;

$$Md = 340.4 \text{ kNm/m} \times 1.35 = 459.54 \text{ kNm/m} \quad (\text{P7-12})$$

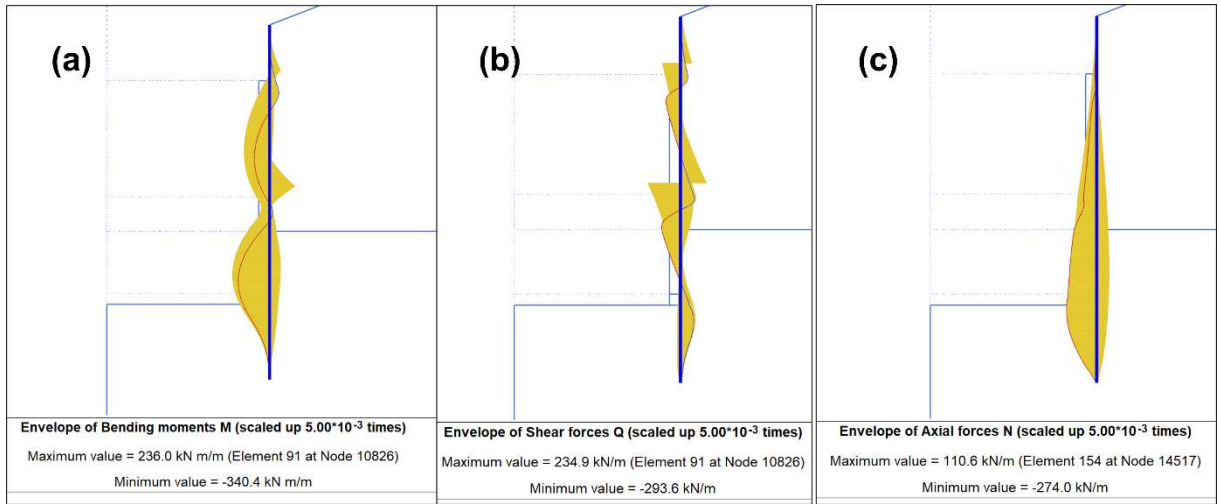
tasarım kesme kuvveti;

$$Td = 293.6 \text{ kN/m} \times 1.35 = 396.36 \text{ kN/m} \quad (\text{P7-13})$$

tasarım normal kuvveti;

$$Nd = 274.0 \text{ kN/m} \times 1.35 = 370 \text{ kN/m} \quad (\text{P7-14})$$

olarak hesaplanır.

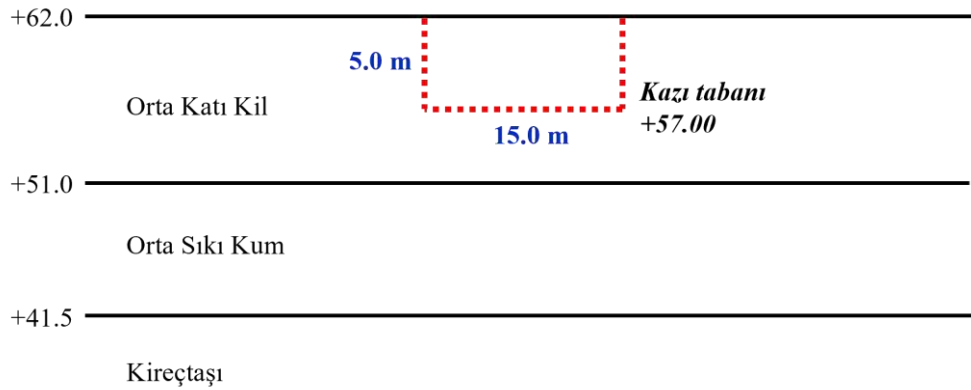


Şekil P7-8: SLS analizi sonucunda hesaplanan kesit tesirleri a) Moment diyagramı b) Kesme kuvveti diyagramı c) Normal kuvvet diyagramı zarfları

P8 - KONSOL KAZIKLI KAZI DESTEK YAPISI

P8-1. Projenin Tanıtımı

Bu projede orta katı kil ve orta sıkı kum birimlerin hakim olduğu bir parselde inşa edilecek konut tipi yapının iksa sistemi tasarlanacaktır. 1 bodrum ve 4 normal katta oluşan yapının oturum alanı 15x30 m olarak verilmiştir. Planlanan kazı derinliği 5 metredir. Saha yüzeyi kotu +62.0'dir. Zemin ve Temel Etüdü Veri Raporu kullanılarak elde edilen zemin profili Şekil P8-1'de şematik olarak gösterilmektedir. Zemin profilinde görüldüğü üzere, bina temelinin orta katı kil birime oturması planlanmaktadır. Zemin etüdünde sahada yeraltı suyuna rastlanılmamıştır.



Şekil P8-1: İdealize zemin profili ve kazı alanı

P8-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Zemin ve Temel Etüdü Geoteknik Raporunda tanımlanan karakteristik değerler uygun bulunarak KDYY-2.11.7.a maddesi gereği rapordaki deney verileri değiştirilmeden kullanılmıştır. Zeminlerin tasarım parametreleri Tablo P8-1'de verilmiştir. Sahada yeraltı suyu olmaması nedeniyle analizler sadece drenajlı durum için yapılmıştır.

Tablo P8-1: Zeminler/kayalar için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	k (m/s)	Toplam Gerilme (Statik)				Etketif Gerilme (Statik)			
			p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Orta katı kil	18.0	8.7E-8	100	40	50	0	100	40	10	30
Orta sıkı kum	19.0	1.2E-5	100	50	0	35	100	50	0	35
Ayrışmış kireçtaşı	21.0	1.8E-10	100	90	30	30	100	90	30	30

P8-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Bu bölümde projenin tasarım aşamalarının kontrolünde dikkate alınan birtakım kabuller, kriterler ve tasarım esasları açıklanmaktadır.

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Dayanma yapısının farklı cepheleri, zemin özellikleri ve çevre yapılar bakımından benzer özelliktedir. Bu nedenle tek bir kesit üzerinden tasarım adımları gösterilecektir. Projede kazıdan etkilenebilecek mesafede herhangi bir bina bulunmamaktadır. Kazı destek yapısına 5.0 m kadar mesafede araç parkı olarak kullanılan boş bir arazi bulunmaktadır. Buradan kazı destek yapısına gelebilecek karakteristik yükün 15 kPa mertebesinde olduğu belirlenmiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi ve Kazı Destek Yapısı Seçimi

Sahada yapılacak kazı derinliğinin 7 metreden az ve geçici bir sistem olması, sahaya yakın bina veya önemli cadde ve alt yapı tesisinin olmaması, sahada çok zayıf zemin ve yeraltı suyunun bulunmaması ve yatay destek kullanılmaması sebebiyle kazı kategorisi Kategori-1'e girmektedir. Bu doğrultuda, kazı destek yapısı aşağıdaki kriterlere göre belirlenmiştir.

- sahada yer altı suyu bulunmaması nedeniyle düşey destek elemanlarının aralıklı fore kazık olarak seçilmiştir,
- kazıkların soket boyunun kazık ucu orta sıkı kum tabakasında kalacak şekilde uzatılmıştır,
- kazı etrafında kritik öneme sahip çevre yapılar bulunmaması sebebiyle kazıkların herhangi bir yatay destek elemanı kullanılmadan konsol olarak inşa edilmiştir.

Deplasman Kriterleri

Konsol sistemler için KDYY-2.12'de tanımlanan üst sınır deplasman kriterleri aşağıdaki gibidir:

- Konsol sistemlerde meydana gelecek yanal deplasmanlar için $\delta_h = 0.010H$ (kazı derinliğinin yüzde biri) değeri bir üst limit olarak kabul edilmektedir. Yanal deplasmanlar bu değeri aşmayacak şekilde projelendirme yapılmalıdır.
- Kazı nedeniyle komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme miktarı statik yüklem durumunda 1/500 değerini, dinamik yüklem durumlarında ise 1/250 değerini aşmamalıdır.

Kazı sahası etrafında yanal deplasmanlardan etkilenebilecek herhangi bir yapı bulunmamasına rağmen bölgenin şehir merkezinde olması sebebiyle kazı boyunca oluşacak yanal deplasmanların kazı derinliğinin binde beşi mertebesini aşmayacak şekilde sınırlandırılmasına karar verilmiştir ($\delta_h/H \leq 0.005 = 2.5$ cm). Ayrıca projedeki kazı destek yapısı konsol olarak inşa edileceği devrilmeye karşı güvenlik kontrolünün de yapılması gerekir. Bu projede kazık soket boyunun devrilmeye karşı yeterli güvenlik şartını sağladığı KDYY-Tablo 2.1'deki kısmi katsayılar kullanılarak kontrol edilmelidir.

Toprak Basıncı Katsayıları

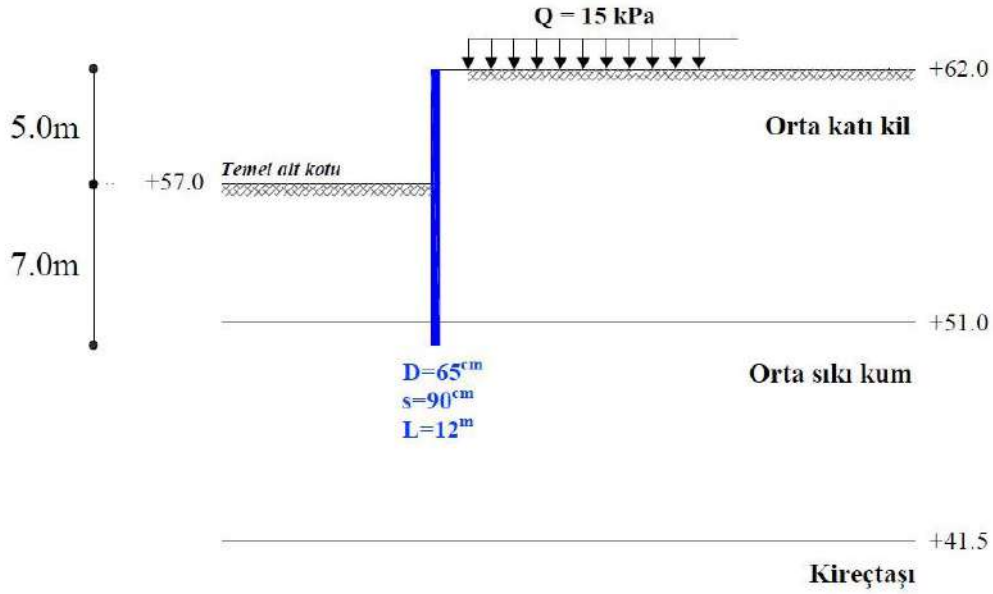
Projedeki zeminlerin toprak basıncı katsayıları belirlenirken duvar arkasındaki eğim, duvar yüzünün yatayla yaptığı açı ve zemin-duvar arası sürtünme gibi katsayıları doğrudan etkileyen faktörler dikkate alınmalıdır. Bu projede kazıkların yatay düzleme dik olarak konumlandırılması ve kazıkların arkasındaki zeminin eğimli olmaması nedeniyle bu etkiler toprak basıncı katsayılarını değiştirmez. Aktif ve pasif yanal toprak basıncı katsayıları Rankine teorisine göre, zemin-duvar arası sürtünme ihmal edilerek, P8-1 ve P8-2 bağıntılarında gösterildiği gibi hesaplanmıştır.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (P8-1)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \quad (P8-2)$$

P8-4. Analizler

Kazı destek yapısının hesap kesitinde analizleri gerçekleştirebilmek için bir ön tasarım yapılmıştır. Buna göre, 65 cm çapında ve merkezden merkeze 90 cm arayla 12 metrelik kazıkların kullanılmasına karar verilmiştir. Kazıkların orta sıkı kum tabakasına girmesi hedeflenmiş ve soket boyu 7.0 m seçilmiştir. Bu bölümde ön tasarımı Şekil P8-3'te gösterilen kazı destek yapısının ULS ve SLS kontrolleri, sistemin yapısal elemanlarının uygunluğunun kontrolü ve yapısal tasarıma esas iç kuvvetlerin belirlenmesi aşamaları gösterilmektedir.



Şekil P8-2: Proje kapsamında çözülecek cephe için idealize hesap kesiti

Tasarım Parametreleri

Ön tasarımı yapılan kazıkların geometrik ve malzeme özellikleri Tablo P8-2'de verilmiştir.

Tablo P8-2: Kazıkların özellikleri

Kazık Çapı (m)	Kazık Aralıkları (m)	Malzeme Özellikleri	Elastisite Modülü (kN/m ²)	Atalet Momenti (m ⁴)	Kesit Alanı (m ²)
0.65	0.9	C30/37 Beton S420 Nervürlü Donatı	32x10 ⁶	0.0088	0.3318

Bu projede kazı destek yapısı Kategori-1 olarak sınıflandırılmıştır. KDYY, Kategori-1 yapılarının tasarımında literatürdeki genel kabul görmüş hesap yöntemlerinin kullanabileceğini belirtmiştir. Bu nedenle, sonlu elemanlar analizinde zeminler gerilme-deformasyon davranışını yansıtabilen bünye modelleri yerine yatak katsayıları ile modellenmiştir.

Düşey ve yatay yatak katsayıları, elastisite modülünü veya taşıma kapasitesini kullanan yöntemler yardımıyla bulunabilir. Elastisite modülü değerini kullanarak yatak katsayısı hesabı yapmak üzere geliştirilen birçok bağıntı bulunmaktadır. Bunlardan biri Vesic (1961) tarafından kohezyonsuz zeminlerde yatay yatak katsayısını hesaplamak için önerilen bağıntıdır.

$$k_h = \left(\frac{0.65}{d}\right) \cdot \left(\frac{E_s}{1 - \nu_s^2}\right) \cdot \sqrt[12]{\frac{E_s d^4}{E_p I_p}} \quad (P8-3)$$

Bu bağıntıda $E_p I_p$ terimi kazıkların eğilme rijitliğini, E_s terimi zeminin sekant elastik modülünü ve d terimi kazık çapını ifade etmektedir. Kohezyonlu zeminlerde ise yatay yatak katsayıları Broms (1964) tarafından önerilen bağıntı ile hesaplanabilir.

$$k_h = \frac{1.67 E_{s0}}{d} \quad (P8-4)$$

Bu bağıntıda E_{s0} terimi, drenajsız deneyler ile ölçülen sekant modülüdür. P8-3 ve P8-4 bağıntıları ile hesaplanan yatak katsayıları zemin tabakası boyunca sabittir. Tek bir zemin tabakası içeren derin kazılarda hesap yapılırken derinlik ile değişen bağıntılar kullanmak daha uygun olabilir. Hesaplanan probleme uygun yatak katsayılarının belirlenmesi tasarımcının sorumluluğundadır.

Bu projede zemin yatak katsayıları Bowles (1988)'de verilen taşıma kapasitesi yaklaşımı ile hesaplanmıştır. Bu yaklaşımda yatay yatak katsayılarının hesabı (P8-5) bağıntısı ile yapılmakta ve yatay yay katsayılarının düşey yay katsayılarına eşit olduğu kabulü yapılmaktadır.

$$k_s = \frac{q_{ult}}{\Delta H} = C \cdot (cN_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma B N_\gamma) \quad (P8-5)$$

Burada yatak katsayısı 0.0254 m deplasmana karşılık gelecek şekilde belirlenmektedir. Bu nedenle denklemdeki C katsayısı ($1/0.0254 \cong 40$) 40 kabul edilmektedir. Yöntem kullanılırken taşıma kapasitesi bağıntısındaki derinliğe bağlı olan ve derinlik boyunca sabit olan terimlerin ayrı ayrı hesaplanması önerilmektedir. Bu terimler A_s ve $B_s Z^n$ olarak ifade edilmektedir.

$$A_s = (c \times N_c + 0.5 \times \gamma \times 1 \times N_\gamma) \quad (P8-6)$$

$$B_s Z^n = (\gamma \times N_q \times Z^1) \quad (P8-7)$$

$$k_s = k_h = C \cdot (A_s + B_s Z^n) \quad (P8-8)$$

Taşıma kapasitesi faktörleri aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanabilir.

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} = 18.40 \quad (P8-9)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' = 30.14 \quad (P8-10)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' = 22.40 \quad (P8-11)$$

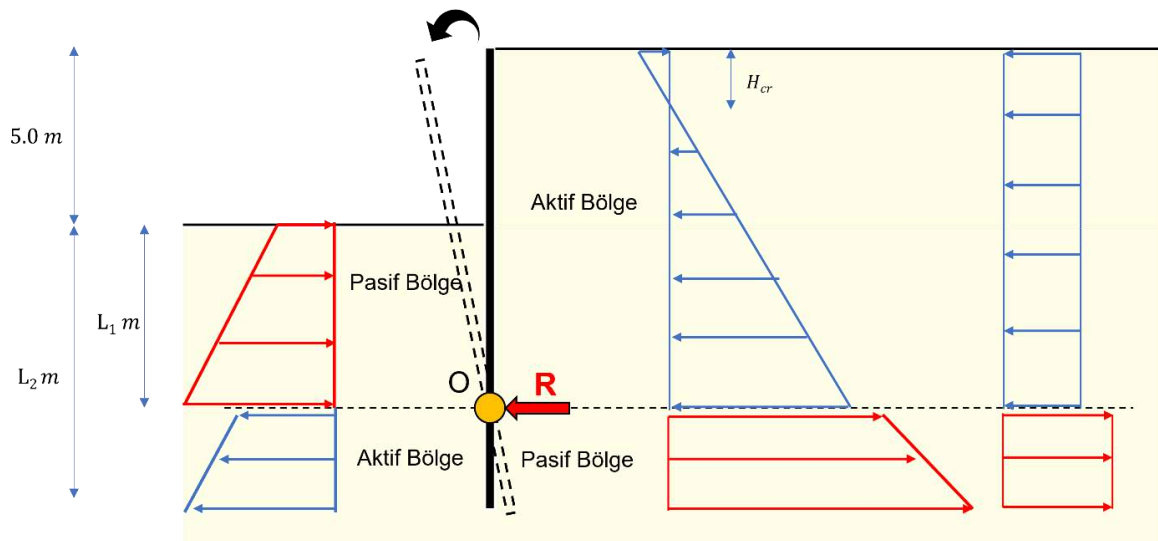
Zemin yatak katsayılarını yay sabitlerine dönüştürmek için katsayıları etki alanı ile çarpmak gerekir. Bu projede yaylar 0.5 m aralıkla tanımlanacaktır. Kazık aralığı da 0.9 m olduğundan etki alanı $0.9 \times 0.5 = 0.45$ m olmaktadır. Zemin yatak katsayıları 0.45 ile çarpılarak yay sabitlerine dönüştürülebilir. Bowles metoduna göre hesaplanan yay sabitleri Tablo P8-3'de gösterilmiştir.

Tablo P8-3: Bowles (1988) yöntemine göre hesaplanan yatay yay sabitleri

z (m)	Zemin	σ (kPa)	AS	BS.z	q_u	k_h (kN/m ³)	k_h (kN/m)
5.00	Orta Katı Kil	90.00	503.00	0.00	503.00	20120.00	9054
5.50	Orta Katı Kil	99.00	503.00	165.60	668.60	26744.00	12035
6.00	Orta Katı Kil	108.00	503.00	331.20	834.20	33368.00	15016
6.50	Orta Katı Kil	117.00	503.00	496.80	999.80	39992.00	17996
7.00	Orta Katı Kil	126.00	503.00	662.40	1165.40	46616.00	20977
7.50	Orta Katı Kil	135.00	503.00	828.00	1331.00	53240.00	23958
8.00	Orta Katı Kil	144.00	503.00	993.60	1496.60	59864.00	26939
8.50	Orta Katı Kil	153.00	503.00	1159.20	1662.20	66488.00	29920
9.00	Orta Katı Kil	162.00	503.00	1324.80	1827.80	73112.00	32900
9.50	Orta Katı Kil	171.00	503.00	1490.40	1993.40	79736.00	35881
10.00	Orta Katı Kil	180.00	503.00	1656.00	2159.00	86360.00	38862
10.50	Orta Katı Kil	189.00	503.00	1821.60	2324.60	92984.00	41843
11.00	Orta Katı Kil	198.00	503.00	1987.20	2490.20	99608.00	44824
11.50	Orta Sıkı Kum	207.50	456.29	2152.80	2609.09	104363.40	46964
12.00	Orta Sıkı Kum	217.00	456.29	2318.40	2774.69	110987.40	49944

Aşama 1: Soket Boyu Kontrolü

Konsol olarak çalışan duvarlarda soket boyunun yeterliliği, Das ve diğ. (2018)'de önerilen basitleştirilmiş yaklaşım kullanılarak kontrol edilmiştir. Bu yaklaşıma göre duvarın gömülü derinliğinde kazıya gelen yanal kuvvetlerin momentlerinin sıfıra eşitlendiği ve kazığın serbest olarak dönebildiği bir O noktası tanımlamak gerekir. Basitleştirilmiş yaklaşımda toprak basıncının aktif ve pasif olarak etki ettiği bölgeler Şekil P8-3'te şematik olarak gösterilmiştir. Şekildeki O noktasının altında kalan toprak basınçları, O noktasına bir bileşke kuvvet ile (R kuvveti) ile taşınır ve O noktasına göre moment alınır, üzerindeki toprak basınçlarının momenti sıfıra eşit olacağından L_1 boyu bulunabilir. Gerekli soket boyu da (L_2), L_1 'den büyük olacak şekilde projedeki koşullar ve riskler göz önüne alınarak seçilmiştir.



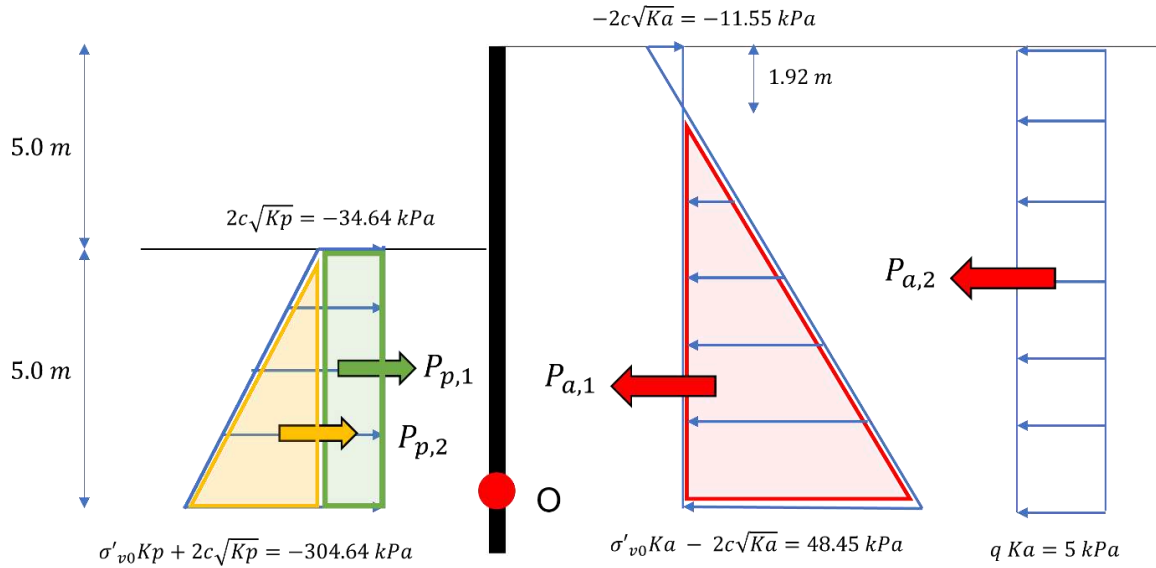
Şekil P8-3: Soket boyu kontrolü için basitleştirilmiş yaklaşım

Şekil P8-3'te verilen H_{cr} mesafesi kohezyon teriminden kaynaklanan pasif basınçların zeminin efektif gerilmesinden kaynaklanan aktif basınçlara eşit olduğu yer ifade etmektedir. Kohezyona sahip zeminlerde zemin yüzeyinden H_{cr} mesafesine kadar olan bölümde yanal toprak basıncı teorik olarak pasif yönde etkir. H_{cr} mesafesi P8-3 bağıntısı yardımıyla hesaplanmıştır:

$$H_{cr} = \frac{2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a}}{\gamma' \cdot K_a} \quad (P8-3)$$

Fakat bu bölgede oluşabilecek çekme çatlağı vb. gibi etkiler sebebiyle buradaki pasif basınç her zaman mobilize olamamaktadır. Bu nedenle durumu tam olarak öngörülemeyen bu bölgenin hesaplarda güvenli tarafta kalmak için ihmal edilmesi uygundur.

Toprak basıncı zarflarının alanları hesaplanarak duvara etkiyen basınç kuvvetleri bulunabilir. Basınç kuvvetleri bulunurken KDYY-Tablo 2.1'deki kısmi katsayılar hesaplara Tablo P8-3'te tariflendiği şekilde dahil edilmiştir. Projedeki kazıklara etkiyen aktif ve pasif basınç zarfları Şekil P8-4'te gösterilmiştir. Çizilen toprak basınçları ve kısmi katsayılar dikkate alınarak yapılan hesaplamalar sonucunda O noktasının, kazı seviyesinin yaklaşık 5.0 m altında olduğu belirlenmiştir. Bu noktadan moment alındığında, aktif ve pasif kuvvetlerin momentleri sıfıra eşit olmaktadır. Yapılan hesaplamalar Tablo P8-5'te verilmiştir. Hesaplamalara göre bu proje için soket boyu en küçük 5.0 m olarak seçilebilir, ancak bu projede kazıkların orta sıkı kum tabakasına girmesi istenildiğinden soket boyları 7.0 m olarak seçilmiştir.



Şekil P8-4: Aktif ve pasif toprak basıncı zarfları

Tablo P8-4: Soket hesabı ve ULS-GEO hesabında kullanılan kısmi katsayılar

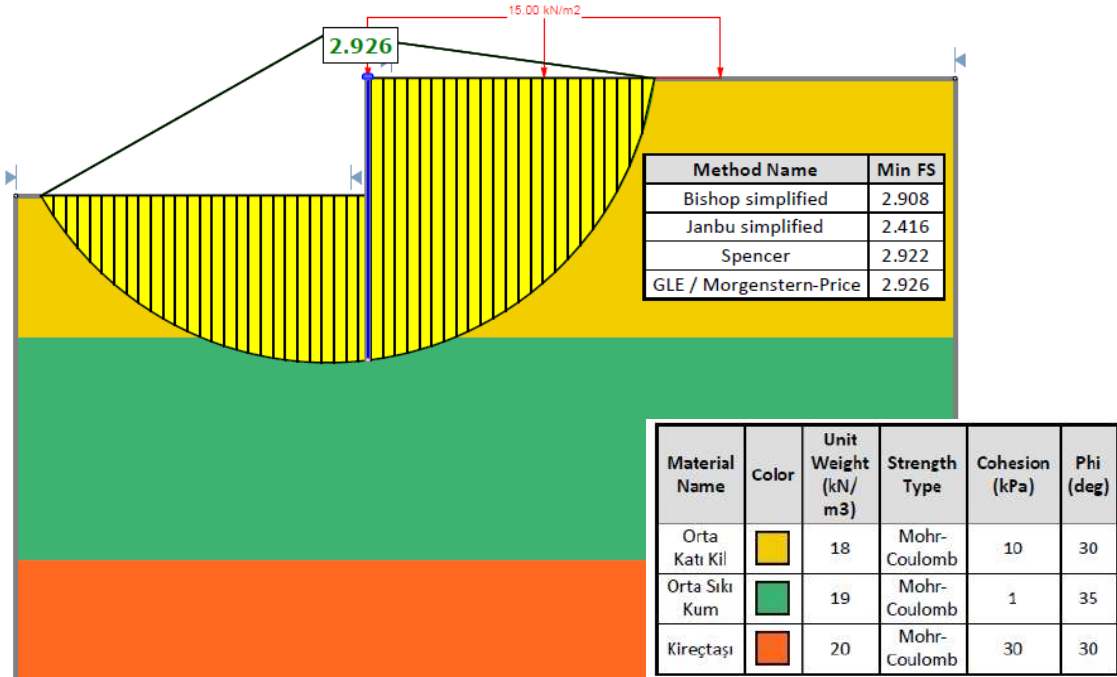
Kuvvet	Kuvvetin Tipi	Kullanılan katsayısı	Açıklama (KDYY-Tablo 2.1'den)
$P_{a,1}$	Etki (A)	1.35	Güvenliği azaltıcı sabit etki (G) – 1.35 ile artırılabacak
$P_{a,2}$	Etki (A)	1.50	Güvenliği azaltıcı değişken etki (Q) – 1.50 ile artırılabacak
$P_{p,1}$ ve $P_{p,2}$	Direnç (R)	1.40	Pasif zemin direnci – 1.40 ile azaltılacak

Tablo P8-5: Soket boyu kontrolü için basınç kuvvetlerinin hesabı

	Basınç $kN/m^2/m$	Kuvvet kN/m	Kuvvet Kolu m/m	O noktasına göre moment kNm/m
$P_{a,1}$	$\sigma'_{v0}Ka - 2c\sqrt{Ka} = 18 \cdot 10 \cdot 0.33 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0.33} = 48.45$	$\frac{1}{2} \cdot 48.45 \cdot (10 - H_{cr}) \cdot \gamma_{G,dst} = 264.12$	2.69	710.95
$P_{a,2}$	$q Ka = 15 \cdot 0.33 = 5$	$5 \cdot 10 \cdot \gamma_{Q,dst} = 75$	5.00	375.00
$P_{p,1}$	$-2c\sqrt{Kp} = -2 \cdot 10 \cdot \sqrt{3} = -34.64 \text{ kPa}$	$-34.64 \cdot 5 / \gamma_{RE} = -123.72$	2.50	309.29
$P_{p,2}$	$-\sigma'_{v0}Kp - 2c\sqrt{Kp} = -304.64 \text{ kPa}$	$\frac{1}{2} \cdot (-304.64) \cdot 5 / \gamma_{RE} = -482.14$	1.67	803.57

Aşama 2: LEM ile Güvenlik Katsayısı Kontrolü (ULS-GEO)

Ön tasarımı yapılan kazı destek yapısının statik yükler altında göçmeye karşı güvenlik katsayısı, LEM analizi yapabilen yazılımlardan faydalanılarak hesaplanabilir. Bu projedeki hesap kesitinin LEM yazılımında tanımlanan 2 boyutlu modeli Şekil P8-5'te görülmektedir. Kazı destek yapısının taşıyabileceği en büyük kesme kuvveti TS500-Bölüm 8.1.4.'te betonarme kesitlerin kesme dayanımı için tanımlanan eşitlik ile 233 kN olarak hesaplanmıştır (bkz. bağlantı P1-15).

**Şekil P8-5:** Oluşabilecek en kritik göçme yüzeyi

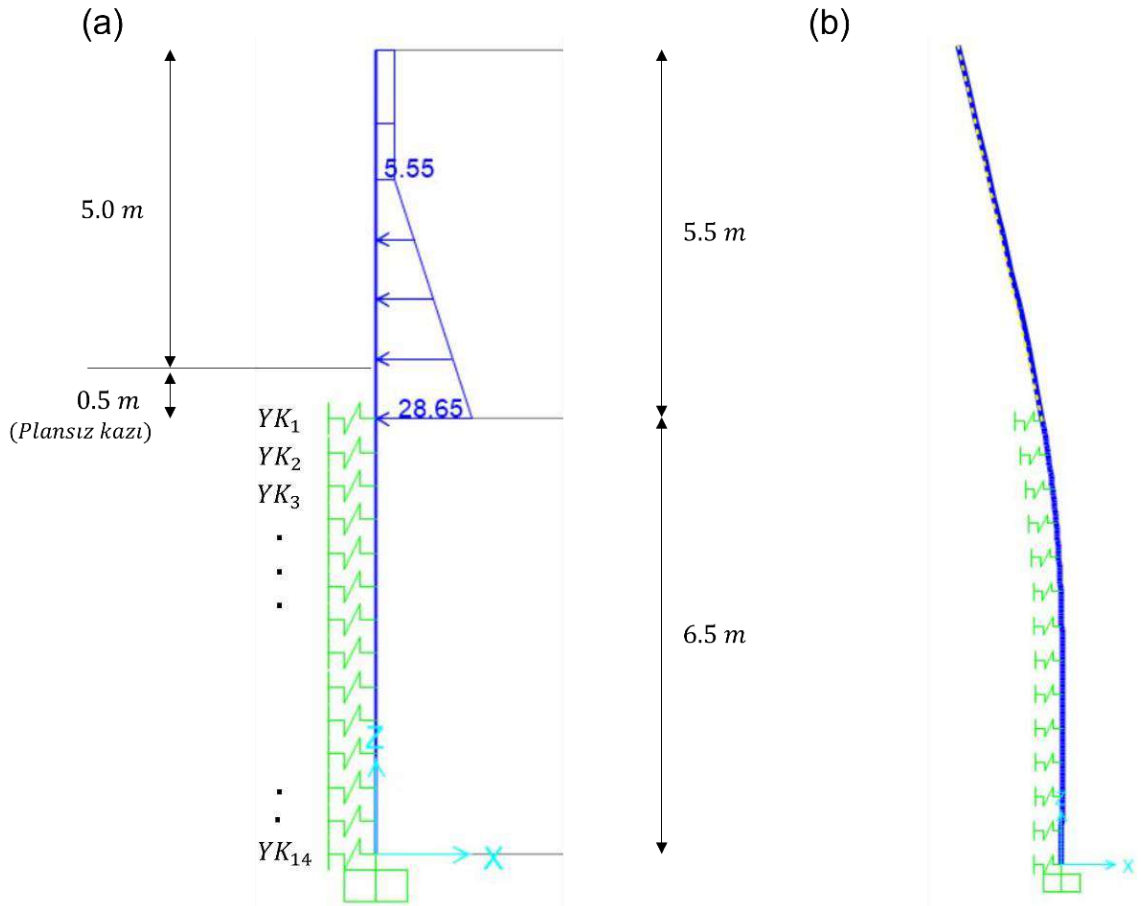
KDYY-Tablo 2.1'de tanımlanan ve Tablo P8.4'te detaylandırılan kısmi katsayılar ile yapılan limit denge analizi sonucunda farklı olası göçme düzlemlerinden elde edilen güvenlik sayıları incelenerek $GS > 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmelidir. Şekil P8-5'teki modele ait göçme yüzeyleri incelenmiştir.

Analizler sonucunda oluşabilecek en kritik göçme yüzeyinin güvenlik sayıları farklı yöntemler (Bishop, M-P vb.) kullanılarak hesaplanmış ve şekil üzerinde gösterilmiştir. Kazı destek sisteminin bu aşama için gerekli olan $GS > 1.0$ şartını sağladığı görülmüştür.

Aşama 3 – SLS Kontrolü (SLS-GEO)

Kategori-1 olarak sınıflandırılan yapılarda, eğer kazıdan etkilenecek mesafede bina yoksa, deplasman şartı aranmaz. Dolayısıyla bu durumda SLS analizi yapılmasına gerek yoktur. Bu proje şehir merkezinde bir bölgede inşa edileceğinden, çevresinde kritik mesafede bina olmamasına rağmen bir deplasman kriteri belirlenmiş ve SLS analizi yapılmıştır.

Bu projede deplasman ve iç kuvvetlerin hesabı için yatak katsayılarının kullanıldığı bir yapısal analiz programından faydalanılmıştır. Sayısal model oluşturulurken kazıkların serbest bölgesine etkiyen aktif toprak basınçları yayılı yük olarak tanımlanmıştır. Bu aşamada SLS analizi yapılacağından sabit etkiler herhangi bir katsayı ile artırılmamış, yol nedeniyle oluşabilecek ilave yük gibi değişken etkiler ise 1.11 katsayısı ile artırılarak hesaplara dahil edilmiştir. Kazığın soket bölgesindeki kazık-zemin etkileşimi modelde yay katsayıları ile tanımlanmıştır. Her 50 cm’de bir oluşturulan yay katsayılarının değerleri zemin yatak katsayıları kullanılarak hesaplanmış, hesap adımları ve dikkate alınan yaklaşımlar tasarım parametreleri bölümünde açıklanmıştır. Burada imalat sırasında oluşabilecek plansız kazılar için de önlem almak amacıyla zeminin serbest bölgesi 5.5 m olarak modellenmiştir. Hesap kesiti için hazırlanan sayısal model Şekil P8-6a’da gösterilmiştir.

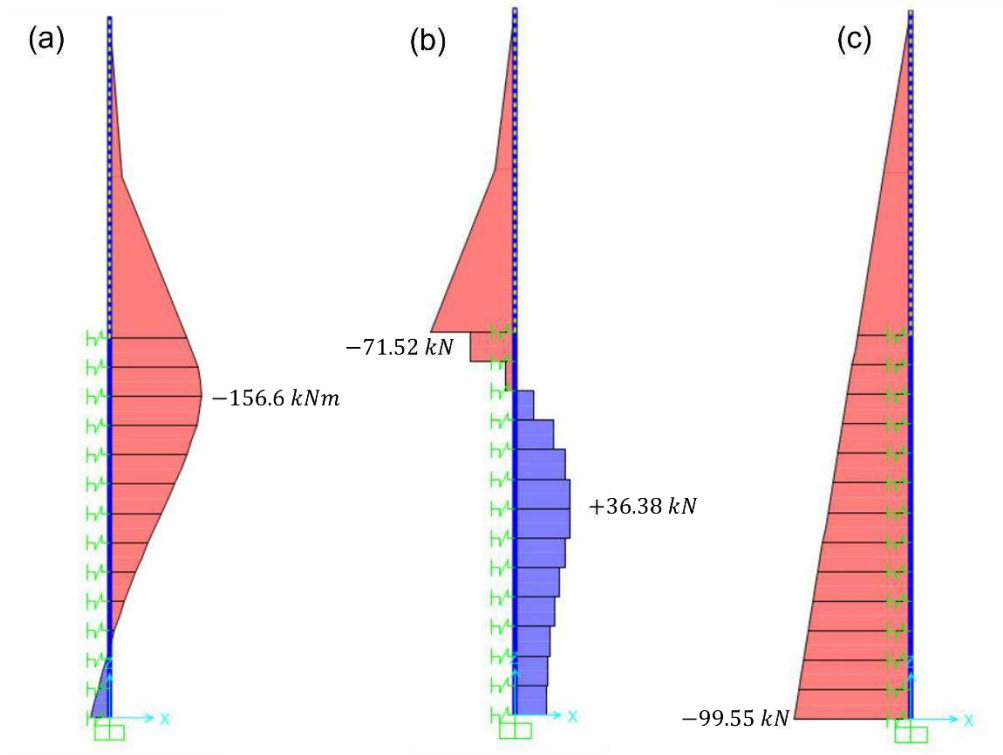


Şekil P8-6: (a) Hesap kesiti için hazırlanan sayısal model (b) Analiz sonucunda elde edilen deplasman profili

Analiz sonucunda konsol olarak çalışan kazıkların en büyük yer değiştirmesi beklendiği gibi kazığın başlık kısmında gözlenmiştir (Şekil P8-6b). Kazıklar yaklaşık 1.5 cm deplasman yapmıştır. Bu değer *Deplasman Kriterleri* bölümünde tanımlanan 2.5 cm değerinden küçük olduğundan gerekli şartlar sağlanmaktadır.

Aşama 4 – Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

SLS analizi sonucunda hesaplanan iç kuvvetler Şekil P8-7’de gösterilmiştir. KDYY-Tablo 3.5’e göre bu aşamada kazıkların yapısal tasarımları için SLS analizi sonucu hesaplanan iç kuvvetler “ $\gamma_{G,dst}=1.35$ ” katsayısı ile artırılmalıdır. Arttırılan iç kuvvetlere göre oluşturulan tasarım kesit tesirleri Tablo P8-6’da verilmiştir.



Şekil P8-7: SLS analizi sonucu hesaplanan iç kuvvet diyagramları

a) Moment diyagramı b) Kesme kuvveti diyagramı c) Normal kuvvet diyagramı

Tablo P8-6: Kazığın betonarme hesabı için kullanılacak tasarım kesit tesirleri

Eğilme Momenti kNm/m	Kesme Kuvveti kN/m	Normal Kuvvet kN/m
$156.6 \times \gamma_{G,dst} = 211.4$	$71.52 \times \gamma_{G,dst} = 96.55$	$99.55 \times \gamma_{G,dst} = 134.4$

P9 - KONSOL KAZIKLI KALICI KAZI DESTEK YAPISI

P9-1. Projenin Tanıtımı

P8 projesinde tanımlanan sahanın kuzey cephesinde doğal arazi kotu +62.00’dadır. Bu cephede kazı taban kotu +57.00’da olan kalıcı bir konsol iksa yapısı inşa edilecektir. Kazı destek yapısı ile inşa edilen konut binası arasında kalan bölgede +57.00 kotunda bir çocuk oyun parkı yapılması planlanmaktadır. 5.0 m yüksekliğinde olan kazı destek yapısı, konut projesinin kalıcı duvarı olarak görev yapacaktır. Kalıcı olarak inşa edilecek kazı destek yapısının tasarımı ve kontrolleri bu proje kapsamında açıklanmaktadır. Zemin profili ve kazı geometrisi daha önce Şekil P8-1’de gösterilmiştir.

P9-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Zemin ve Temel Etüdü Geoteknik Raporunda tanımlanan karakteristik değerler uygun ve temsili bulunduğu için KDYY-2.11.7.a maddesi gereği Geoteknik Raporda tanımlanan karakteristik parametreler değiştirilmeden kullanılmıştır. Bu projede incelenen iksa yapısının bulunduğu bölge P8 projesi ile benzerdir. Yapılan sondajlarda yeraltı suyuna rastlanılmamıştır. Tüm zemin özellikleri ve tasarım parametreleri, Tablo P8-1’de verildiği haliyle alınmıştır.

P9-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kalıcı olarak inşa edilmesi düşünülen kazı destek yapısının arkasında uzun yıllardır park olarak kullanılan bir bölge bulunmaktadır. İl/ilçe belediyesinin yerleşim planlarında bu bölge park olarak kayıtlıdır ve bu şekilde kullanılmaya devam edecektir. Kazı destek yapısına gelebilecek karakteristik yükün en fazla 15 kPa mertebesinde olabileceği kabul edilmiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi ve Kazı Destek Yapısı Seçimi

Projenin bu cephesindeki iksa yapısı kalıcı kazı destek yapısı olarak tasarlanacaktır. Sahada yapılacak kazı derinliğinin 7 metreden az olması, sahaya yakın bina veya önemli cadde ve alt yapı tesisinin olmaması, sahada çok zayıf zemin ve yeraltı suyunun bulunmaması ve yatay destek kullanılmaması sebebiyle bu cephedeki destek sistemi Kategori-1’e girmektedir. İnşa edilecek kalıcı kazı destek yapısı tipi aşağıdaki esaslara göre belirlenmiştir:

- Sahada yeraltı suyu bulunmaması nedeniyle düşey destek elemanları aralıklı fore kazık olarak seçilmiştir.
- Kazıkların soket boyu, kazık ucu orta sıkı kum tabakasında kalacak şekilde uzatılmıştır.
- İksa çevresinde kritik öneme sahip yapılar bulunmadığı için düşey destek elemanları, herhangi bir yatay destek elemanı kullanılmadan konsol fore kazık olarak inşa edilecektir.

Bu projedeki kalıcı kazı destek yapısı etrafında yanal deplasmanlardan etkilenebilecek herhangi bir yapı bulunmamaktadır. Bu nedenle kazı destek yapısı için deplasman kriteri tanımlanmamıştır.

Deprem Etkisi

Deprem etkisini dikkate alan analiz yöntemleri KDYY-2.14.3’te tanımlanmıştır. Bu proje kalıcı kazı destek sistemi olduğundan KDYY-Tablo 2.6’da belirtildiği gibi DD-2 deprem düzeyi ile “Yöntem 1–

Statik Eşdeğer Hesap” yapılmalıdır. Statik Eşdeğer Hesap yönteminde malzeme ve yük katsayıları 1.0 alınarak sadece göçmeye karşı güvenlik sayısının kontrolü yapılır ve güvenlik sayısının 1.0’dan büyük olması gerekir. Hesaplanan iç kuvvetler yapısal elemanların tasarımlarında kullanılır.

Statik Eşdeğer Hesap yönteminde, yatay eşdeğer ivme katsayısı, k_h , KDYY-B.2.6 denkleminde göre hesaplanır. Denklemdaki S_{DS} değeri, Türkiye Deprem Tehlike Haritası’ndan ilgili projenin lokasyonuna göre belirlenmiştir (<https://tdth.afad.gov.tr/TDTH/userLogin.xhtml>). Denklemdaki r katsayısı, konsol sistemlerde 2.0 değerini alır. Bu projede S_{DS} değeri, ZD zemin sınıfı ve DD-2 depremi baz alınarak, 0.921 bulunmuştur. Bu durumda, yatay eşdeğer ivme katsayısı, $k_h = 0.4 S_{DS}/r = 0.184$ olarak hesaplanmıştır. Düşey eşdeğer ivme katsayısı $0.5 k_h = 0.092$ olarak hesaplanır.

Toprak Basıncı Katsayıları

Bu projede deprem etkileri, statik eşdeğer hesap yöntemi ile dikkate alınacağı için hesaplarda deprem durumundaki toprak basıncı katsayılarını kullanmak gerekir. Dinamik ve statik durumdaki toplam aktif toprak basınçları Mononobe (1929) ve Okabe (1926) tarafından tanımlanan eşitlikler ile belirlenmektedir. TBDY (2018) statik ve dinamik durumdaki toplam toprak basıncı katsayısının düzenlenmiş bir versiyonunu sunmuştur. TBDY-Bölüm 16.12.2.4’te verilen bu bağıntı;

$$K_a = \frac{\sin^2(\psi + \phi_d' + \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_d' + \delta_d) \sin(\phi_d' - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (P9-1)$$

şeklindedir. Burada θ parametresi yatay ve düşey statik eşdeğer deprem katsayılarını hesaba katan, dayanma yapısının arkasında su olup olmamasına ve temel seviyesi ile olan ilişkisine bağlı olarak farklı değerler alabilen bir açıdır. Bu proje için θ açısı;

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{1 \mp k_v} \right] = \tan^{-1} \left[\frac{0.184}{1 + 0.092} \right] = 11.47 \quad (P9-2)$$

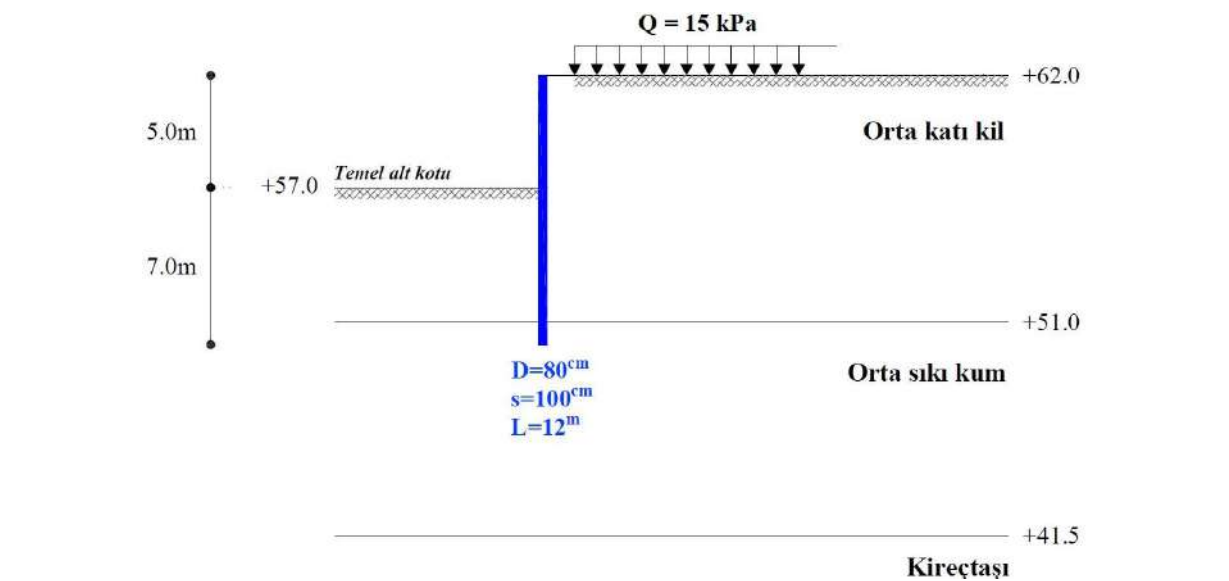
bağıntısı ile hesaplanır. P9-1 bağıntısı ile tanımlanan toplam aktif toprak basıncı katsayısı, projedeki değerler yerine konularak 0.48 bulunmuştur. Bağıntıda zemin-kazık arasındaki sürtünme açısı (δ_d) ihmal edilmiştir.

Statik durumdaki aktif ve pasif yanal toprak basıncı katsayıları P8-1 ve P8-2 bağıntıları ile hesaplanabilir. P9-1 bağıntısı ile tanımlanan toplam aktif toprak basıncı katsayısı statik ve dinamik durumların toplamına eşit olduğundan, yalnızca deprem yüklerinin hesabına etki edecek toprak basıncı katsayısı P9-3 bağıntısı ile elde edilebilir.

$$K_{a,deprem} = K_a - K_{a,statik} = 0.48 - 0.33 = 0.14 \quad (P9-3)$$

P9-4. Analizler

Kazı destek yapısı için yapılacak analizlere esas teşkil etmek üzere öncelikle bir ön tasarım ya da kabul yapılması gerekir. Bu ön tasarıma göre 80 cm çapında ve merkezden merkeze 100 cm arayla 12 metrelik kazıkların kullanılmasına karar verilmiştir. Kazıkların orta sıkı kum tabakasına girmesi hedeflenmiş ve soket boyu 7 m seçilmiştir. Bu bölümde ön tasarımı Şekil P9-1’de gösterilen kazı destek yapısının ULS



Şekil P9-1: Proje için esas teşkil eden hesap kesitinin şematik çizimi

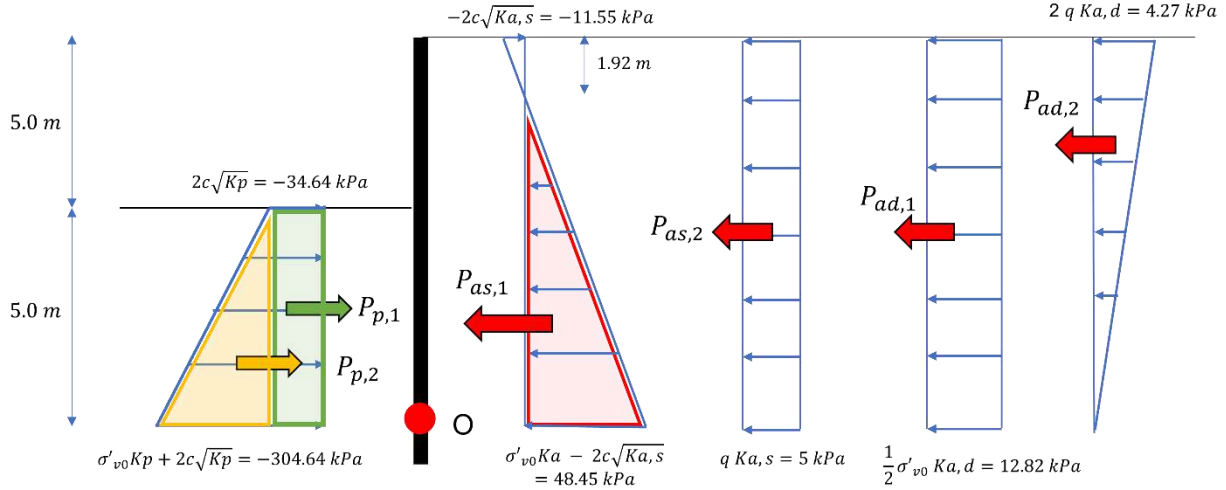
Tablo P9-1: Konsol sistemi oluşturan kazıkların özellikleri

Kazık Çapı	Kazık Aralıkları	Malzeme Özellikleri	Elastisite Modülü	Atalet Momenti	Kesit Alanı
(m)	(m)		(kN/m ²)	(m ⁴)	(m ²)
0.80	1.0	C30/37 Beton S420 Nervürlü Donatı	32x10 ⁶	0.0201	0.5027

Aşama 1: Soket Boyu Kontrolü

Konsol olarak çalışan duvarlarda soket boyunun yeterliliği, Das ve diğ. (2018)'de önerilen basitleştirilmiş yaklaşım kullanılarak kontrol edilmiştir. Bu yaklaşımın detayları P8 projesinde açıklanmıştır. Yatay toprak basıncı zarfları kullanılarak duvara etkiyen yatay kuvvetler bulunabilir. Statik durumda etkiyen kuvvetler bulunurken KDDY-Tablo 2.1'deki kısmi katsayıları hesaplara dahil etmek gerekir. Deprem durumundaki basınç kuvvetlerinin hesabında ise kısmi katsayılar 1.0 alınır. Bu projede statik durumda hesaplanan toprak basıncı zarfları ve basınç kuvvetleri P8 projesindeki gibidir. Dolayısıyla soket boyunun yeterliliği P8 projesinde değerlendirilmiş ve soket boyu uygun bulunmuştur. Deprem durumunda kazık soket boyunun yeterliliği bu aşamada değerlendirilecektir.

Projedeki kazıklara etkiyen aktif ve pasif basınç zarfları Şekil P9-2’de gösterilmiştir. $P_{as,1}$ ve $P_{as,2}$ kuvvetleri kazıklara etkiyen statik aktif toprak basınçlarını gösterirken $P_{p,1}$ ve $P_{p,2}$ kuvvetleri ise pasif toprak basınçlarını tanımlamaktadır. Deprem etkisi nedeniyle kazıklara etkiyen ilave aktif toprak basıncı $P_{ad,1}$ ile gösterilmiştir. $P_{ad,1}$ olarak etkiyen toprak basıncının geometrisi ve etki mesafesiyle ilgili farklı öneriler bulunmaktadır. Bu projede deprem etkisi nedeniyle oluşacak olan ilave aktif toprak basıncının düzgün yayılı yük olarak etkiyeceği kabul edilmiştir (AASHTO, 2010). Deprem durumunda toprak tarafındaki sürşarj sebebiyle oluşacak ilave aktif toprak basıncı ise Kumbasar ve Kip (1999) tarafından önerilen bağıntılar ile hesaplanmış ve şekilde $P_{ad,2}$ ile gösterilmiştir.



Şekil P9-2: Deprem durumunda aktif ve pasif toprak basıncı zarfları ve kuvvetleri

Mononobe-Okabe'nin teorisi ile duvara etkiyen sismik yanal toprak basınçlarının belirlenmesi konusunda farklı yaklaşımlar mevcuttur. Sismik yanal basınçların statik durumdaki basınçlar gibi üçgensel bölgede yayılan sürşarj yüküne benzetilerek hesaplanmasını öneren kaynaklar olduğu gibi (Whitman, 1991), basınç zarfını yarı elips ile modelleyen yaklaşımlar da mevcuttur (Celep, 2015). Basınç zarfının bileşke kuvvetinin yeri de çeşitli kaynaklarda $H/3$, $0.6H$ veya $2H/3$ olarak önerilmektedir (Lew et al., 2010). Bu proje, AASHTO (2010)'da önerilen yaklaşım doğrultusunda, sismik yanal toprak basıncının duvar boyunca düzgün yayılı yük olarak etkidığı varsayılarak çözülmüştür.

Çizilen toprak basıncı zarfları dikkate alınarak yapılan hesaplamalar sonucunda, kazıkların dönme eksenini olan O noktasının, kazı seviyesinin yaklaşık 5.0 m altında olduğu belirlenmiştir. Yapılan hesaplamalar Tablo P9-2'de verilmiştir. Bu noktadan moment alındığında, aktif ve pasif kuvvetlerin momentleri yaklaşık olarak sıfıra eşit olmaktadır. Hesaplamalara göre bu proje için soket boyu en küçük 5.0 m olarak seçilebilir, ancak bu projede kazıkların orta sıkı kum tabakasına girmesi istenildiğinden soket boyları 7.0 m olarak seçilmiştir.

Tablo P9-2: Soket boyu kontrolü için basınç kuvvetlerinin hesabı

	Basınç $kN/m^2/m$	Kuvvet kN/m	Kuvvet Kolu m/m	O noktasına göre moment kNm/m
$P_{as,1}$	$\sigma'_{v0}K_{a,s} - 2c\sqrt{K_{a,s}} = 18 \cdot 10 \cdot 0.33 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0.33} = 48.45$	$\frac{1}{2} \cdot 48.45 \cdot (10 - 1.92) = 195.64$	2.69	526.63
$P_{as,2}$	$q K_{a,s} = 15 \cdot 0.33 = 5$	$5 \cdot 10 = 50$	5.00	250.0
$P_{ad,1}$	$\frac{1}{2} \sigma'_{v0}K_{a,d} = \frac{1}{2} \cdot 180 \cdot 0.142 = 12.82$	$12.82 \cdot 10 = 126.0$	5.00	640.78
$P_{ad,2}$	$2 q K_{a,d} = 2 \cdot 15 \cdot 0.142 = 4.27$	$\frac{1}{2} \cdot 4.27 \cdot 10 = 21.36$	6.67	142.39
$P_{p,1}$	$-2c\sqrt{K_p} = -2 \cdot 10 \cdot \sqrt{3} = -34.64$	$-34.64 \cdot 5 = -173.21$	2.50	-433.01
$P_{p,2}$	$-\sigma'_{v0}K_p - 2c\sqrt{K_p} = -304.64$	$\frac{1}{2} \cdot (-304.64) \cdot 5 = -675.0$	1.67	-1125.0

Aşama 2: LEM ile Güvenlik Katsayısı Kontrolü (ULS-GEO)

Ön tasarımı yapılan kazı destek yapısının statik yükler altında göçmeye karşı güvenlik sayısı, LEM analizi yapabilen yazılımlardan faydalanılarak hesaplanabilir. Bu projedeki hesap kesitinin LEM yazılımında tanımlanan 2 boyutlu modeli Şekil P9-3'te görülmektedir. Kazı destek yapısının taşıyabileceği en büyük kesme kuvveti TS500-Bölüm 8.1.4.'te betonarme kesitlerin sadece betondan gelen kesme dayanımı için tanımlanan eşitlik ile 390 kN olarak hesaplanmıştır.

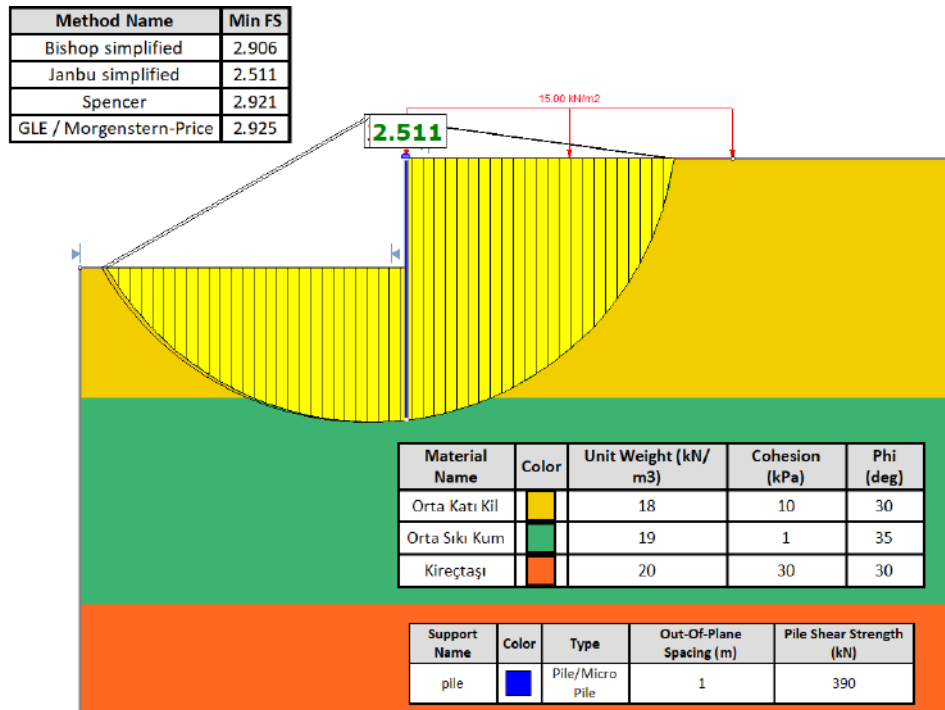
KDYY-Tablo 2.1'de tanımlanan ve Bölüm 9.1'de detaylandırılan kısmi katsayılar kullanılarak yapılan limit denge analizi sonucunda farklı göçme düzlemlerinden elde edilen güvenlik sayıları incelenerek $GS > 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmelidir. Şekil P9-3'teki modele ait en düşük güvenlik sayısına sahip olası göçme yüzeyleri incelenmiştir. Analizler sonucunda oluşabilecek en kritik göçme yüzeylerinin güvenlik sayıları farklı yöntemler kullanılarak hesaplanmış ve şekil üzerinde gösterilmiştir. Kazı destek yapısının bu aşama için gerekli olan $GS > 1.0$ şartını sağladığı görülmüştür.

Aşama 3 – SLS Kontrolü (SLS-GEO)

Bu projede deplasman kriteri tanımlanmadığı için SLS kontrolü mecburi değildir. Projeciler kazı destek yapısının kalıcı kullanım ömrü süresince farklı koşullar altındaki deplasmanlarını hesaplamak için gerilme-deformasyon analizlerinden faydalanabilir.

Aşama 4 – Deprem Etkisinde ULS Kontrolü (ULS-DEPREM)

Deprem etkisinde kazı destek yapısının göçmeye karşı güvenlik sayısını belirlemek amacıyla Şekil P9-3'teki modele yatay ve düşey eşdeğer ivme katsayıları tanımlanarak LEM analizi yapılmıştır. Bu analizde ULS-GEO aşamasından farklı olarak hiçbir kısmi katsayı seti kullanılmamıştır. Analiz sonuçları P9-4'te gösterilmiştir. Farklı limit denge yöntemlerinin kullanıldığı LEM analizi sonucunda göçmeye karşı en düşük güvenlik sayısı Janbu yöntemi ile 2.031 hesaplanmıştır. Bu durumda kazı destek yapısının bu aşama için gerekli olan $GS > 1.0$ şartını sağladığı görülmektedir.



Şekil P9-3: LEM analizi modeli ve oluşabilecek en kritik göçme yüzeyi



Şekil P9-4: Deprem etkisi altında oluşabilecek en kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı

Aşama 5 – Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Bu projede sonlu elemanlar yöntemi ile gerilme deformasyon analizleri yapılmadığı için kazıkta oluşan en büyük kesme kuvveti ve moment değerleri, toprak basınçları ile teorik olarak hesaplanabilir. En büyük kesme kuvvetinin kazı tabanında, en büyük momentin de kazı tabanının altında kesme kuvvetinin sıfıra eşitlendiği noktada olacağı düşünülmektedir. Buna göre statik durumda en büyük kesme kuvveti,

$$V_{maks} = \frac{1}{2} K_{a,s} \gamma (H - H_{cr})^2 + q K_{a,s} H = \frac{1}{2} \cdot 0.33 \cdot 18 \cdot (5 - 1.92) + (15 \cdot 1.11) \cdot 0.33 \cdot 5$$

$$V_{maks} = 56.13 \text{ kN/m}$$

(P9-4)

bağıntısı ile hesaplanır. Bu bağıntıda güvenliği azaltıcı değişken etki olarak sürşarj yükü etkisi, KDYY-Tablo 3.5'teki esaslar dikkate alınarak, 1.11 katsayısı ile artırılmıştır.

Kazı derinliğinin altında kesme kuvvetinin 0'a eşit olduğu bir z derinliği tanımlanırsa bu derinlikteki kesme kuvvetini hesaplamak için,

$$V_z = \frac{1}{2} \cdot K_{a,s} \gamma (5 + z - 1.92)^2 + q K_{a,s} (5 + z) - \frac{1}{2} \cdot K_{a,d} \gamma (z)^2 - 2c' \sqrt{K_p} \cdot z = 0$$

(P9-5)

eşitliği yazılabilir. Bu eşitlikten z derinliği 1.323 m olarak hesaplanır. Buradan moment alınır en büyük moment değeri,

$$M_{maks} = \left[\frac{1}{2} \cdot 0.33 \cdot 18 \cdot (6.323 - 1.92)^2 \right] \cdot \frac{(6.323 - 1.92)}{3} + [(15 \cdot 1.11) \cdot 0.33 \cdot 6.323] \cdot \frac{6.323}{2} -$$

$$\left[\frac{1}{2} \cdot 3 \cdot 18 \cdot (1.323)^2 \right] \cdot \frac{1.323}{3} - [2 \cdot 10 \cdot \sqrt{3} \cdot 1.323] \cdot \frac{1.323}{2} = 144.8 \text{ kNm/m}$$

(P9-6)

olarak bulunur. Statik durumda hesaplanan M_{maks} ve V_{maks} değerleri 1.35 katsayısıyla artırılmalıdır. Deprem durumundaki kesit tesirlerini hesaplamak için M_{maks} ve V_{maks} değerlerinin hesabında dinamik kuvvetleri de dikkate almak gerekir. Tüm kuvvetlerin etkisinin olduğu durumda, V_{maks} değeri

$$V_{maks} = \frac{1}{2} K_{a,s} \gamma (H - H_{cr})^2 + q K_{a,s} H + \frac{1}{2} K_{a,d} \gamma H^2 + q K_{a,d} H = 133.47 \text{ kN/m}$$

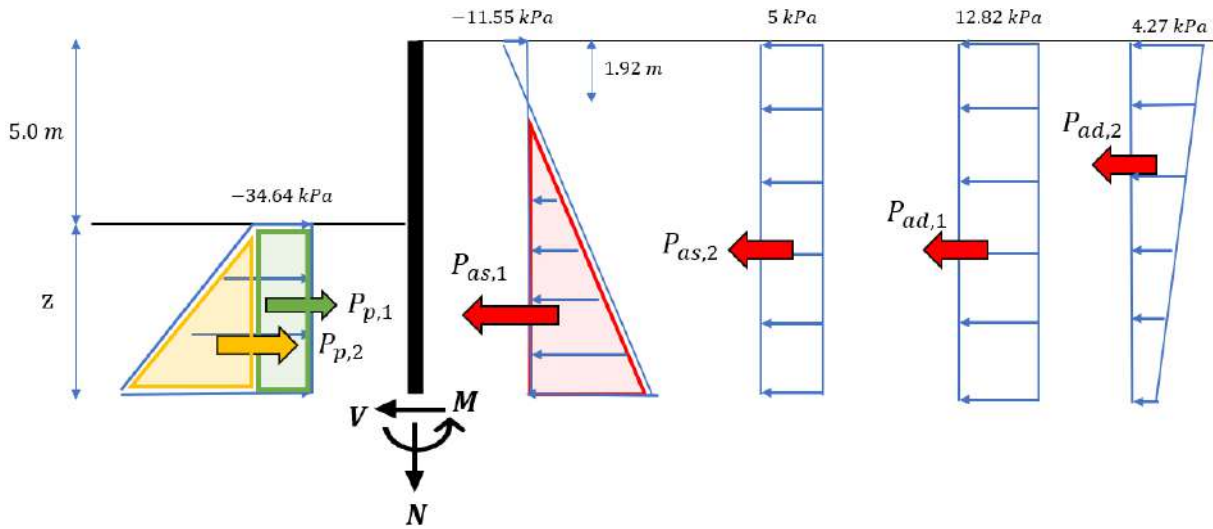
(P9-7)

olarak hesaplanır. Kesme kuvvetinin 0 olduğu z derinliği için kazıklara etkiyen statik ve dinamik kuvvetler Şekil P9-5'te gösterilmiştir. Bu derinlikteki kesme kuvveti için,

$$z = \frac{1}{2} \cdot K_{a,s} \gamma (5 + z - 1.92)^2 + q K_{a,s} (5 + z) + \frac{1}{2} \cdot K_{a,d} \gamma (5 + z)^2 + q K_{a,d} (5 + z) - \frac{1}{2} \cdot K_{a,d} \gamma (z)^2 - 2c' \sqrt{K_p} \cdot z = 0 \quad (P9-8)$$

eşitliği yazılabilir. Bu eşitlik ile z derinliği 2.43 m olarak hesaplanır. Buradan alınacak moment ile $M_{maks} = 515.91 \text{ kNm/m}$ olarak hesaplanmıştır. Betonarme hesap için depremli ve depremsiz durumda hesaplanan kesit tesirleri karşılaştırılarak tasarım kesit tesirleri belirlenir (Tablo P9-3). Seçilen kesit tesirleri kazık aralığı ile çarpılarak gerekli donatı alanı belirlenebilir.

Analizler sonucunda kazıkların betonarme tasarımı için belirlenen kesit tesirleri Tablo P9-3'te gösterilmiştir. Hesaplanan tasarım kesme kuvveti, kazığın betonarme kesitinin kesme kuvveti dayanımından düşüktür. Betonarme kesit hesapları sonucunda, 515.9 kNm'lik tasarım momentini karşılamak için her bir kazığa 50.34 cm² donatı gerekeceği tespit edilmiştir. Bu değer 80 cm çapa sahip bir fore kazığın kesit alanının yaklaşık olarak %1'ine denk gelmektedir. Bu durumda seçilen kesite gerekli miktarda donatı yerleştirilebilir.



Şekil P9-5: Duvara etkiyen statik ve dinamik aktif ve pasif toprak basınçları

Tablo P9-3: Kazığın betonarme hesabı için kullanılacak tasarım kesit tesirleri

	Moment kNm/m	Kesme Kuvveti kN/m	Normal Kuvvet kN/m
Statik Durumda	$144.8 \times \gamma_{G,dst} = 195.5$	$56.13 \times \gamma_{G,dst} = 75.8$	$150.8 \times \gamma_{G,dst} = 226.2$
Depremli Durumda	515.9	133.7	150.8
Seçilen	515.9	133.7	226.2

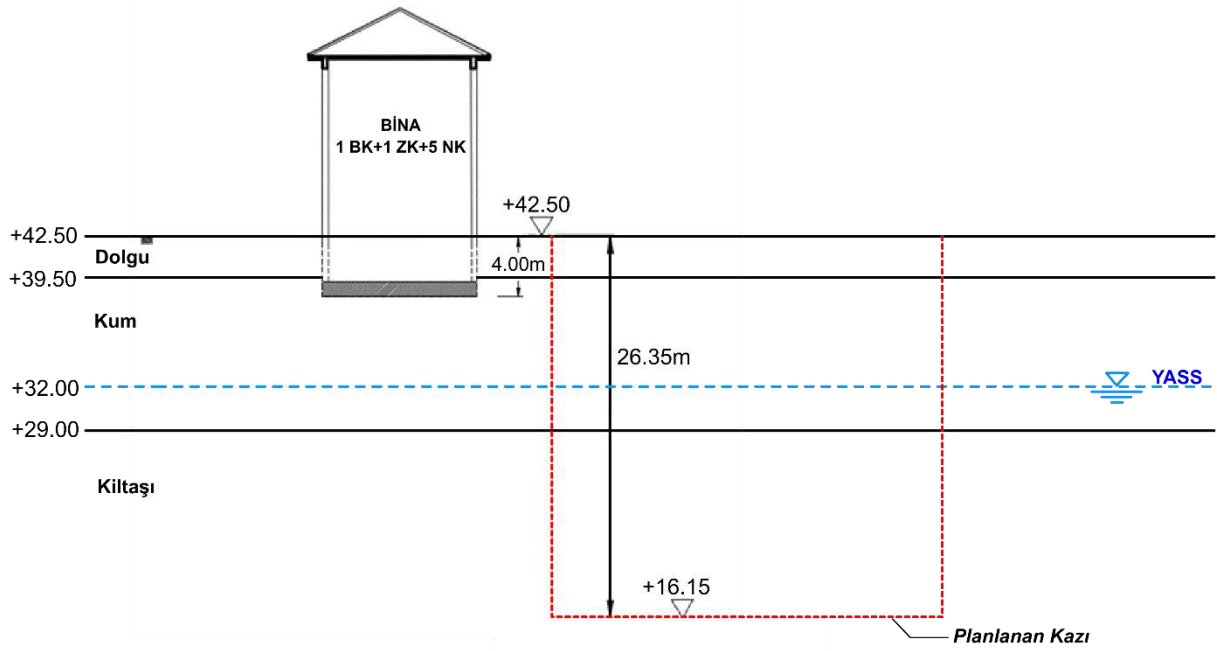
BÖLÜM 4

SERT KİL / ÇOK SIKI KUM / ÇOK AYRIŞMIŞ KAYA (GRUP-3) ORTAMDA TASARLANAN KAZI DESTEK YAPILARI

P10 - FORE KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI

P10-1. Projenin Tanıtımı

Bir yeraltı otoparkının bodrum katları için 26.35 m derinliğinde kazı yapılacaktır. Parsel kotu yaklaşık +42.5'tir. Parselin bir kenarında yaklaşık 4 m yatay mesafede 1 BK + 1 ZK + 5 NK'dan oluşan bir bina, diğer kenarlarında ise sokak bulunmaktadır. Sahada dolgu, orta sıkı kum ve ayrılmış kıltaşı yer almaktadır ve yeraltı su seviyesi (YASS) +32.0 kotundadır. Şekil P10-1'de zemin profili ve kazı geometrisi sunulmuştur.



Şekil P10-1: Proje sahasındaki zemin profili ve kazı geometrisi

P10-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Bu proje kapsamında inceleme sahası için hazırlanan Zemin ve Temel Etüdü Geoteknik Raporu incelenmiş; KDYY-2.11.7-a maddesi uyarınca geoteknik raporda verilen değerler uygun bulunarak tasarıma devam edilmiştir. Tablo P10-1'de statik yükler için seçilen tasarım değerler toplam ve efektif gerilmeler bakımından ayrı ayrı sunulmuştur.

Tablo P10-1: Zeminler/kayalar için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	k (m/s)	K _o	G _{o,ref} (MPa)	Toplam Gerilme			Efektif Gerilme		
					E ₅₀ (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	E' ₅₀ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Dolgu	17.2	3.0E-8	0.56	41.0	10.0	55.0	0	10	10.0	25.0
Orta sıkı kum	18.0	1.9E-6	0.50	141.0	40.0	5.0	30	40.0	5.0	30.0
Ayrılmış kıltaşı	22.0	8.6E-9	0.57	330	600.0	175.0	0	600.0	80.0	25.0

P10-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Temel kotuna güvenli bir şekilde ulaşmak için ihtiyaç duyulan kazı destek yapısına yaklaşık 5 m uzaklıkta 1 BK + 1 ZK +5 NK kattan oluşan ve radye temele sahip betonarme bir bina mevcuttur. Binadan aktarılan karakteristik yük 110 kPa olarak belirlenmiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

Bu projeye konu olan kazının özellikleri şu şekildedir:

- İksa yapısı geçici olarak planlanmıştır.
- Kazı derinliği 25 metreden yüksektir (H=26.35 m)
- Yer altı suyu seviyesi kazı taban kotu üzerinde bulunmaktadır.
- Arazide orta sıkı kumlu zemin ve ayrılmış kilaşı bulunmaktadır.
- Kazı sebebiyle etkilenebilecek komşu binanın uzaklığı 5.0 m civarındadır.
- Kazı destek sisteminin tasarımında yatay destek (ankraj) kullanılması planlanmaktadır.

Buna göre hesap kesiti Kategori-3'e girmektedir. Bazı cepheler KK-2 olsa da bu proje kapsamında KK-3'e giren kesitin hesap adımları sunulacaktır.

Kazı Destek Yapısı Seçimi

Kazının yapılacağı proje sahasında yeraltı suyu seviyesi orta sıkı kum zemin tabakası içinde kalmaktadır. Yeraltı su seviyesinin kum-kilaşı ara yüzeyine yakın olması, alttaki kilaşı birimde suyun sınırlı olacağı ve bu nedenle iksa çalışmaları sırasında yeraltı suyunun kontrol altında tutulabileceği bu nedenle iksa düşey elemanlarının aralıklı olabileceği kabul edilmiştir. Kazı yüksekliğinin 25 m'den büyük olması, parsel çok yakın, kazı sebebiyle etkilenecek yapıların olması, iksa sisteminin geçici olacağı göz önünde bulundurularak aralıklı kazıklı ve yatay destekli sistem tasarımı yapılması planlanmıştır.

Deprem Etkisi

Hesap kesiti Kategori-3 olduğu ve geçici bir kazı destek yapısı tasarlandığı için servis depremi hesaplara dahil edilecektir. Bu nedenle KDYY- 2.14 bölümünde yer alan Tablo 2.5 ve Tablo 2.6'a göre deprem yer hareketi düzeyi DD-4 dikkate alınmıştır. İnceleme sahasının ilk 30 metresine ait kayma dalgası hızı ($V_{s,30}$) ile yerel zemin sınıfının ZD ($180 < V_{s,30} < 360$ m/s) olduğu belirlenmiştir. Bu doğrultuda TDTH interaktif uygulamasından bu proje için elde edilen değerler Şekil P10-2'de verilmiştir. Deprem hesabında Yöntem-1: Statik-eşdeğer deprem hesabı kullanılmış ve yatay ivme eşdeğer katsayısı (k_h) değeri aşağıda verilen eşitlik P10-1'den hesaplanır:

$$k_h = \frac{0.4S_{DS}}{r} \quad (P10-1)$$

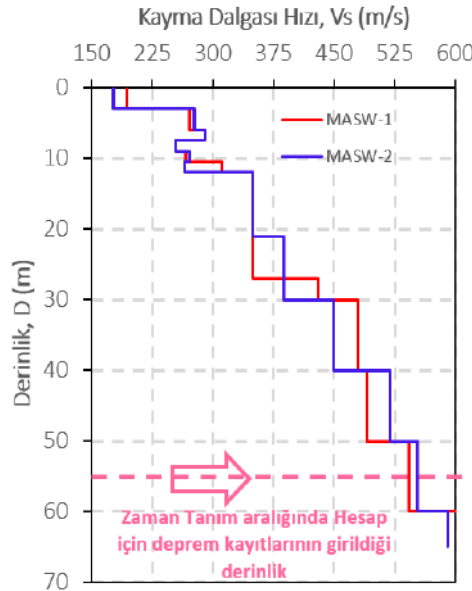
bağıntısı ile belirlenmiştir. Burada; S_{DS} , boyutsuz, kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısıdır ve Şekil P10-2'de görüldüğü gibi Türkiye Deprem Tehlike Haritası'ndan 0.522 olarak elde edilmiştir. Çok sıra ankrajlar nedeniyle kazı destek yapısındaki deplasmanlar sınırlandırılması için r değeri 1.0 olarak alınmıştır. Ayrıca komşu binada olabilecek deplasmanların da sınırlandırılması gerekmektedir. Sonuç olarak, (P10-1) no.lu bağıntı ile $k_h=0.208$ olarak bulunmaktadır.

Rapor Başlığı:	CSB-Örnek: KK-3 (H>25 m)		
Deprem Yer Hareketi Düzeyi:	DD-4	50 yılda aşılma olasılığı %68 (tekrarlanma periyodu 43 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi	
Yerel Zemin Sınıfı	ZD	Orta sıkı - sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları	
$S_s = 0.342$	$S_1 = 0.083$	$S_{D5} = 0.522$	$S_{D1} = 0.199$
$PGA = 0.149$	$PGV = 8.466$		

Şekil P10-2: TDTH İnteraktif Web uygulaması girdi ve sonuç sayfası

İleride gösterileceği üzere, KDYY-2.14'te Tablo 2.6'ya göre malzeme ve yük kısmı yük katsayıları kullanılmadan Yöntem-1 ile yapılan statik eşdeğer analizde sistemin toplam güvenliği $GS < 1.0$ bulunmuştur. Bu nedenle Yöntem-2'ye yani Şekil Değiştirmeye Göre Hesap adımına geçilmesi gerekmiştir. Geçici bir KDY söz konusu olduğundan, DD-2a depremi kullanılmadan, Yöntem-2/Aşama-2'nin uygulanması yani deprem kayıtları ile analize geçilmiştir.

Bu doğrultuda, öncelikle sayısal modelde ana kayanın yeri ve ivme spektrumu belirlenmiştir. TBDY(2018) Bölüm 16.5'te yer alan 16.5.2. "Doğrusal Olmayan Serbest Zemin Modeli ve Deprem Analizi" başlığı altında yer alan 16.5.2.3(b) maddesi uyarınca, Şekil P10-3'te verilen kayma dalgası hızı (V_s) profiline göre sayısal modelin tabanı 55 m derinde ZC ($360 < V_{s,30} < 760$ m/s) zeminle sonlandırılmıştır. Tablo 2.6'ya göre inceleme alanı için TDTH interaktif web uygulamasının DD-4 deprem düzeyi ve ZC yerel zemin koşulları için önermiş olduğu yatay elastik tasarım spektrumu dikkate alınarak, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, TBDY (2018) esaslarına göre spektruma uygun 11 adet yer hareketi seçilmiştir.



Şekil P10-3: Zaman tanım aralığı alanında hesap için seçilen deprem kaydı giriş derinliği

Proje sahası için TDTH interaktif web uygulamasından deprem kayıtlarının gireceği zemin sınıfı bilgisi ve KDYY-Tablo 2.6'ya göre DD-4 deprem düzeyi seviyesi dikkate alınarak yatay ivme spektrumu elde edilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan ve kazı kesitini de içine alan 2 boyutlu sayısal analizlerde, girdi olarak verilecek deprem kayıtlarının ölçeklendirilmesi için TBDY (2018)-Bölüm 2.5.2.1 (a)'da dikkat çekilen hususlar göz önünde bulundurulacaktır. Kayıtların seçimleri

için aşağıda sıralanan kriterler PEER kuvvetli yer hareketi veri tabanının ilgili web sayfasında (<https://ngawest2.berkeley.edu/>) Şekil P10-4’da gösterilen arayüzde tanımlanmıştır:

- DD-4 yer hareketi deprem düzeyi ve ZC zemin sınıfı dikkate alınmıştır.
- R_{JB} uzaklığı ve fayın yırtılma yüzeyine en yakın mesafesini gösteren R_{rup} parametresi 0-100 km aralığında sınırlı tutulmuştur.
- Fayların çoğu doğrultu atımlı ve normal fay tipinde olduğundan sadece bu tip fayların ürettiği deprem kayıtları seçilmiştir.
- Bölgede meydana gelen depremlerin karakteristik moment magnitüdü (M_w) 6.4 -7.4 olarak gösterilmektedir. Bu nedenle, magnitüd aralığı, $6 < M_w < 8$ arasında seçilmiştir.
- ZC yerel zemin sınıfı için TBDY’de verilen 360 m/s $< V_s < 760$ m/s aralığı kriter olarak belirlenmiştir.
- Ölçeklendirme katsayısı olarak 0.25-4.0 aralığı seçilmiştir.
- $0.2T_p$ ve $1.5T_p$ periyot aralığında 11 kaydın spektral ortalaması; Şekil P10-5’te verilen tasarım spektrumundan küçük olmamalıdır kuralını dikkate almak için; Şekil P10-5’deki spektrum, web sitesi arama kriterlerine dahil edilmiştir.

Elde edilen 11 adet kaydın ortalama spektrumu ile tasarım (hedef) spektrumu karşılaştırmalı olarak Şekil P10-5’te gösterilmiştir. Seçilen ve ölçeklendirilen kayıtlara ait deprem karakteristik ve istasyon bilgileri, basit ölçeklendirmede kullanılan ölçeklendirme katsayıları Tablo P10-2’de verilmiştir.

Search

These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

Record Characteristics:

RSN(s) : RSN1,...RSNn

Event Name :

Station Name :

Search Parameters:

Fault Type :

Magnitude :

min,max

R_{JB} (km) :

min,max

R_{rup} (km) :

min,max

V_{s30} (m/s) :

min,max

D5-95(sec) :

min,max

Pulse :

Additional Characteristics:

Max No. Records :

(<=100)

Initial ScaleFactor :

min,max

Suite

Spectral Ordinate :

Damping Ratio :

Suite Average :

Scaling

Scaling Method :

MSE = Computed Weighted Mean Squared Error of record, and suite average, wrt target spectrum.

Weight Function

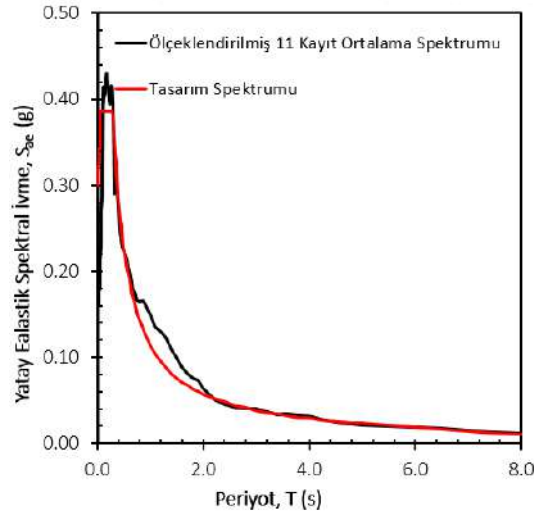
Used in both search and scaling when computing MSE. Values can be updated for rescaling. Intermediate points are interpolated with $W = f_{xn}(\log(T))$

Period Points : ($T_1, T_2, \dots T_n$)

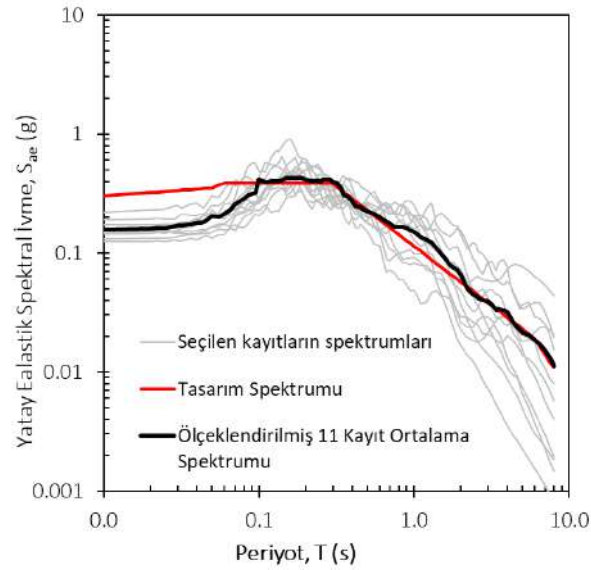
Weights : ($W_1, W_2, \dots W_n$)

Şekil P10-4: Sahaya uygun deprem kaydı seçmek amacıyla PEER veritabanının filtrelenmesi

Modellemede kullanılan deprem kayıtlarının ivme-zaman grafikleri ölçeklendirilmiş ve orijinal versiyonları karşılaştırmalı olarak Şekil P10-6’da gösterilmiştir.



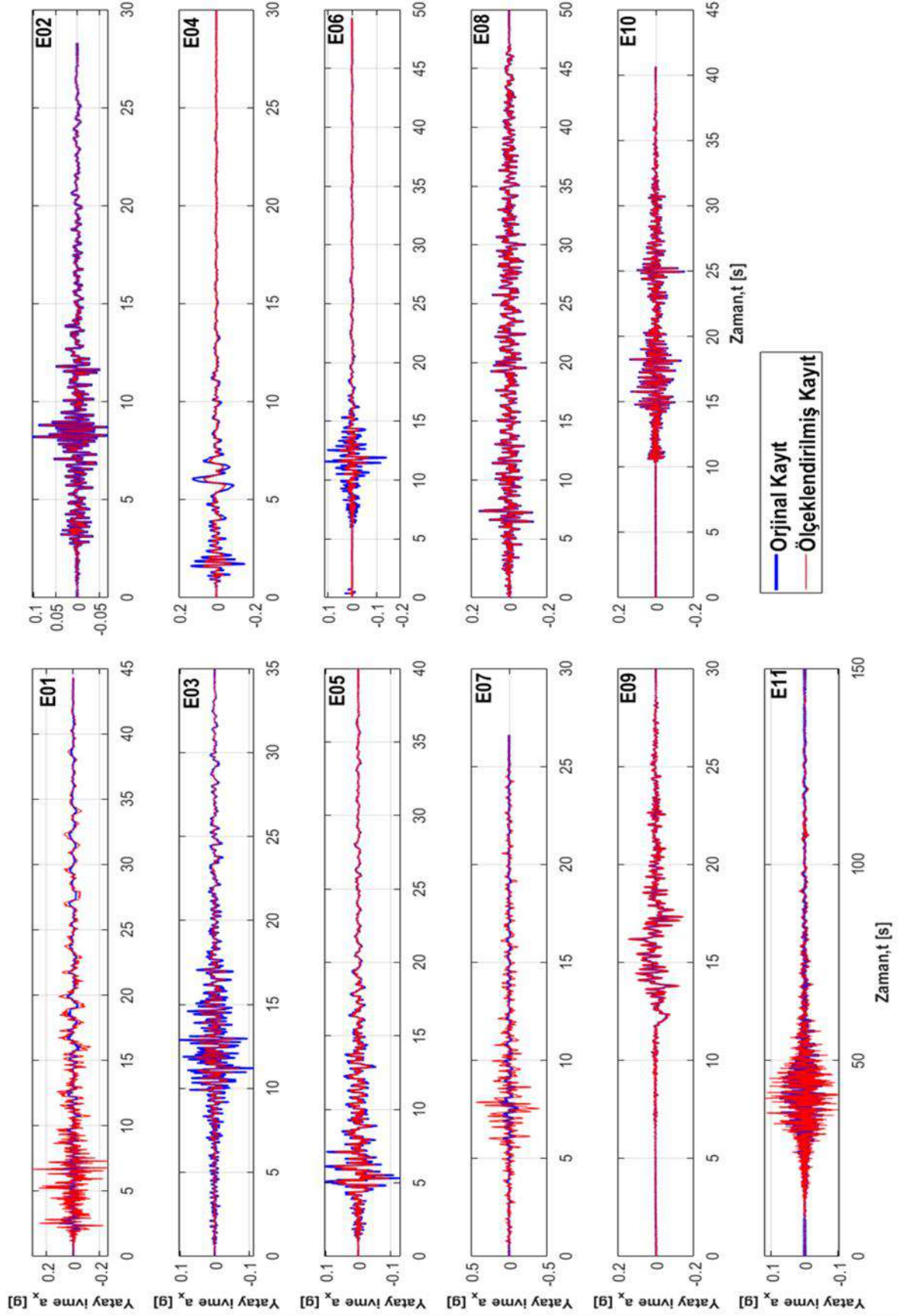
Şekil P10-5: Sahaya uygun deprem kaydı seçmek amacıyla PEER veritabanının filtrelenmesi



Şekil P10-6: Ölçeklendirilmiş 11 kayıt, ortalama ve tasarım spektrumları

Tablo P10-2: GDA sayısal modellerinde kullanılacak deprem kayıtlarına ait özet bilgiler

Deprem No.	RSN	Deprem Adı	Yıl	Büyükölük (Mw)	Fay Tipi	Rjb (km)	Rrup (km)	V _{s,30} (m/s)	Ölçek Katsayısı
1	28	Parkfield, ABD	1966	6.19	SS	17.6	17.6	408.9	2.01
2	190	Imperial Valley-06, ABD	1979	6.53	SS	24.6	24.6	362.4	0.97
3	288	Irpinia, İtalya	1980	6.90	N	22.5	22.6	561.0	0.54
4	459	Morgan Hill, ABD	1984	6.19	SS	9.9	9.9	663.3	0.37
5	548	Chalfant Valley-02, ABD	1986	6.19	SS	21.6	21.9	370.9	0.58
6	587	Yeni Zelanda	1987	6.60	N	16.1	16.1	551.3	0.35
7	815	Griva, Yunanistan	1990	6.10	N	26.8	29.2	454.6	2.31
8	850	Landers, ABD	1992	7.28	SS	21.8	21.8	362.0	0.64
9	1148	Kocaeli, Türkiye	1999	7.51	SS	10.6	13.5	523.0	0.78
10	1612	Düzce, Türkiye	1999	7.14	SS	4.2	4.2	551.3	0.80
11	6976	Darfield, Yeni Zelanda	1984	7.00	SS	93.7	95.9	424.9	1.46



Şekil P10-7: Sayısal analizler için seçilen orijinal ve ölçeklendirilmiş on bir kayda ait ivme-zaman grafikleri

Halat Kapasitesi

0.6 inçlik (15.2 mm çapında) yedi örgülü tek bir öngermeli halatın (Y1860S7-15,2) karakteristik çekme dayanımı $P_{t,k} = 260 \text{ kN}$ 'dur (*prEN 10138-3 veya BS 5896:2012*). Ankraj demetini oluşturan tek bir halat üzerindeki P_0 öngerme yükü, $P_{t,k}$ karakteristik çekme dayanımının % 60'ından fazla olamaz.

Kök Kapasitesi

Ankraj kök bölgesinde oluşması beklenen ankraj nihai çeper sürtünmesi,

- orta sıkı, orta-iri kum zemin için KDYY-Tablo 3.2. esas olarak $\tau_f = 250 \text{ kPa}$ ve
- orta ayrıışmış-ayrıışmış kil-kiltaşı için KDYY-Tablo 3.2. esas olarak ise $\tau_f = 350 \text{ kPa}$

olarak seçilmiştir. Bu problemde güvenlik sayısı $\xi = 2.5$ olarak alınarak karakteristik değerler hesaplanmıştır (KDYY-Bölüm 3.2.2.3.e). Ankraj delgi çapı $D = 13 \text{ cm}$ ve kök boyu $L_{tb} = 10 \text{ m}$ olan bir ankrajın kök boyunca “ankraj kökü nihai, karakteristik ve tasarım taşıma kapasitesi” değerleri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır:

Orta sıkı kum tabakası için nihai taşıma kapasitesi:

$$T_f = (\pi \times D \times L_{tb}) \times \tau_f = (\pi \times 0.13 \times 10.0) \times 250.0 \approx 1021 \text{ kN} \quad (\text{P10-2})$$

Orta Ayrıışmış-Ayrıışmış Kil-Kiltaşı için nihai taşıma kapasitesi:

$$T_f = (\pi \times D \times L_{tb}) \times \tau_f = (\pi \times 0.13 \times 10.0) \times 350.0 \approx 1429 \text{ kN} \quad (\text{P10-3})$$

Orta sıkı kum tabakası için karakteristik ve tasarım taşıma kapasiteleri:

$$T_k = \frac{T_f}{\xi} = \frac{1021}{2.5} = 408 \text{ kN} \quad (\text{P10-4})$$

$$T_d = \frac{T_k}{\gamma_a} = \frac{408}{1.1} = 371.3 \text{ kN} \quad (\text{P10-5})$$

Orta Ayrıışmış-Ayrıışmış Kil-Kiltaşı için karakteristik ve tasarım taşıma kapasiteleri:

$$T_k = \frac{T_f}{\xi} = \frac{1429}{2.5} = 571.6 \text{ kN} \quad (\text{P10-6})$$

$$T_d = \frac{T_k}{\gamma_a} = \frac{571.6}{1.1} = 519 \text{ kN} \quad (\text{P10-7})$$

Deplasman Kriterleri

Kazı destek yapılarında ve çevre yapılarda, kazı çalışmaları sırasında ve sonucunda meydana gelebilecek deformasyonların üst limitleri KDYY-2.12'de verilmiştir. Buna göre bu problemdeki deplasman limitleri aşağıdaki gibi belirlenmiştir;

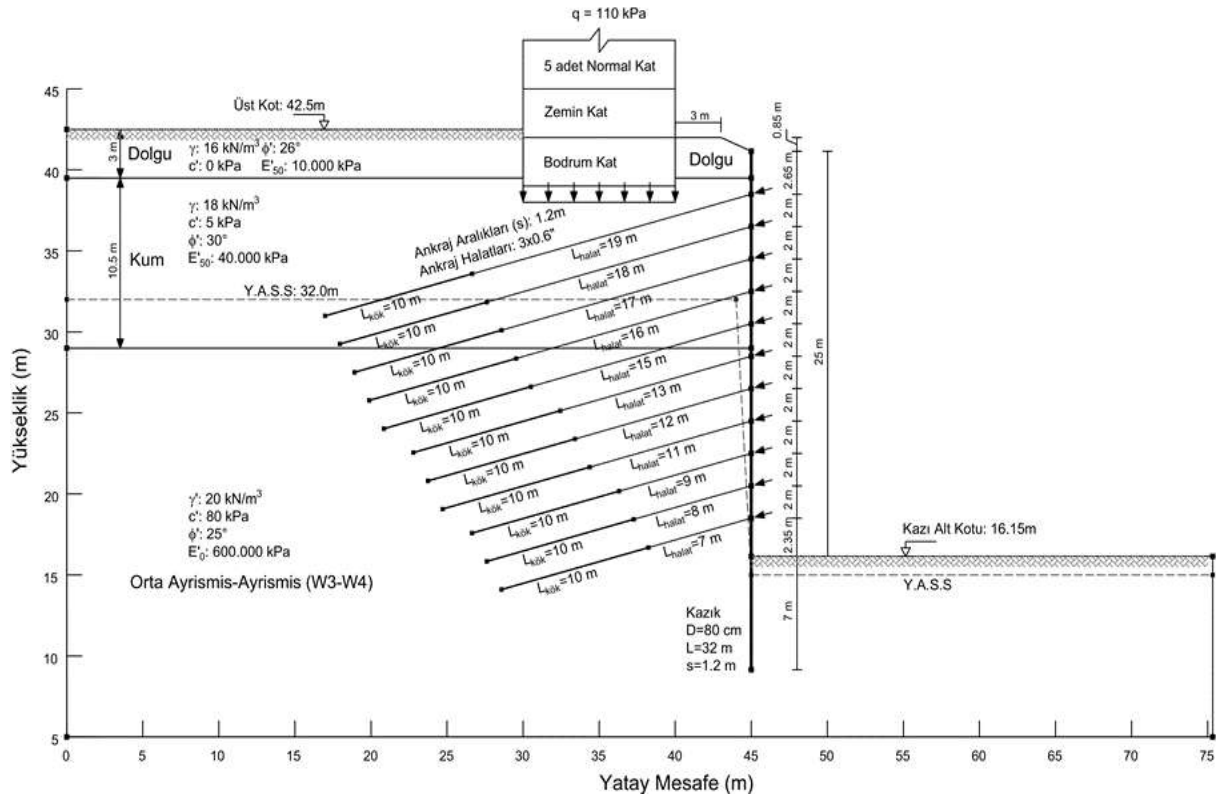
- KDYY-2.12.7'de ankrajlı iksa sistemlerinde meydana gelecek yatay deplasmanlar $\delta h/H = \%3$ değerinden (kazı derinliğinin binde üçü) düşük kalacak şekilde bir üst limit olarak kabul edilmektedir. Kazı derinliği 26.35 m olduğu için yatay iksa deplasmanları için $\delta h = 7.9 \text{ cm}$ üst sınır değer olarak kullanılabilir.
- KDYY-2.12.5'te kazı nedeniyle komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme miktarı statik yükleme durumunda 1/500 değerini aşmamalıdır. GDA ile yapılan deprem analizlerinde ise çevre binaların tolere edebileceği maksimum dönme 1/250 ile sınırlandırılmıştır.

P10-4. Analizler

Hesap kesitinde;

- Sahada yer altı suyu bulunmasına rağmen düşey iksa elemanların aralıklı kazıklı olmasına,
- Düşey destek eleman çapının $D=100$ cm ve merkezden merkeze mesafesinin $s=120$ cm olmasına,
- Kazık soket boyunun 7.0 m olarak seçilmesine,
- Çevre yapılar bakımından deplasmanların sınırlı tutulması gerekliliği nedeniyle yatay destek elemanlarının öngermeli ankrajlarla teşkil edilmesine,
- Hesap kesitinde on bir sıra öngermeli ankraj kullanılmasına (Şekil P10-8)

karar verilmiştir.



Şekil P10-8: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti

Öngermeli ankrajlar ile desteklenen iksa yapısının tasarımı KDYY-Tablo 3.5'te tanımlanan aşamalar izlenerek yapılabilir. Bu proje için seçilen hesap kesiti Şekil P10-8'de gösterilmektedir. Ön tasarımın belirlenmesi ile sistem sınır durum denge durumu (ULS) ve servis verebilirlik denge durumu (SLS) açısından kontrol edilmelidir. Bu amaçla;

- İlk olarak sistemin toptan göçmesi, limit denge analizi yöntemleri kullanılarak sınır göçme durumu (ULS-GEO) için irdelenmiştir.
- Bir sonraki adımda, iksa sistemini teşkil eden düşey ve yatay destek elemanların yapısal tasarımı için gerekli kesit tesirlerini hesaplamak ve kazı nedeniyle zemin yüzeyinde ve çevre yapılarda oluşan yatay ve düşey deformasyonların deplasman kriterlerini sağlayıp sağlamadığını kontrol etmek için sonlu elemanlar metodu kullanılarak hizmet görülebilirlik sınır durumu (SLS-GEO) analizleri yapılmıştır.

- Deprem etkileri altında kazı destek sisteminin göçme sınır durumu ve performansı için izlenecek yol KDYY-Tablo 2.6-2.7 ile tanımlanmış ve KDYY-Tablo 3.5'te yer alan ULS-DEPREM aşaması gerçekleştirilmiştir.
- Son olarak, KDYY-Tablo 3.5'te belirtildiği gibi, yapısal elemanlara ait tasarımda dikkate alınacak kesit tesirleri için ULS-STR kontrolleri yapılmıştır.

Tasarım Parametreleri

Bu bölümde zemin türüne, yeraltı suyu seviyesi durumuna, yükleme koşullarına ve kazı aşamalarına bağlı olarak zemin davranışını gerçekçi bir şekilde tanımlayabilmek için dikkat edilmesi gereken önemli konular üzerinde durulacaktır. Öncelikle, sonlu elemanlar yazılımlarında gömülü olarak bulunan bünye modellerinin seçimi ve bu bünye modellerinin girdi olarak kullanıcıdan istediği parametreler açıklanmıştır. Bu problemde, statik yükleme durumunda karakteristik zemin parametreleri olarak Tablo P10-1'de yer alan mukavemet ve modül değerleri kullanılmıştır. Sayısal analizlerde, statik yükleme durumunda dolgu ve kum tabaka için Hardening Soil bünye modeli; kıltaşı için Mohr-Coulomb bünye modeli tercih edilmiştir. Ayrıca deprem ve eşdeğer statik hesap aşamalarında, Tablo P10-3'de verilen toplam gerilme parametreleri kullanılmıştır. Dolgu ve orta-sıkı kum tabakası için deprem kayıtları ile analizlerde küçük deformasyon davranışını kayma modülünün kayma birim deformasyon ile değişimini dikkate alan Hardening Soil-Small Strain (HS-Small) bünye modeli kullanılmıştır.

Tablo P10-3: Zemin tabakaları için sismik (drenajsız) yükleme durumuna ait tasarım parametreleri

Birim	c (kPa)	ϕ (°)	HSSmall Bünye Modeli					MC Modeli	
			$G_{0,ref}$ (MPa)	$\gamma_{0.7}$ (%)	$E_{ur,ref}$ (MPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	$E_{oed,ref}$ (MPa)	E_{ref} (MPa)	ν
Dolgu	55.0	0	41.0	0.051	96.0	32.0	32.0	-	-
Orta Sıkı Kum	5.0	30	141.0	0.013	339.0	113.0	113.0	-	-
Kıltaşı	175.0	0	-	-	-	-	-	600.0	0.3

Yatay ve düşey destek elemanlarının, kazı destek sisteminin GDA ile SLS ve ULS kontrollerinde fore kazıklar doğrusal elastik bünye modeli ile “*plate*” eleman; ankrajların serbest bölgeleri ise yine doğrusal elastik bünye modeli ve “*node to node anchor*” seçeneği ile hesaplara dahil edilmiştir. Ankrajların zemin ile etkileşiminin modellendiği kök bölgeleri ise “*geogrid*” eleman seçeneği ile GDA'lara tanımlanmıştır. Tablo P10-4'te kullanılan girdi parametreleri gösterilmiştir.

Tablo P10-4: Sayısal analiz için yapısal elemanların girdi parametreleri

Parametre	Fore Kazık D=1.0 m;	3*0.6'' ankraj halatı s=1.2m	Ankraj kökü, D=0.13m, s=1.2m
Bünye Modeli	Elastik	Elastik	Elastik
Eksenel rijitlik, EA (kN/m)	19.63E6	103.3E3	110.6E3
Eğilme rijitliği, EI (kN.m ² /m)	1.226E6	-	-
Poisson Oranı, ν	0.2	-	-
Yatay mesafe, L (m)	-	1.2	-

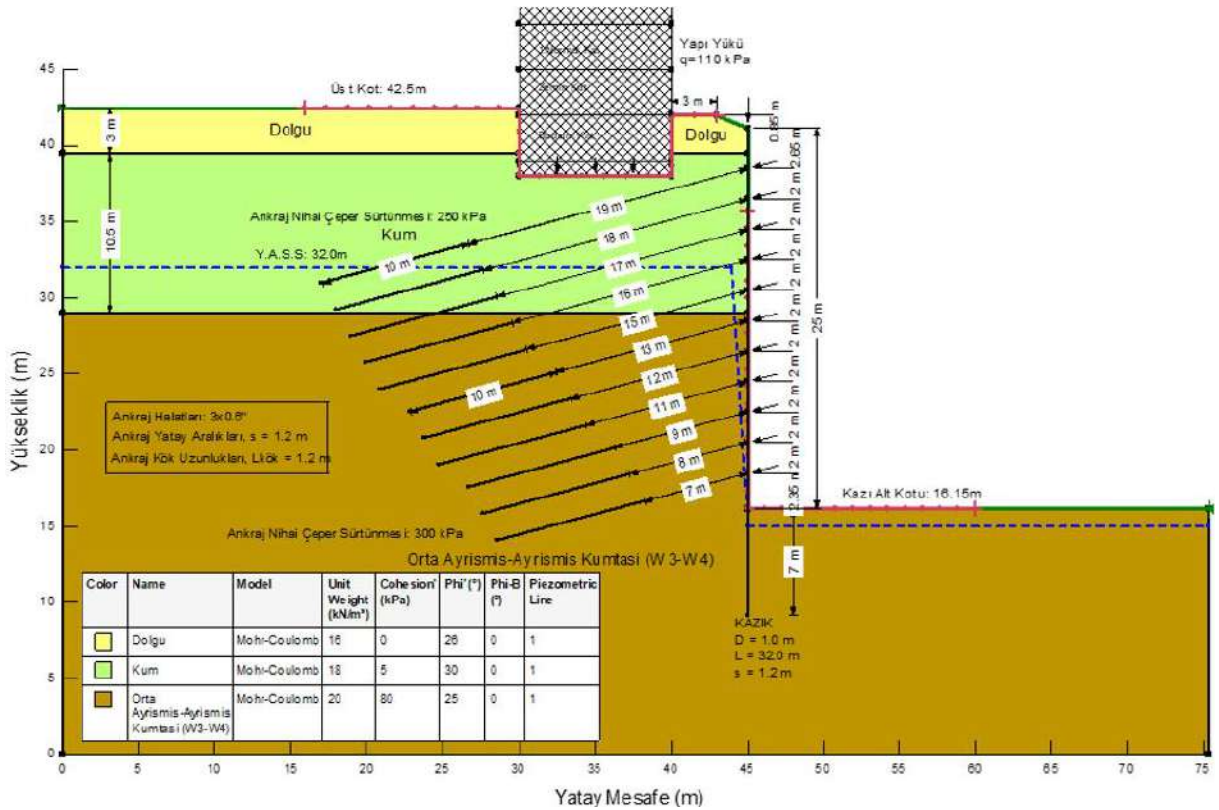
Ayrıca, zaman tanım aralığında yapılan deprem hesaplarında komşu bina temelinde oluşan deplasman ve dönmelerin, yapının salınımları ile daha gerçekçi olarak modellenmesi için, Tablo P10-5'te verilen tipik kolon kiriş rijitlikleri verilmiştir. Ayrıca yapı yükü de 110 kPa'lık eşdeğer bir gerilme olarak kirişlere ve temele yayılarak etkilmiştir.

Tablo P10-5: GDA analizinde komşu yapıyı modellemek için kullanılan malzeme parametreleri

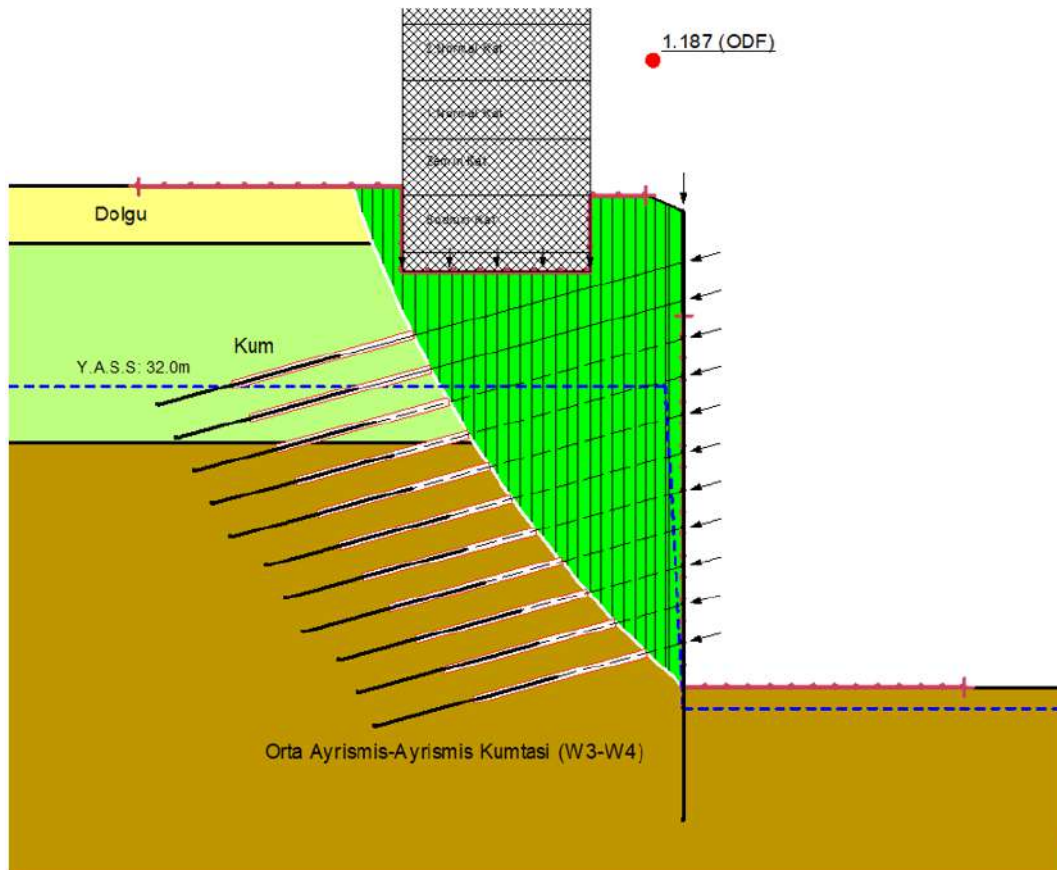
Yapısal Eleman	Bünye Modeli	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	Poisson Oranı, ν (-)	Ağırlık (kN/m/m)
B30X50 Kiriş	Doğrusal Elastik	$4.2 \cdot 10^6$	$87.5 \cdot 10^3$	0.22	14.0
C30x60 Kolon	Doğrusal Elastik	$5.04 \cdot 10^6$	$151.2 \cdot 10^3$	0.22	0
60 cm Radye temel	Doğrusal Elastik	$16.8 \cdot 10^6$	$504.3 \cdot 10^3$	0.33	26.0

Aşama 1: Göçme Sınır Durumu Kontrolü (ULS-GEO)

Planlanan kazı destek yapısının göçme sınır durumu kontrolü yapılmıştır. Tabaka kalınlıkları, yeraltı suyu, zemin parametreleri, yükler ve yapısal özellikler tanımlandıktan sonra KDYY-Tablo 2.1'de verilen kısmi katsayılar kullanılarak olası göçme yüzeyleri hesaplanmıştır. Problemin ön tasarımımda düşeyde 2.0 m aralıklar ile yerleştirilecek on bir sıra ankraj kullanılabasına karar verilmiş olup, ankrajların boyları sırasıyla 17 ile 29 m arasında olacak şekilde seçilmiştir. Ankrajlar arası yatay mesafe cephe boyunca $s_h=2.0$ m aralıklarla uygulanacaktır. Ankrajların kök boyu $L_{tb}=10$ m ve ankraj delgisine ait shaft çapı $D=13$ cm olarak alınmıştır. Problem iki boyutlu (2D) olarak modellenmiş ve yapılan modellemeye ait ekran görüntüsü, zemin ve ankraj özellikleri Şekil P10-9'da sunulmuştur.



Şekil P10-9: LEM yazılımında modellenen kesitin detayları



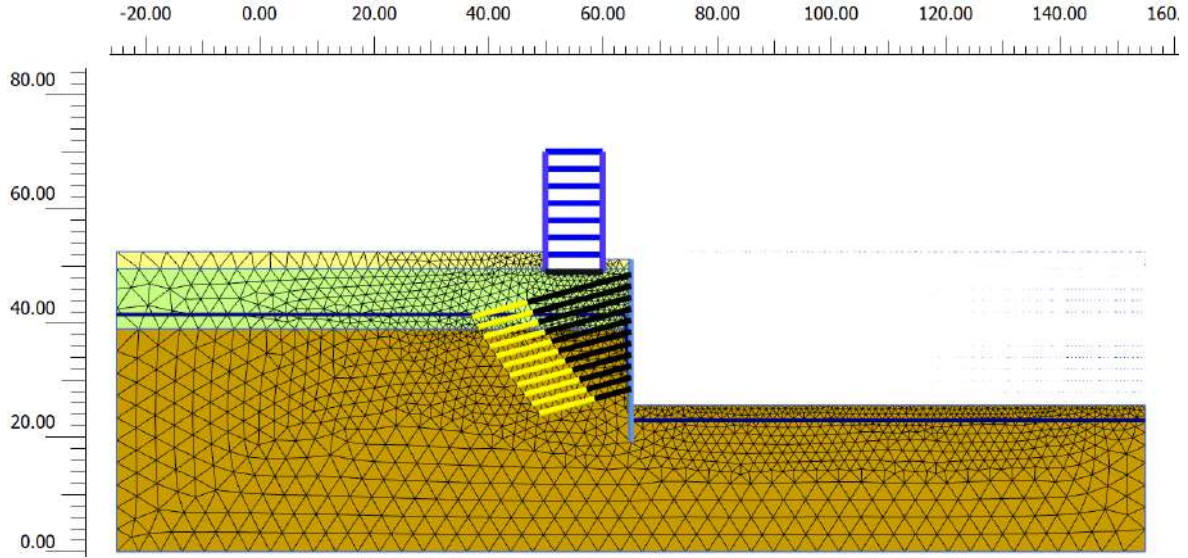
KDYY’de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak limit denge analizleri yapılmış, $GS \geq 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmiştir. Ön tasarıma ait en düşük güvenlik sayısına sahip olası göçme yüzeyi Şekil P10-10’da verilmektedir. Güvenlik sayısı 1.187 olarak hesaplanmış olup, Aşama 1 için gerekli olan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır.

KDYY-Bölüm 3.2.2.2. başlığı altında tanımlanan Şekil 3.4. ve “b” maddesinde açıklandığı üzere ankrajın kök bölgesi, olası kritik göçme yüzeyinden X kadar mesafede başlamalıdır. Şekil P10-10’daki ekran görüntüsüne göre ankraj kökleri $X = 0.2H$ şartını sağlayacak mesafededir. Bir sonraki aşamaya geçilerek iksa sisteminin hizmet görebilirlik sınır durumuna ait deplasmanlar bakımından yeterliliği kontrol edilmelidir.

Aşama 2: Hizmet Görebilirlik Sınır Durumu Kontrolü (SLS-GEO)

SLS kontrol aşamasında kazı nedeniyle oluşabilecek deplasmanların servis koşulları bakımından izin verilen sınırlar içinde olup olmadığı kontrol edilir. Bu projede deplasmanlar, sonlu elemanlar yöntemini kullanan yazılımlar ile yapılan gerilme deformasyon analizleri sonucunda belirlenmiştir. Hesap kesiti için hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve sonlu elemanlar ağı Şekil P10-12’da gösterilmiştir. Daha önce verilen “Kök Kapasitesi” alt başlığında yapılan hesaplarda orta sıkı-sıkı kum zeminde $T_k = 408$ kN ve orta ayrışmış kumtaşı $T_k = 571.6$ kN olarak hesaplandığı için sayısal modelde kullanılacak $F_{prestress}$ (ankraj ön germe yükü) değerleri sınır değerlerden daha düşük olmalıdır.

- orta sıkı kum tabakasındaki ilk iki sıra ankraj yükü $F_{\text{prestress}}=290$ kN,
- orta ayrılmış-ayrılmış kilaşı tabakasındaki ankraj yükleri $F_{\text{prestress}}=400$ kN



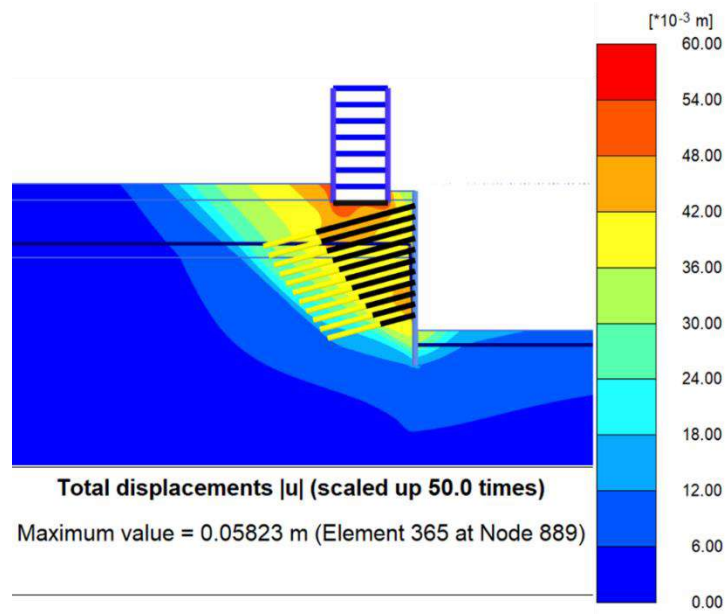
Şekil P10-11: Sonlu elemanlar modeli ve ağı

olarak seçilmiştir. Ayrıca kazı yapılan alana yakın mesafede bulunan ($x \approx 5$ m.) ve 1 BK + 1 ZK + 5 NK'tan oluşan yapıdan dolayı zemine aktarılabilecek yükleri sayısal analizlerde dikkate almak için, yapısal elemanlar “plate” olarak tanımlanmıştır. Güvenliği Azaltıcı-Değişken Etkiler” $\gamma_Q/\gamma_G = 1.50/1.35 = 1.11$ ile artırılıp analiz yapılır esasına uygun olarak (KDYY-Tablo 3.5), sonlu elemanlar modelinde yer alan 100 kPa değerindeki geçici yük 1.11 ile artırılarak bina temel tabanında 111 kPa olarak hesaplanmıştır. Her hattaki yatay plate elemanlara (çatı katı hariç) 16 kPa olarak dağıtılmıştır.

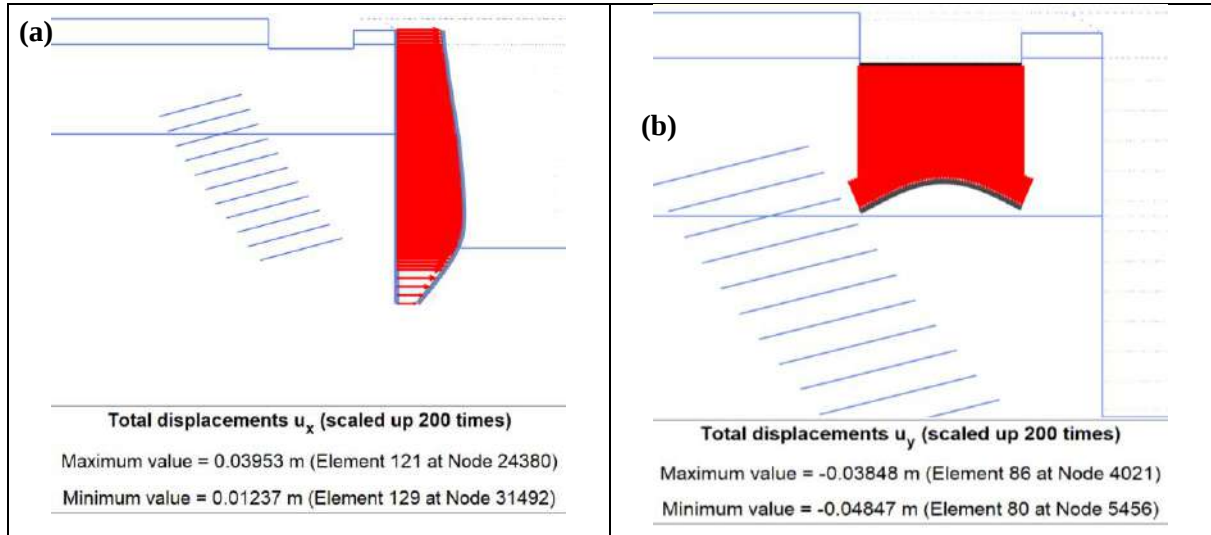
Deplasman kontrolünün son aşamasında öngörülemeyen-plansız kazı durumu için nihai kazı kotunun altından ilave bir kazı aşaması daha tanımlanması gerekir. Sayısal modellemede tanımlanan kazı aşamalarının sonuncusu olan “SLS_Nihai+Plansız Kazı” aşaması KDYY-2.8.5.2.’de tanımlanan esaslara uygun olarak $\Delta a = 0.50$ m olacak şekilde ilave bir kazı aşaması daha modellenmiştir. Gerilme deformasyon analizleri için sonlu elemanlar yöntemi ile çözümlenen modelde, kazı destek sisteminin inşaatında uygulama doğası gereği olan tüm adımlar (öngörülemeyen-plansız kazı aşaması da dahil) yazılımda aşağıdaki sıralama ile tanımlanmıştır.

- Aşama 1: Başlangıç fazı (gravity loading)
- Aşama 2: Betoanarme fore kazıkların imalatı
- Aşama 3: 1.sıra ankraj seviyesinin 50 cm altına kadar kazı (Kazı-1)
- Aşama 4: 1.sıra ankrajların imalatı ve ön germe kuvvetinin uygulanması
- ...
- ...
- ...
- Aşama 23: 11. sıra ankraj seviyesinin 50 cm altına kadar kazı
- Aşama 24: 11.sıra ankrajların imalatı ve ön germe kuvvetinin uygulanması
- Aşama 25: Nihai kazı + öngörülemeyen (plansız kazı)
- Aşama 26: Statik eşdeğer yöntem ile Ch tanımlayarak hesap
- Aşama 27: Zaman tanım aralığında 11 kayıt ile dinamik hesap

Analizler sonucunda iksada ve iksa arkasındaki binada oluşan toplam deplasmanlar kontrol edilmiştir (Şekil P10-11). Yatay iksa deplasmanları yaklaşık olarak $\delta h \approx 3.95$ cm mertebesinde olduğu görülmüştür (Şekil P10-13(a)). $\delta h = 3.95$ cm $< 0.003H = 0.003 \cdot 2635 = 7.9$ cm olduğundan Tasarım Esasları bölümünde tanımlanan $\delta h = 0.003H$ limit değerinin aşılmadığı görülmüştür. İksa arkasındaki binada meydana gelen açısıl dönme ise temel altında oluşan düşey deplasmanlar ile kontrol edilmiştir (Şekil P10-13(b)). Radye temelin köşesinde ve ortasında iksa nedeniyle oluşan oturma değerleri 48.5 mm ve 38.5 mm'dir. Bu durumda 13 m genişliğindeki temelde açısıl dönme değeri 1/650'dir ve limit değeri aşılmamıştır.



Şekil P10-12: Öngörülemez kazı aşamasında iksa arkasındaki toplam deplasman konturları



Şekil P10-13: Plansız kazı aşamasında hesaplanan deplasmanlar (a) iksa sisteminde oluşan yatay deplasmanlar ile (b) iksa arkasındaki binanın altında hesaplanan düşey deplasmanlar

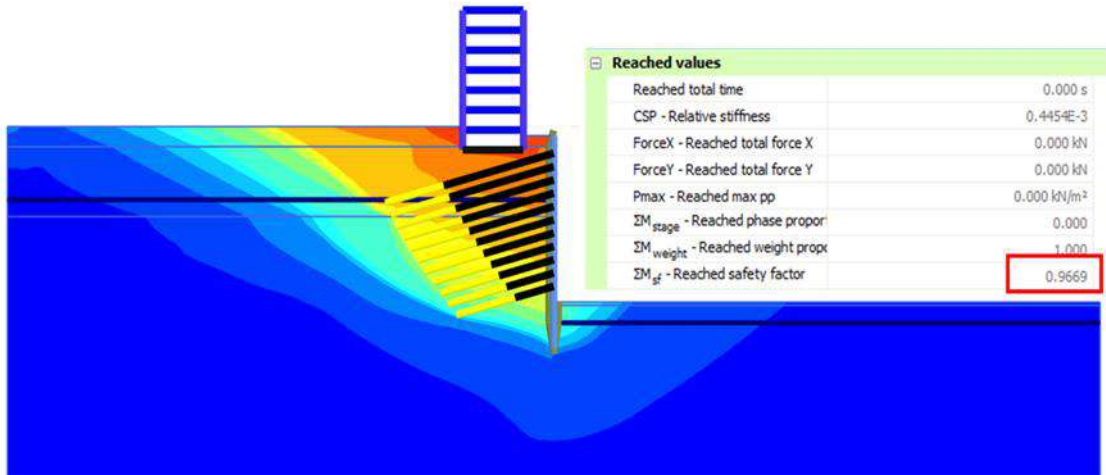
Aşama 3: GDA ile Pseudostatik Durum Kontrolü (ULS-DEPREM)

Bu aşamada KDYY-2.14 içerisinde yer alan Tablo 2.6'da ve Tablo 2.7'deki yönergeler uygulanmıştır. Bu projede incelenen destek yapısı, kazı derinliği $H \geq 15$ m olan Kazı Kategorisi-3 bir kazı sistemi olduğundan KDYY-Tablo-2.7'deki kontrol kriterlerine uygun olarak;

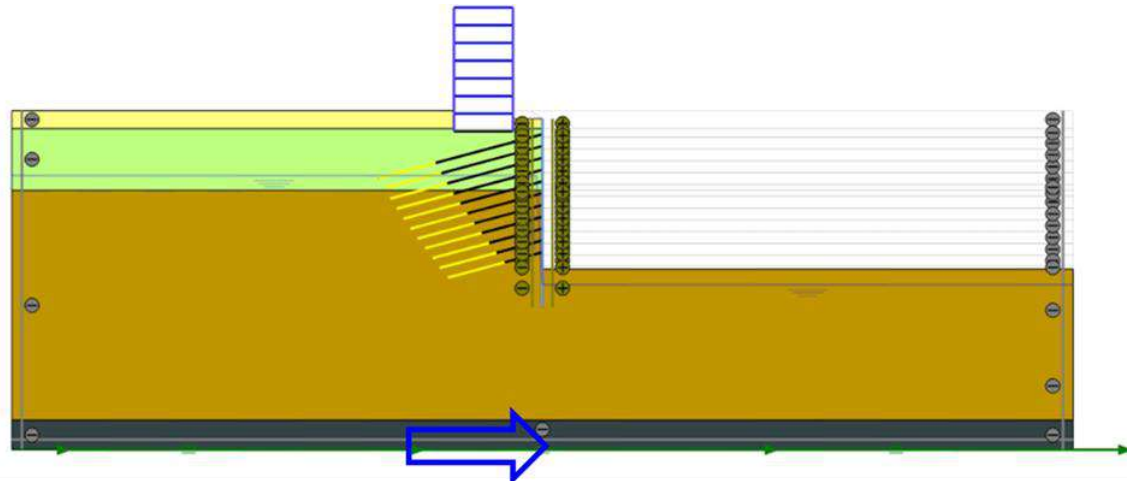
- Yöntem-1 Eşdeğer Statik Hesap ve
- Yöntem-2/Aşama-2, Zaman tanım aralığında Hesap Yöntemleri ile analizler gerçekleştirilmiştir

Yöntem 1 - Statik Eşdeğer Hesap adımı için bu projenin deprem etkileri bölümünde hesaplanan $k_h=0.208$ değeri yatay ivme katsayısı olarak etkilmiştir. Derin kazı sistemi için statik-eşdeğer hesap yönteminin uygulandığı sonlu elemanlar analizinde, malzeme ve yük katsayıları 1.0 alınarak çözüm yapılmıştır. Bu analiz sonucunda elde edilen global güvenlik sayısı (GS), Şekil P10-14’de görüldüğü gibi $GS=0.966 < 1.0$ olmaktadır. Bir sonraki aşamada KDYY-2.14, Tablo 2.7’de önerilen “Yöntem 2 - Şekil Değiştirmeye Göre Hesap: 2.Aşama Zaman Tanım Aralığında Hesap” adımları uygulanmalıdır. Bu amaçla, Şekil P10-6’da ölçekli ve orijinal formları verilen 11 adet gerçek kuvvetli yer hareketi ivme kaydı Şekil P10-15’te gösterildiği gibi GDA’da “ön tanımlı deplasman” olarak tanımlanır.

KDYY-Tablo 2.7 incelendiğinde “Geçici destek sistemlerinde (KK-2’nin $H \geq 15m$ olduğu ve KK-3 olan geçici sistemler için)” şartını sağlayan iksa yapıları için “Yöntem 2 - Şekil Değiştirmeye Göre Hesap: 1. Aşama Statik Eşdeğer Hesap” yapılmasına gerek olmadığı görülecektir. Bu örnekte, ilgili madde uyarınca “Yöntem 1 - Statik Eşdeğer Hesap” sonrasında doğrudan “Yöntem 2 - Şekil Değiştirmeye Göre Hesap: 2. Aşama Zaman Tanım Aralığında Hesap” geçilmiştir.



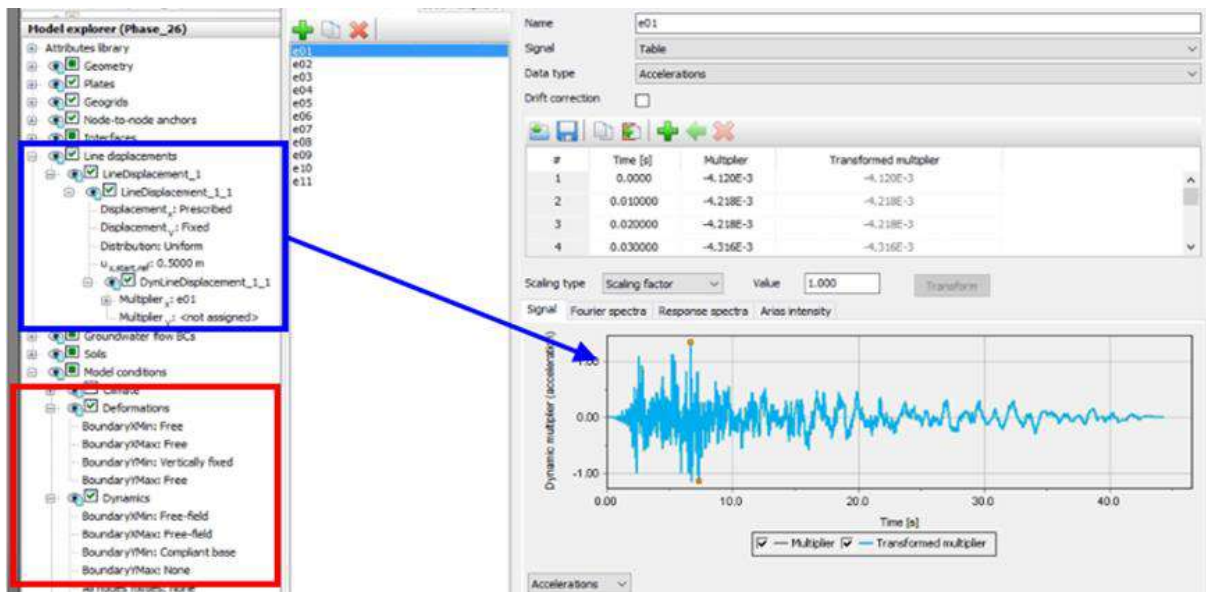
Şekil P10-14: Statik-eşdeğer hesap yöntemi güvenlik sayısı



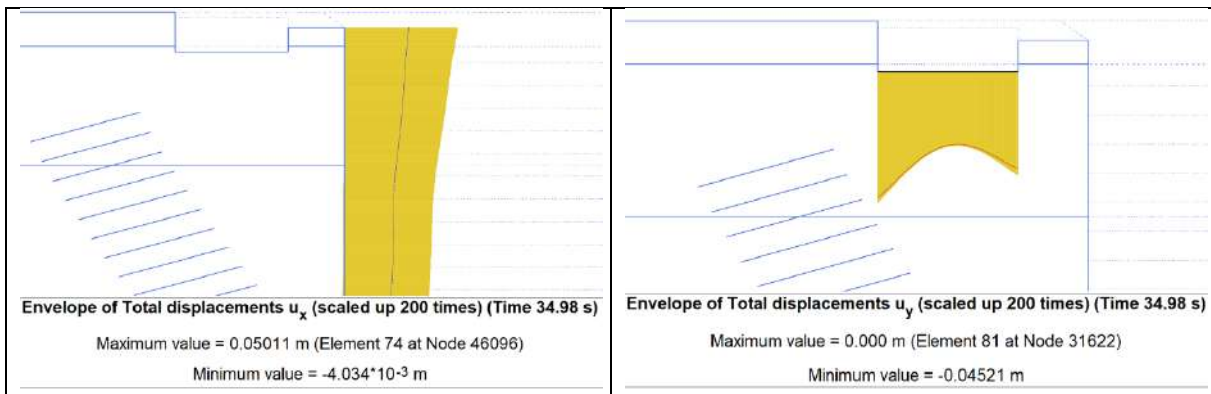
Şekil P10-15: Deprem kayıtlarının ön tanımlı deplasman olarak probleme dahil edilmesi

Şekil P10-15'te depremlere ait ivme kayıtlarının sisteme giriş yaptığı seviyede, kayma deformasyonu ve kayma gerilmelerini daha kontrollü bir şekilde yukarıdaki zemin tabakalarına aktarabilmek için kıltaşı tabakası 5 m kadar daha uzatılıp doğrusal elastik bünye modeli ile tanımlanmıştır. Doğrusal elastik bünye modeli için gerekli olan elastisite modülü ve poisson oranı değerleri, Tablo P10-3'te kıltaşı birim için Mohr-Coulomb bünye modeli ile tanımlanan parametrelerle benzer seçilmiştir.

Şekil P10-16'te mavi kare içerisinde yer alan bilgilerde deprem kaydının sonlu elemanlar yazılımına tanıtılması gösterilmektedir. Dinamik analiz sırasında, sınır koşulları statik analizlere göre farklı oluşturulmaktadır; kırmızı renkli kare içerisinde verilen bilgilerde "Dynamics" başlığı altında gösterilen sayısal modelin sınır koşulları tanımlanabilir. Özellikle alt sınır koşulu olarak belirlenen "compliant base" sınır koşulu "outcrop" (anakaya-mostra) kayıtların yansıyan dalga bileşenini analize dahil etmemek için ön tanımlı birim deplasmanın ($u_{x,start,ref}$) 0.5 m olarak girilmesi önerilir.



Şekil P10-16: Ön tanımlı deplasman olarak ivme-zaman kaydının input görünümü



Şekil P10-17: 5 no.lu deprem kaydı boyunca (a) kazıktaki oluşan yatay deplasman (b) bina temelindeki oturmalar

Şekil P10-17(a)'da örnek olması bakımından 5 no.lu deprem kaydı boyunca kazı yüzeyinde oluşması öngörülen yatay deplasman değerleri sınır durumu verilmiştir. Şekil P10-17(b)'de kazı yüzeyine komşu olan bina temelinde aynı deprem kaydında meydana gelmesi beklenen oturma değerleri gösterilmiştir. 11 kayda ait sınır değerler Tablo P10-6'da sunulmuştur.

Tablo P10-6'da gösterildiği gibi 11 kaydın etkilmesi sonucu elde edilen duvar yatay deplasmanlarının kazı yüksekliğine oranının ortalama değeri ($\delta H / H$) KDYY'de verilen statik durum için önerilen yatay deplasman kriteri olan % 0.3'ten küçük olmaktadır. Aynı şekilde, dinamik durumda kazıya yakın mesafedeki binaların temel dönmeleri için deprem durumunda önerilen kriter olan 1/250 (% 0.4) kriteri de 11 kaydın ortalaması ile karşılaştırıldığında, hesaplanan dönmenin kabul edilebilir sınırlarda kaldığı görülmektedir.

Tablo P10-6: Zaman tanım aralığında yapılan analiz sonuçları

Deprem No.	δH (cm)	$\delta H / H$ (%)	y (cm)	Temel Deplasmanları		Dönme, β (%)
				$u_{y,sol}$ (cm)	$u_{y,sağ}$ (cm)	
e01	9.25	0.35	2.45	2.63	0.00	0.2622
e02	4.41	0.17	2.97	3.16	2.89	0.0265
e03	8.97	0.34	5.39	5.97	2.91	0.3065
e04	7.00	0.27	6.45	7.29	3.48	0.3809
e05	5.01	0.19	4.09	4.52	3.36	0.1162
e06	3.91	0.15	3.41	3.67	3.15	0.0525
e07	4.54	0.17	4.74	5.26	3.17	0.2085
e08	6.44	0.24	8.22	9.12	1.50	0.7620
e09	8.40	0.32	7.6	8.50	3.48	0.5017
e10	5.22	0.20	5.38	5.90	3.45	0.2445
e11	12.68	0.48	11.6	12.59	10.42	0.2170
Ortalama	6.89	0.26	5.66	6.23	3.43	0.2799

Aşama 4: Yapısal elemanlara ait kesit tesiri tasarım değerleri kontrolü (ULS-STR)

Aşama 2'de yapılan statik yükleme durumu için yapılan SLS analizinde (N, Q, M) kesit tesirleri ve ankraj yükleri $\gamma_{G,dst}=1.35$ ile çarpılarak STR kontrolü ve yapısal elemanların boyutlandırılması yapılır. Tablo P10-7'te statik durum için kazıkta oluşan maksimum kesit tesirleri ile ankraj kök ve halat kuvvetleri ilgili katsayı ile çarpılmış değerleri ile birlikte sunulmuştur. Buna göre, hem halat kuvvetleri hem de ankraj kök bölgesindeki kuvvetler karakteristik dayanım değerlerinden küçük kalmaktadır.

KDYY-Tablo 3.6 ve KDYY-Tablo 2.7'deki kurallar dikkate alındığında betonarme elemanların tasarımında kullanılacak kesit tesirleri ile ankraj kök bölgesinin yeterliği ve halatlarının uygunluğu kontrol edilmelidir. Bu kontrolün yapılabilmesi için (i) statik koşullar ile (ii) zaman tanım aralığında GDA hesap yöntemi ile dinamik koşullar için yapılan iki analizden elde edilen değerlerin karşılaştırılması ve en olumsuz olan durumun kullanılması gerekir. Bu nedenle, Tablo P10-8'de 11 deprem kaydından elde edilen maksimum tesir değerleri verilmiştir.

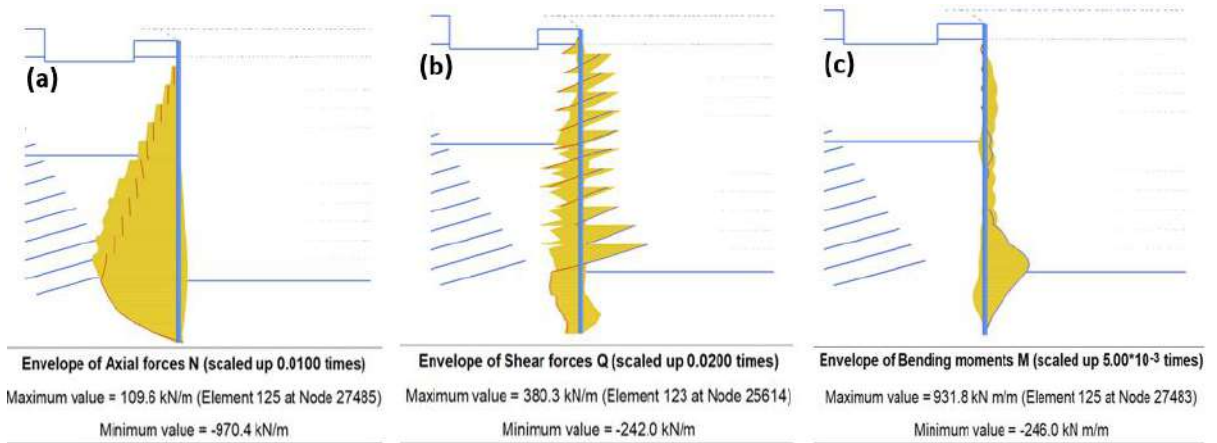
Şekil P10-18'de Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığı için bulunan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri verilmiştir.

Tablo P10-7: Plansız kazı aşamasında kazık ve halatlarda hesaplanan kesit tesirleri

Eleman Adı	Normal Kuvvet, N (kN/m)	Kesme Kuvveti, Q (kN/m)	Eğilme Momenti, M (kNm/m)	Ankraj Halat Kuvveti, P _{max} (kN)	Ankraj Kök Kuvveti, T _{max} (kN/m)	Hesap Ankraj Halat Kuvveti 1.35*P _{max} (kN)	Tasarım Ankraj Kök Kuvveti T _{max} *s*1.35 (kN)
Kazık	1099.0	312.3	329.7	-	-	-	-
1.sıra ankraj	-	-	-	352.7	203.2	476.1<760	329.2<408
2.sıra ankraj	-	-	-	354.3	195.1	478.3<760	316.1<408
3.sıra ankraj	-	-	-	354.8	208.5	479.0<760	337.8<408
4.sıra ankraj	-	-	-	403.9	182.3	545.3<760	295.3<571
5.sıra ankraj	-	-	-	402.8	128.5	543.8<760	208.2<571
6.sıra ankraj	-	-	-	405.8	121.8	547.9<760	197.3<571
7.sıra ankraj	-	-	-	406.6	122.2	548.9<760	198.0<571
8.sıra ankraj	-	-	-	407.6	125.0	550.3<760	202.5<571
9.sıra ankraj	-	-	-	401.0	129.7	541.4<760	210.1<571
10.sıra ankraj	-	-	-	411.3	137.0	555.3<760	221.9<571
11.sıra ankraj	-	-	-	414.1	165.2	559.1<760	267.6<571

Tablo P10-8: Plansız kazı aşamasında kazık ve halatlarda hesaplanan kesit tesirleri

Deprem No.	Normal Kuvvet, N (kN/m)	Kesme Kuvveti, Q (kN/m)	Eğilme Momenti, M (kNm/m)	Ankraj Halat Kuvveti, P _{max} (kN)	Ankraj Kök Kuvveti, T _{max} (kN)
e01	1308.0	329.7	356.8	418.1	233.7
e02	1288.0	310.0	355.3	412.3	203.0
e03	1354.0	326.8	356.2	417.2	235.2
e04	1420.0	357.0	397.7	424.0	258.6
e05	1368.0	331.3	343.2	417.7	228.5
e06	1300.0	307.4	354.3	412.4	214.2
e07	1350.0	355.6	392.7	422.7	242.4
e08	1309.0	372.7	456.1	427.8	265.3
e09	1390.0	413.8	574.1	444.4	300.6
e10	1372.0	403.9	511.8	435.2	272.8
e11	1349.0	400.6	665.4	449.9	328.1
Ortalama	1346.2	355.3	433.1	425.6	252.9



Şekil P10-18: Öngörülemez kazı aşamasında, iksa kazığında hesaplanan (a) eksenel kuvvet, (b) kesme kuvveti, (c) eğilme momenti zarfları

Aşama-4 kapsamında yapılacak son karşılaştırma Aşama-2’de hesaplanan kazık kesit tesirleri ile zaman tanım aralığında hesap neticesinde elde edilen 11 kayda ait ortalama değerler arasında olacaktır. Bu nedenle, ilk olarak Tablo P10-9’da SLS-GEO kontrolü sonucu elde edilen kesit tesirleri verilmiştir. Tablo P10-10’da ise 11 deprem kaydına ait analizlerden elde edilen ortalama kesit tesirleri sunulmuştur.

Tablo P10-9: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri

Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kazık aralıkları * Kısmi katsayı = Tasarım kesit tesiri				
	Hesaplanan Kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	970.4	1.2	1.35	1572.0
Kesme kuvveti (kN)	380.3	1.2	1.35	616.1
Eğilme momenti (kNm)	931.0	1.2	1.35	1508.2

Tablo P10-10: Deprem kayıtlarıyla yapılan hesaplarda kazık için hesaplanan ortalama kesit tesirleri

Hesaplanan Kesit tesiri (ULS-Deprem) * Kazık aralıkları = Tasarım kesit tesiri			
	Hesaplanan Kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	1346.2	1.2	1615.4
Kesme kuvveti (kN)	355.3	1.2	426.4
Eğilme momenti (kNm)	433.1	1.2	520.0

Tablo P10-9 ve P10-10’da verilen hesaplanan kesit tesiri değerleri karşılaştırıldığında, statik durumda yapılan SLS kontrolü analizlerinden elde edilen ve kısmi katsayı ile çarpılan kesit tesiri değerlerinin kazıkların betonarme tasarımında dikkate alınması gerektiği sonucuna ulaşılmaktadır (Tablo P10-11).

Tablo P10-11: Kazıkların betonarme tasarımda kullanılması gereken kesit tesirleri

Eksenel kuvvet (kN)	1572
Kesme kuvveti (kN)	616.1
Eğilme momenti (kNm)	1508.1

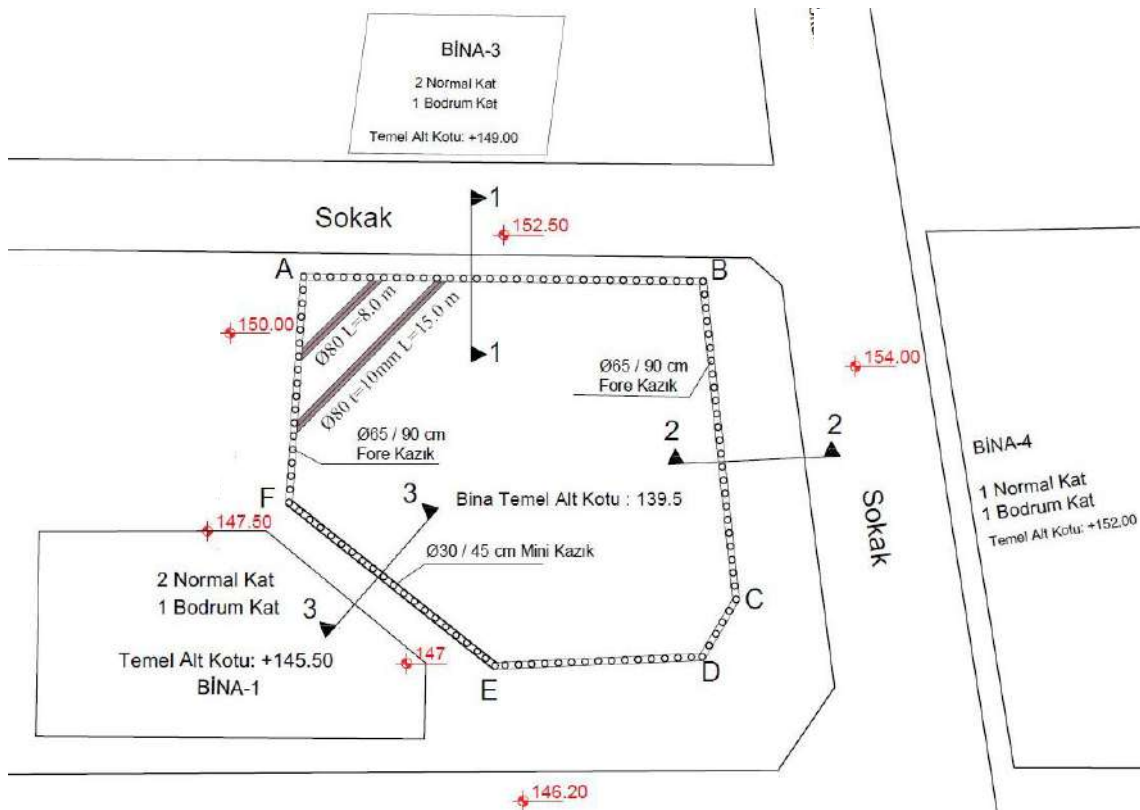
Kazı destek yapılarından etkilenen mesafedeki bina ve altyapı hatlarının LEM ve GDA analizlerinde tanımlanması gerekir. LEM analizlerinde kuvvet ve/veya moment dengesi analizi yapıldığı için bina ve altyapılardan kaynaklanan kuvvet ya da gerilmelerin tanımlanması çoğu uygulama problemi için yeterlidir. Ancak, GDA analizlerinde başta çevredeki binalar ve gömülü yapılar (metro ve istasyon yapıları vb.) olmak üzere yapısal özelliklerin (geometri, temel tipi, yapısal rijitliklerin) tanımlanması büyük önem taşır. Bu konu fazlaca belirsizlik içeren ve her saha özelinde detaylı inceleme gerektiren bir konu olduğu için bu kitapta çözülen problemlerdeki yapı temelleri için basitleştirme yapılarak radye temel kabulü yapılmıştır. Bu kabul gerçek uygulama problemleri için her zaman uygun olmayabilir. Geoteknik Sorumlu’nun İşveren ile koordineli bir şekilde ihtiyaç duyduğu bilgileri elde etmesi gerekir.

P11 - FORE KAZIKLI VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI

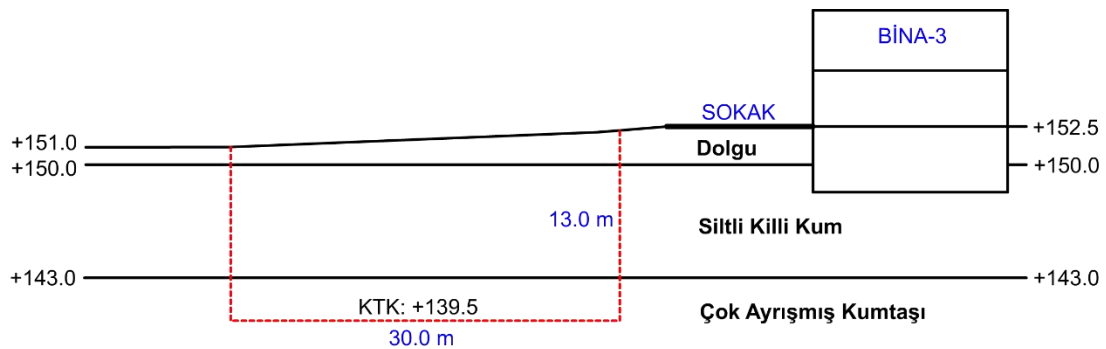
P11-1. Projenin Tanıtımı

Siltli killi kum ve çok ayrılmış kumtaşı birimlerin bulunduğu bir sahada 4 bodrum kata sahip, toplam 15 katlı bir iş merkezinin temel kazısı desteklenecektir. Parselin vaziyet planı ve cephelerde planlanan KDY tipleri Şekil P11-1’de gösterilmiştir. Buna göre 1-1 kesitindeki fore kazıklı ve içten destekli KDY bu proje kapsamında tasarlanacaktır. Aynı sahanın 2-2 kesiti için tasarlanan fore kazıklı ve ankrajlı KDY P12’de ve 3-3 kesiti için tasarlanan mini kazıklı ve ankrajlı KDY ise P13’te analiz edilecektir.

Hesap yapılacak kesitte kotlar +150 ile +152.5 arasında değişmektedir. Kazı taban kotu +139.5 olduğu için kazı derinliği 13 m’dir. Kazı ve çevre yapılar Şekil P11-2’deki kesitte gösterilmiştir.



Şekil P11-1: 4 bodrum 15 normal katlı iş merkezi derin kazısının saha planı



Şekil P11-2: 1-1 kesitindeki zemin profili ile kazı ve çevre yapıların yerleşimi

Projede elik desteklerin AB ve AF cephelerindeki duvarlara bağlandığı görülmektedir. Bu nedenle hem AB hem de AF cephelerini analiz etmek ve yatay destekleri her iki cephedeki etkileri dikkate alarak tasarlamak gerekir. Fakat burada, AF cephesinden ziyade, AB cephesindeki kazı destek yapısı, hem evre yapılar hem de kazı derinliği bakımından daha olumsuz koşulları haizdir. Bu nedenle projede yalnızca AB cephesinde bulunan 1-1 kesitindeki hesaplar gösterilmiş ve yatay destek elemanları 1-1 kesitinin analizlerinden elde edilen etkiler neticesinde boyutlandırılmıştır. Geoteknik Sorumlu, farklı cephelerdeki koşullardan etkilenen yapısal elemanların tasarım ve boyutlandırılmasına dikkat etmelidir.

P11-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Zemin ve Temel Etüdü Geoteknik Raporunda tanımlanan karakteristik değerler uygun bulunarak KDYY-2.11.7.a maddesi gereği rapordaki deney verileri değiştirilmeden kullanılmıştır. Zeminlerin tasarım parametreleri Tablo P11-1’de verilmiştir. Sahada yeraltı suyu olmaması nedeniyle analizler sadece efektif parametrelerle (drenajlı durum için) yapılmıştır.

Tablo P11-1: Zeminler için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	Ektif Gerilme			
		p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (�)
Dolgu	18.0	100	10	1	20
Siltli Killi Kum	19.0	100	50	1	30
Çok Ayrışmış Kumtaşı	19.0	100	150	10	36

P11-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

evre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kazı destek yapısına 2 m uzaklıkta   şeritli bir sokak bulunmaktadır. Sokağın bir şeridinde genellikle araçlar park halinde bulunmakta, diğer şeritlerde aktif trafik akışı sağlanmaktadır. 10 m genişliğindeki sokağın karakteristik yükü 15 kPa olarak belirlenmiştir. Sokağın bitiminde oturma alanı 15x40 m olan 2 katlı konut yapısı mevcuttur. Yapıda bir adet bodrum katı bulunduğu ve temel alt kotunun +149.0 seviyesinde olduğu tespit edilmiştir. Binadan aktarılan karakteristik yükün 50 kPa olduğu kabul edilmiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi ve Kazı Destek Yapısı Seçimi

Geçici kazı destek yapısı projesinin tasarıma esas cephesinde kazı derinliğinin 14 m olması ve yatay destek elemanı kullanılması sebebiyle KDYY-Tablo 1.1’de tanımlanan esaslara göre Kazı Kategorisi 2 olarak sınıflandırılabilir.

Projede evre yapılar bakımından deplasmanlar sınırlandırılmalıdır. Bu nedenle kazı destek yapısının elik boru profiller ile iten desteklenmesine karar verilmiştir. Sahada yeraltı suyu bulunmaması ve kum tabakasının çimentolaşmış olması kazıkların bir miktar aralıklı yapılmasını mümkün kılmaktadır.

Yapısal Elemanlar İçin Tasarım Parametreleri

Bu projede ihtiyaç olan tüm destek elemanları için tek bir profil kullanılmıştır. Projenin gereklilikleri ve tasarım sonrasında hesaplanan iç kuvvetler dikkate alınarak farklı profiller kullanılabilir. Yatay destek elemanı olarak kullanılmasına karar verilen çelik boru profilin geometrik ve malzeme özellikleri Tablo P11-2’de gösterilmiştir.

Tablo P11-2: Çelik boru profil geometrik ve malzeme özellikleri

Dış Çap (D)	Et Kalınlığı (t)	Serbest uzunluğu (L)	Yatay Aralık (s)	Karakteristik Akma Dayanımı	Elastisite Modülü	Atalet Yarıçapı(i)
600 mm	10 mm	15 m	5 m	355 MPa	200,000 MPa	20.9 cm

Projede kullanılacak çelik destek elemanları duvar düzlemine 45°’lik açı ile yerleştirilecektir. Bu nedenle destek elemanı, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar-Bölüm 8 (ÇYTHYDE, 2016) esas alınarak, aksel basınç kuvveti etkisi altında tasarlanmıştır. Seçilen çelik boru profil ÇYTHYDE-Tablo5.1A’da tanımlanan genişlik/kalınlık oranı sınır değerini aştığı için narin en kesitli eleman olarak sınıflandırılmaktadır. Narin enkesitli elemanlarda burkulma dayanımının hesabı P1’de detaylı olarak açıklanmıştır. Bu projede kullanılacak olan çelik boru destek elemanının karakteristik basınç kuvveti dayanımı 4459 kN olarak hesaplanmıştır.

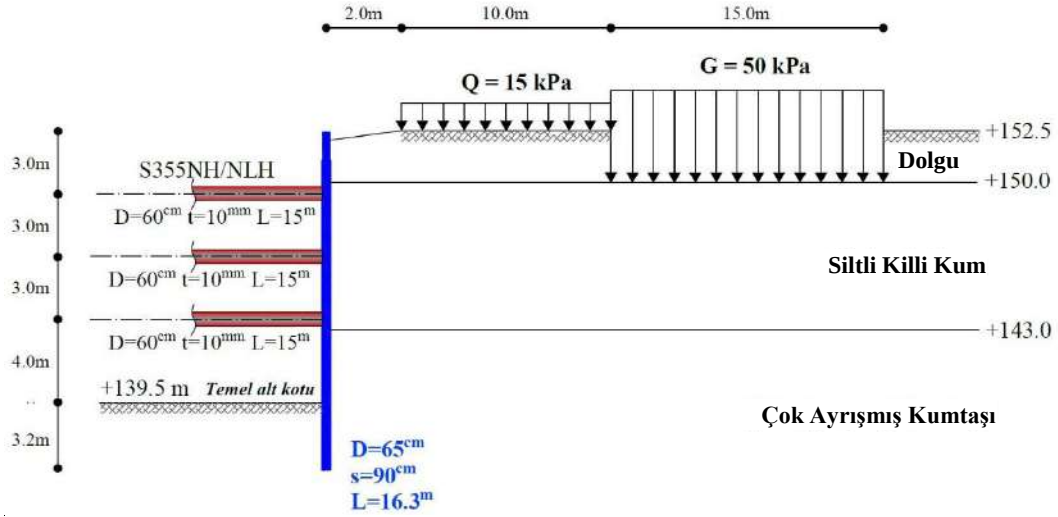
Projede düşey destek elemanı olarak 65 cm çapında ve aralarında merkezden merkeze 90 cm mesafe bulunan fore kazıkların inşa edilmesi planlanmaktadır. Kazıkların her biri 4.0 m soket boyu ile birlikte 16.2 m boyunca inşa edilecektir. Kazıkların kesme dayanımları, TS500-Bölüm 8.1.4.’te betonarme kesitlerin beton kısımlarının kesme dayanımı için tanımlanan eşitlik ile hesaplanabilir. Bu eşitlik ile fore kazıkların her birinin kesme kuvveti dayanımı 253.5 kN olarak hesaplanmıştır.

Deplasman Kriterleri

KDYY-2.12’de tanımlanan üst sınır deplasman kriterlerine göre içten destekli/yatay destekli sistemler için meydana gelecek yanal deplasmanlar $\delta h/H = \%2.5 - \%5.0$ ’i (kazı derinliğinin binde iki buçuğu ile binde beşi) değerleri arasında kalacak şekilde bir üst limit olarak kabul edilmektedir. Yanal deplasmanlar bu değerleri aşmayacak şekilde projelendirme yapılmalıdır. Ayrıca kazı nedeniyle komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme miktarı statik yükleme durumunda 1/500 değerini aşmamalıdır. Bu projede, kazının şehir merkezinde olması ve kazı sahası etrafında yanal deplasmanlardan etkilenebilecek yapıların bulunması sebebiyle kazı boyunca oluşacak yanal deplasmanların kazı derinliğinin binde ikisi mertebesini aşmayacak şekilde sınırlandırılmasına karar verilmiştir ($\delta h/H \leq \%2.0 = 2.6$ cm). Kazı nedeniyle komşu binaların temellerinde meydana gelebilecek dönme miktarı 1/1000 değeri ile sınırlandırılacaktır.

P11-4. Analizler

Kazı destek yapısının hesap kesitinde +136.30 kotuna kadar aralıklı fore kazıklı duvar yapılmasına ve duvarın yatayda 5 m aralıklarla yerleştirilecek 3 sıra çelik boru ile desteklenmesine karar verilmiştir. Yapılan ön tasarım sonucunda analizlerde kullanılacak kesit Şekil P11-3’teki gibidir. Bu bölümde ön tasarımı yapılan sistemin ULS ve SLS kontrolleri, yapısal elemanların uygunluğunun kontrolü ve yapısal tasarıma esas iç kuvvetlerin belirlenmesi aşamaları açıklanmaktadır.



Şekil P11-3: Proje için tasarım ve hesap kesiti

Tasarım Parametreleri Bu projenin analizlerinde tüm birimlerde Hardening Soil bünye modeli kullanılmıştır. HS bünye modeli için referans gerilme değeri 100 kPa olarak seçilmiş ve analizlerde kullanılan elastisite ve kayma modülleri referans gerilme değeri baz alınarak belirlenmiştir. Bünye modelinin ihtiyaç duyduğu diğer parametreler de uygun şekilde tanımlanmıştır.

Projedeki yatay ve düşey destek elemanlarının SLS ve ULS kontrolleri için gerilme deformasyon analizlerinde uygun elemanlar kullanılarak modellenmeleri gerekmektedir. Bu elemanların modellerde kullanılan malzeme ve geometrik özellikleri Tablo P11-3'te gösterilmiştir.

Tablo P11-3: Yapısal elemanların malzeme ve geometrik özellikleri

Yapısal Eleman	Malzeme	E (kN/m ²)	I (m ⁴)	A (m ²)	Yatay Aralık (m)
Fore Kazıklar	C30/37 Beton S420 Nervürlü Donatı	32*10 ⁶	0.0088	0.3318	0.9
Çelik Borular	S355NH/NLH	200*10 ⁶	-	0.0185	5.0

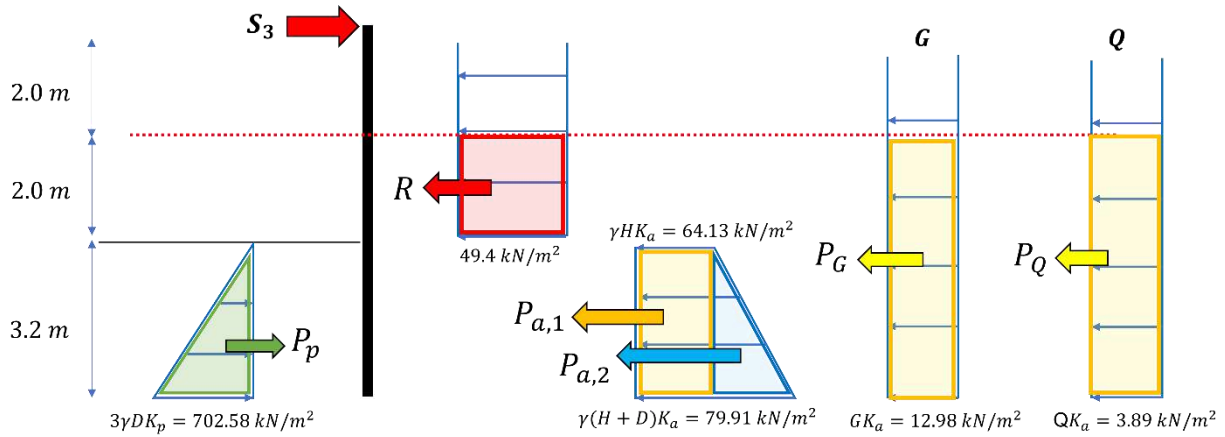
Aşama 1: Soket Boyu Kontrolü

Projede temel alt kotu ile ikinci yatay destek seviyesi arasında 4 metrelik bir kot farkı bulunmaktadır. Bu kot farkı, yatay destek elemanları nedeniyle zeminin duvara uyguladığı toprak basıncının bir kısmının kazıkların soket bölümü sebebiyle oluşan pasif etkiler ile taşınmasına neden olabilir. Buna ek olarak kazı tabanının altındaki aktif basınç kuvvetinin ve sürşarj yüklerinden gelen basınç kuvvetlerinin de kazık soketi boyunca pasif etkiler ile karşılanması gerekir. Bu nedenle bu tip projelerin ön tasarımında kazıkların soket boyu, toprak basıncı ve sürşarj yükü etkileri göz önüne alınarak seçilmeli ve soket boyunun uygunluğu kontrol edilmelidir. Bu projede kazık soket bölgesine gelen pasif etkiler Broms (1965) yöntemi ile hesaplanmıştır. Bu yöntemin detayları P7'de anlatılmaktadır.

İçten destekli sistemlerde kazı destek yapısına gelen aktif toprak basınçları KDYY-3.4.2.5'te tanımlanan yayılı toprak yükü tasarım metodu (YTY metodu) kullanılarak belirlenebilir. YTY metodunda basınç

diyagramları zeminlerin malzeme özelliklerine göre değişkenlik gösterir. Bu projedeki fore kazıklı duvara gelen tüm etkiler YTY metodu ile belirlenmiş ve Şekil P11-4'te gösterilmiştir.

Şekil P11-4'te gösterilen etkilerin hesabında basınç kuvvetlerinin KDYY-Tablo 2.1'de önerilen kısmi katsayılar ile faktörlenmesi gerekmektedir. Kısmi katsayılar kullanılarak hesaplanan basınç kuvvetleri Tablo P11-4'te gösterilmiştir.



Şekil P11-4: Kazı destek yapısına gelen aktif ve pasif etkiler (D: Soket boyu)

Tablo P11-4: Kısmi faktörler kullanılarak hesaplanan kuvvetler

	Basınç kN/m^2	Kısmi Faktörler (KDYY Tablo2.1)	Kuvvet kN
P_p	$3\gamma D K_p = 3 \cdot 19 \cdot 3.2 \cdot 3.852 = 702.58$	Pasif Zemin Direnci $\gamma_{RE} = 1.40$	$\frac{1}{2} \cdot 456.67 \cdot 3.2 \cdot b/1.4 = 521.91$
R	$0.2\gamma H = 0.2 \cdot 19 \cdot 13 = 49.4$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst} = 1.35$	$49.4 \cdot (4/2) \cdot s_k \cdot 1.35 = 120.04$
P_{a,1}	$\gamma H K_a = 19 \cdot 13 \cdot 0.26 = 64.13$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst} = 1.35$	$64.13 \cdot 3.2 \cdot s_k \cdot 1.35 = 249.32$
P_{a,2}	$\gamma D K_a = 19 \cdot 3.2 \cdot 0.26 = 15.78$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst} = 1.35$	$\frac{1}{2} \cdot 15.78 \cdot 3.2 \cdot s_k \cdot 1.35 = 30.69$
P_G	$G K_a = 50 \cdot 0.26 = 12.98$	Güvenliği azaltıcı sabit etki $\gamma_{G,dst} = 1.35$	$12.98 \cdot (3.2 + 2) \cdot s_k \cdot 1.35 = 82.01$
P_Q	$Q K_a = 15 \cdot 0.26 = 3.89$	Güvenliği azaltıcı değişken etki $\gamma_{Q,dst} = 1.50$	$3.89 \cdot (3.2 + 2) \cdot s_k \cdot 1.50 = 27.34$

NOT: Tablodaki b terimi kazık çapını ve s_k terimi kazıklar arası mesafeyi ifade etmektedir. Basınçlar kuvvete dönüştürülürken pasif etkiler kazık çapı ile, aktif etkiler ise kazık aralığı ile çarpılmalıdır.

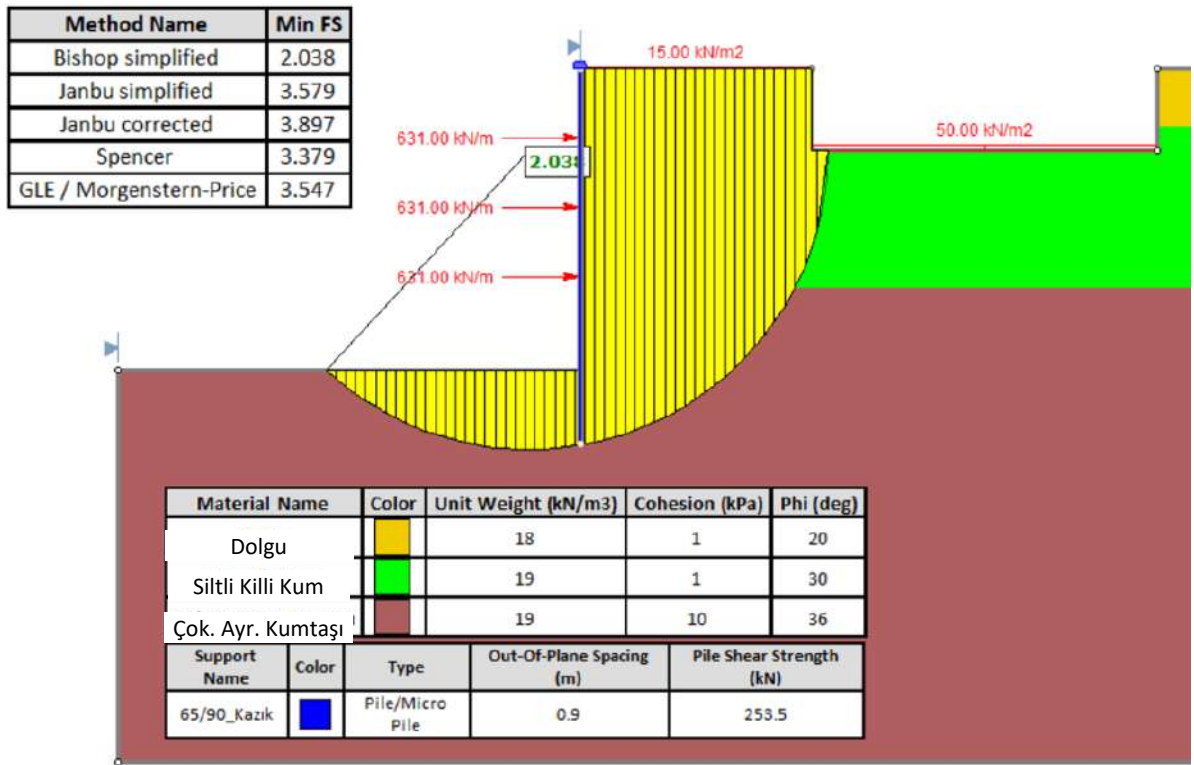
Yapılan hesaplar sonucu 3.2 m'lik soket boyu için elde edilen güvenlik sayısı,

$$GS = \frac{P_p}{R + P_{a,1} + P_{a,2} + P_G + P_Q} = \frac{521.91}{120.04 + 249.32 + 30.69 + 82.01 + 27.34} = 1.02 \quad (P11-1)$$

denklemleri ile 1.02 olarak hesaplanmıştır. Soket boyu kontrolü için gerekli olan $GS \geq 1$ şartı sağlanmıştır.

Aşama 2: LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

Bu aşamada Şekil P11-3'te gösterilen ön tasarım ile boyutları belirlenen kazı destek yapısının göçmeye karşı güvenlik sayısının kontrolü, LEM yazılımı ile KDYY Tablo 2.1'de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak yapılmıştır. Kazı destek yapısının olası göçme yüzeyleri ve en düşük güvenlik sayısı, yazılımın arayüzünde sağlanan Bishop, Janbu, Spencer ve GLE/Morgenstern-Price yöntemleri kullanılarak hesaplanmıştır. Sonuçlar Şekil P11-5'te görülebilir. Analiz sonucunda en düşük güvenlik sayısı ile ($GS = 2.04$) en kritik göçme yüzeyini veren yöntem Bishop yöntemidir. Bu durumda ULS-GEO analizi için istenen $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır.



Şekil P11-5: Farklı yöntemler ile yapılan LEM analizi sonuçları

Aşama 3 – SLS Kontrolü (SLS-GEO)

Bu projenin SLS kontrolleri GDA ile yapılmıştır. Sahada yeraltı suyu bulunmadığı için hesaplarda geoteknik arazi karakterizasyonunda tanımlanan efektif zemin parametreleri kullanılmıştır. Oluşturulan sonlu elemanlar ağı ve analizlerin sonucunda elde edilen yanal deplasman profili Şekil P11-6'daki gibidir. Kazı aşamaları, bina temelini inşası, bina katları ve yatay desteklerin kaldırılma aşamaları dahil olmak üzere tüm gerekli inşaat aşamaları modele dahil edilmiştir. Nihai kazı kotunun ardından KDYY-2.8.5.2'de tanımlanan "Plansız Kazı" aşaması da modele dahil edilmiştir.

Sonlu elemanlar analizlerinde aşağıdaki aşamalar tanımlanmıştır:

Aşama 1: Kazık imalatı

Aşama 2: Birinci kazı aşaması ve +148.5 kotuna inilmesi

Aşama 3: +149.5 kotunda birinci sıra çelik desteklerin bağlanması

Aşama 4: İkinci kazı aşaması ve +145.5 kotuna inilmesi

Aşama 5: +146.5 kotunda ikinci sıra çelik desteklerin bağlanması

Aşama 6: Üçüncü kazı aşaması ve +142.5 kotuna inilmesi

Aşama 7: +143.5 kotunda üçüncü sıra çelik desteklerin bağlanması

Aşama 8: Son aşama kazısı ve +139.5 nihai kazı kotuna inilmesi

Aşama 9: 50 cm plansız kazının modellenmesi

Aşama 10: Bina temelini ve ilk kat döşemesinin imalatı

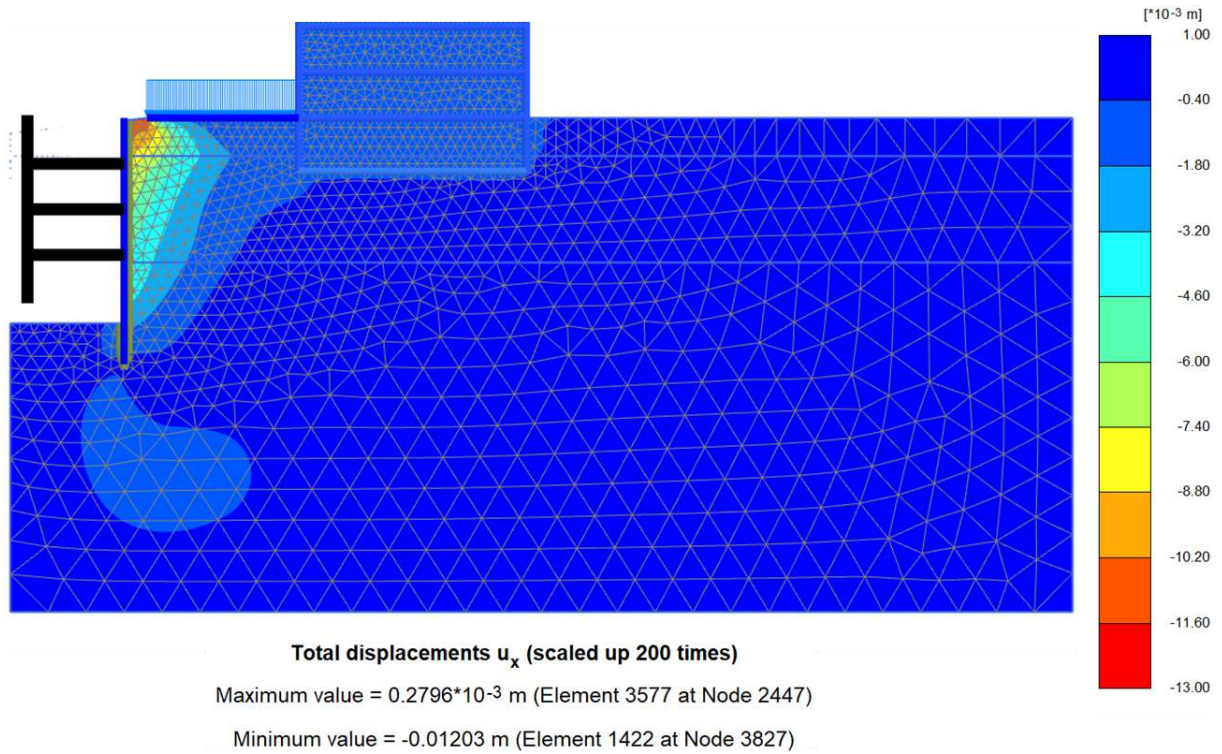
Aşama 11: Üçüncü sıra çelik desteğin sökülmesi

Aşama 12: Bina 2. kat döşemesinin imalatı

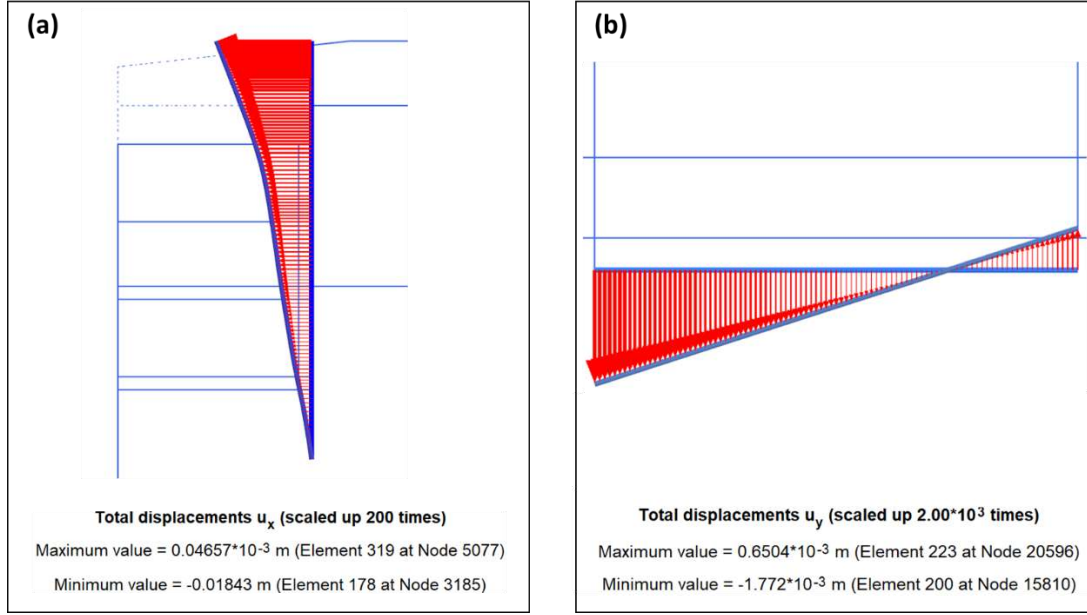
Aşama 13: İkinci sıra çelik desteğin sökülmesi

Aşama 14: Bina 3. kat döşemesinin imalatı

Aşama 15: Birinci sıra çelik desteğin sökülmesi



Şekil P11-6: Sonlu elemanlar modeli ve ağı



Şekil P11-7: a) Kazıklı duvarın yatay deplasman profili b) Duvar arkasındaki binanın düşey deplasman profili

Kazıkların yatay deplasmanı yaklaşık 1.8 cm olup kazı derinliği olan 13.5 m'nin %0.14'ü (binde on dört) kadardır. Komşu binanın temelindeki düşey deplasman farklı oturma yaklaşık 2.42 mm hesaplanmıştır. Bu değerler deplasman kriterleri bölümünde tanımlanan şartları sağlamaktadır. Kazıkların ve komşu bina temelinin deplasman profilleri Şekil P11-7'de gösterilmiştir.

Aşama 4 – Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Bu bölümde ilk olarak yatay destek elemanının eksenel yük taşıma kapasitesi tasarım esaslarında belirtilen yük kombinasyonları ile kontrol edilir. Bu nedenle yük kombinasyonlarında kullanılan $G_{k,GEO}$, G_k , $Q_{k,temp}$ ve $Q_{k,tesadüfi}$ yüklerinin bu aşamada hesaplanması gerekmektedir. $Q_{k,temp}$ değerini hesaplamak için çelik boruların montajının yapıldığı günlük hava sıcaklığını ve elemanlar sökülene kadar meydana gelebilecek en yüksek hava sıcaklığını tahmin etmek gerekir. Çelik destek elemanlarının Ocak ayında monte edilmesi planlanmaktadır. Kazının yapılacağı bölgenin mevsim normallerine göre Ocak ayında ortalama sıcaklıklar $0^\circ\text{C} - 5^\circ\text{C}$ arasında değişmektedir. Projenin yapılacağı bölge karasal iklime sahip olduğundan yıl içerisinde sıcaklık farkları 50°C 'lere çıkabilmektedir. Meteoroloji verileri kullanılarak son 100 yılda bölgede ölçülen en yüksek sıcaklığın 45°C olduğu belirlenmiştir. Bu yaklaşıma göre çelik boruların kullanım ömrü boyunca oluşabilecek en büyük sıcaklık farkının 45°C olacağı öngörülmektedir. Destek elemanının ısı genleşme parametreleri Tablo P11-5'te gösterilmiştir. $Q_{k,temp}$ değeri KDYY-3.4.2.9'da önerilen eşitlik ile 1000.91 kN olarak hesaplanmıştır.

Tablo P11-5: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri

α_t ($1/^\circ\text{C}$)	Δ_t ($^\circ\text{C}$)	E (MPa)	A (cm^2)	β	$Q_{k,temp}$ (kN)
$12 \cdot 10^{-6}$	45.0	200000	185.35	50%	1000.91

$G_{k,GEO}$ değeri, SLS ve ULS yükleme durumlarında, en olumsuz inşaat aşamasında yatay destek elemanına gelen eksenel yükler (P_{SLS} , P_{ULS}) kullanılarak hesaplanır. Daha sonra büyük olan değerler

seçilip yük kombinasyonlarında kullanılarak en olumsuz durumun temsil edilmesi amaçlanır. P_{SLS} değeri, Aşama 3'te yapılan SLS analizlerindeki en olumsuz inşaat aşamasında 1051 kN olarak bulunmuştur.

P_{SLS} değeri, sonlu elemanlar yöntemi ile 2 boyutlu olarak modellenen gerilme deformasyon analizleri sonucunda elde edilmektedir. Fakat bu problemde destekler açılı olarak monte edilecektir. Bu nedenle projede desteklere gelen eksenel yükleri hesaplarken GDA'dan bulunan eksenel yüklerin montaj açısına göre düzeltilmesi gerekmektedir. Açıya göre düzeltilmiş P_{SLS} değerleri P11-2 bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$P_{SLS(açılı)} = P_{SLS(düz)} / \sin(\alpha) = 1051 / \sin 45 = 1486 \text{ kN} \quad (P11-2)$$

Daha sonra açılı montaj durumunda hesaplanan P_{SLS} değeri, $G_{k,GEO}$ değerinin hesabında yük kombinasyonlarında kullanılmalıdır.

$$LC1 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.4 * 1486 * 1 = 2081 \quad (P11-3)$$

$$LC2 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.2 * 1486 * 1 = 1784 \quad (P11-4)$$

$$LC3 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.0 * 1486 * 1 = 1486 \quad (P11-5)$$

P_{ULS} değerini hesaplamak için SLS analizindeki yükleme koşulları ve malzeme parametreleri, KDYY Tablo 2.1'deki kısmi katsayılar ile revize edilerek ULS analizi yapılmıştır. Buradan P_{ULS} değeri, en olumsuz inşaat aşamasında 1200 kN olarak hesaplanmıştır. Bu değer de 2 boyutlu gerilme deformasyon analizlerinden elde edildiği için montaj açısına göre düzeltilmiş P_{ULS} değeri P11-2 bağıntısı ile hesaplanmalıdır. Bu durumda P_{ULS} , $1200 / \sin 45 = 1697 \text{ kN}$ olarak hesaplanır.

$$G_{k,GEO} = P_{ULS} * \gamma_{sd} = 1697 * 1 = 1697 \text{ kN} \quad (P11-6)$$

Yapılan hesaplamalar sonucunda $G_{k,GEO}$ değerinin LC1 ve LC2 yük kombinasyonları için SLS analizinde, LC3 yük kombinasyonu için ise ULS analizinde daha büyük bir değerde olduğu görülmektedir. Bu nedenle en olumsuz durumu temsil etmek amacıyla LC1 ve LC2 yük kombinasyonları için SLS analizi, LC3 için ise ULS analizi sonucu ile hesaplanan $G_{k,GEO}$ değeri kullanılacaktır. Bu seçimle ilgili detaylar için Tablo P1-17, Tablo P3-8 ve Tablo P7-5 incelenebilir.

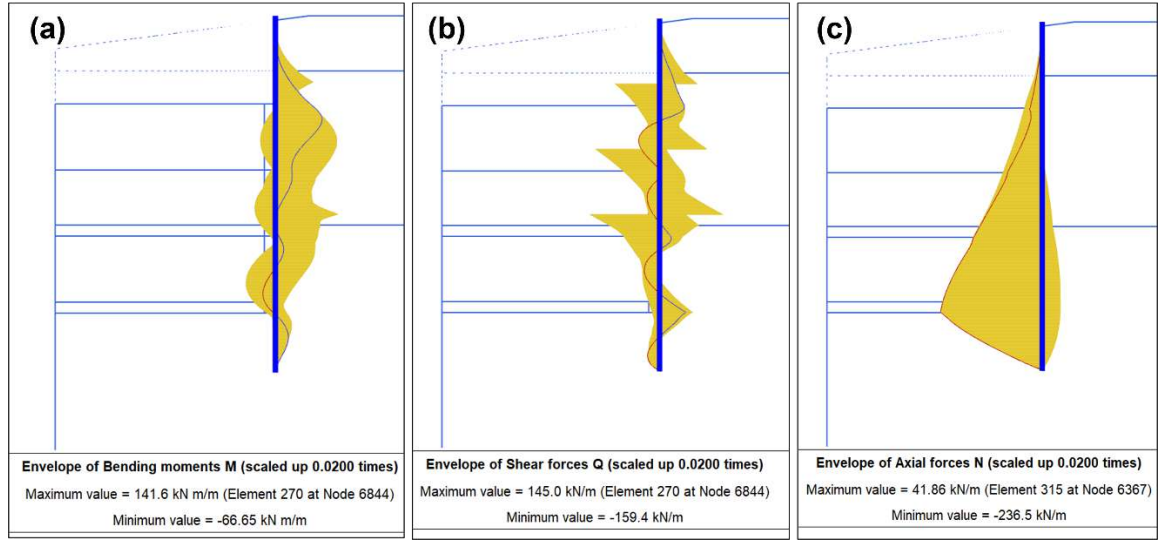
Bu proje için desteğin ağırlığı (G_k) 21.4 kN ve tesadüfi yük ($Q_{k,tesadüfi}$) 15 kN olarak hesaplanmıştır. Bulunan tüm etkiler kullanılarak hesaplanan yük kombinasyonları:

$$\begin{aligned} LC1 : 1.4 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.0 * Q_{k,temp} \\ = 1.4 * 21.4 + 1.0 * 2081 + 1.0 * 1000.91 = 3223 \text{ kN} \end{aligned} \quad (P11-7)$$

$$\begin{aligned} LC2 : 1.2 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.6 * Q_{k,temp} \\ = 1.2 * 21.4 + 1.0 * 1784 + 1.6 * 1000.91 = 3589 \text{ kN} \end{aligned} \quad (P11-8)$$

$$\begin{aligned} LC3 : 1.0 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 0.5 * Q_{k,temp} + 1.6 * Q_{k,tesadüfi} \\ = 1.0 * 21.4 + 1.0 * 1697 + 0.5 * 1000.91 + 1.6 * 15 = 2299 \text{ kN} \end{aligned} \quad (P11-9)$$

Kullanılan yatay destek elemanının burkulma dayanımı 4459 kN'dur. Hesaplanan yük kombinasyonlarının tümünün bu değerden daha düşük olduğu anlaşılmaktadır.



Şekil P11-8: SLS analizi sonucunda hesaplanan kesit tesirleri (a) Moment diyagramı (b) Kesme kuvveti diyagramı (c) Normal kuvvet diyagramı

Fore kazıkların tasarımına esas kesit tesirleri belirlenirken Aşama 3'te yapılan SLS analizinde hesaplanan (N, Q, M) kesit tesirleri $\gamma_{G,dst} = 1.35$ ile çarpılarak artırılmalıdır. SLS analizi sonucunda hesaplanan kesit tesirleri Şekil P11-8'de gösterilmiştir.

Buna göre tasarım momenti;

$$Md = 141.6 \text{ kNm/m} \times 1.35 = 191.16 \text{ kNm/m} \quad (\text{P11-10})$$

tasarım kesme kuvveti;

$$Td = 159.4 \text{ kN/m} \times 1.35 = 215.19 \text{ kN/m} \quad (\text{P11-11})$$

tasarım normal kuvveti;

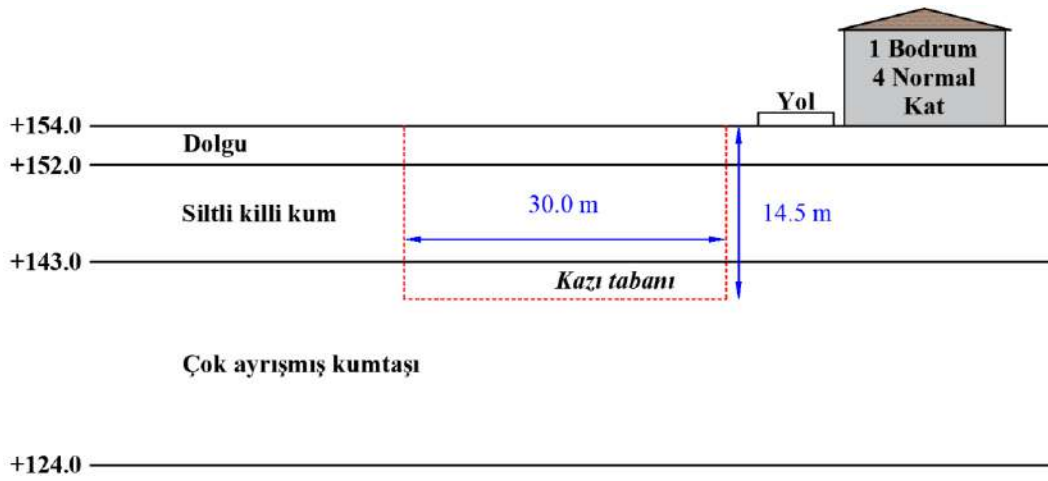
$$Nd = 236.5 \text{ kN/m} \times 1.35 = 319.28 \text{ kN/m} \quad (\text{P11-12})$$

olarak hesaplanır.

P12 - KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI

P12-1. Projenin Tanıtımı

Siltli killi kum ve çok ayrıışmış kumtaşı birimlerinin bulunduğu ve yeraltı su seviyesinin olmadığı bir sahada bir adet bodrum ve 4 adet normal kata sahip bir bina için açılan 14.5 m'lik kazının desteklenmesi amaçlanmaktadır. Sahanın plan görünümü P11 no.lu projede Şekil P11-1'de verilmiş olup bu projede 2-2 kesiti ele alınmıştır. Zemin ve temel etüdü veri raporu kullanılarak sahaya ait zemin profili ve kazı derinliği, Şekil P12-1'deki gibi elde edilmiştir. Bina temelinin çok ayrıışmış kumtaşı birime oturması planlanmaktadır.



Şekil P12-1: Zemin profili ve kazı derinliği

P12-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Bu proje kapsamında yapılan analizlerde P11 nolu projede Bölüm P11-2'de seçilen zemin parametreleri kullanılmıştır. Sahada yeraltı suyu olmaması nedeniyle analizler sadece efektif parametrelerle (drenajlı durum için) yapılmıştır. Analizlerde kullanılan zemin tasarım parametreleri Tablo P12-1'de verilmiştir.

Tablo P12-1: Zeminler için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	Ektif Gerilme			
		p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Dolgu	18.0	100	10	1	20
Siltli Killi Kum	19.0	100	50	1	30
Çok Ayrıışmış Kumtaşı	19.0	100	150	10	36

P12-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kazı destek yapısına 11 m uzaklıkta bir bodrum kat ve dört normal kat olmak üzere beş katlı bir okul binası mevcuttur. Binadan aktarılan karakteristik yük 75 kPa olarak belirlenmiştir. Bina ile kazı destek yapısı arasında yaklaşık 7 m genişliğinde bir sokak bulunmaktadır. Yoldaki trafikten kaynaklanacak olan ilave karakteristik yük ise 10 kPa mertebesinde kabul edilmiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

Tasarıma esas kazı destek yapısı;

- Geçicidir.
- Kazı derinliği 7.0 m ila 25.0 m aralığındadır ($H=14.5$ m).
- Yatay destek elemanı kullanılacaktır.
- Cephelerden birinde (analiz kesitinde) komşu bina bulunmaktadır.

Tüm cepheler ve bu projede çalışılan kesit KDYY-Tablo 1.1’de tanımlanan esaslara göre Kazı Kategorisi-2’ye girmektedir

Kazı Destek Sistemi Seçimi

Kazı destek sistemi aşağıdaki esaslara göre seçilmiştir.

- Sahada yeraltı suyu bulunmaması nedeniyle düşey iksa elemanlarının aralıklı kazıklı olması.
- Çevre yapılar bakımından deplasmanların sınırlı tutulması gerekliliği nedeniyle yatay destek elemanlarının öngermeli ankrajlarla teşkil edilmesi.

Deplasman Kriterleri

Bu projede dikkate alınan deplasman kriterleri aşağıdaki şekilde seçilmiştir.

- Kazı nedeniyle komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme miktarı KDYY-2.12.5’te tanımlanan 1/500 değerinden daha düşük tutularak deplasmanların sınırlandırılmasına ve limit dönme değerinin statik yükleme durumunda 1/1000 değerini aşmamasına karar verilmiştir.
- Kazı destek yapısının çevresinde okul binası olması nedeniyle ankrajlı sistemlerde meydana gelecek yanal deplasmanlar için $\delta h=0.001H$ değeri üst limit olarak alınmıştır. Kazı derinliği 14.5 m olduğu için yatay iksa deplasmanları için $\delta h=1.45$ cm üst sınır değer olarak kullanılabilir.

Deprem Etkisi

Projede kazı destek yapısı geçici ve kazı derinliği $H<15$ m olduğu için KDYY-Tablo 2.6’ya göre deprem etkisi dikkate alınmamıştır.

Halat Kapasitesi

0.6 inçlik (15.2 mm çapında) yedi örgülü tek bir öngermeli halatın (Y1860S7-15,2) karakteristik çekme dayanımı $P_{t,k} = 260$ kN’dur (*EN 10138-3* veya *BS 5896:2012*). Ankraj demetini oluşturan tek bir halat üzerindeki P_0 öngerme yükü, $P_{t,k}$ karakteristik çekme dayanımının % 60’ından fazla olamaz (Bağıntı P5-1).

Kök Kapasitesi

Ankraj kök bölgesinde oluşması beklenen ankraj nihai çeper sürtünmesi,

- Kum zemin için KDYY-Tablo 3.2. esas alınarak $\tau_f = 250$ kPa ve
- Çok ayrıışmış kumtaşı tabakası için KDYY-Tablo 3.2. esas alarak $\tau_f = 500$ kPa

olarak seçilmiştir. Bu projede güvenlik sayısı $\xi = 2.5$ olarak alınarak karakteristik değerler hesaplanmıştır (KDYY-3.2.2.3.e). Ankraj delgi çapı $D = 13$ cm ve kök boyu $L_{tb} = 8$ m olan bir ankrajın kök boyunca “ankraj kökü nihai, karakteristik ve tasarım taşıma kapasitesi” değerleri P4-2, P4-3 ve P4-4 bağıntılarına göre hesaplanmıştır.

Kum tabakası için; $T_f = 817$ kN, $T_k = 327$ kN, $T_d = 297$ kN

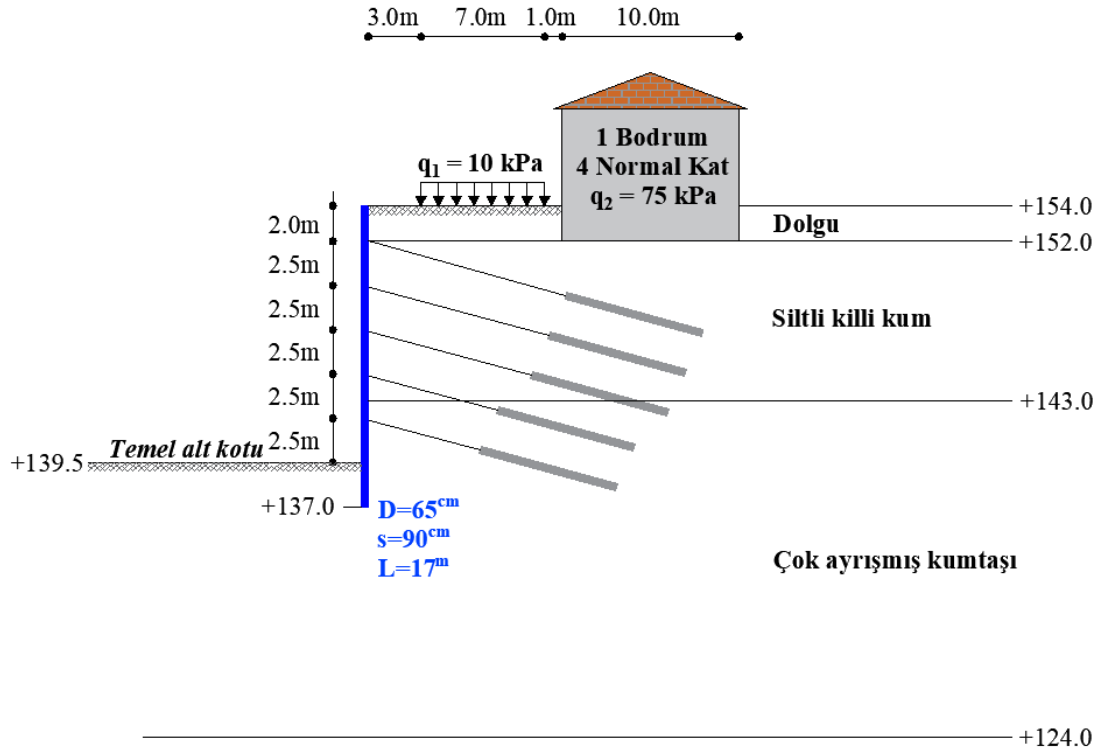
Çok ayrıışmış kumtaşı tabakası için $T_f = 1634$ kN, $T_k = 653$ kN, $T_d = 594$ kN

P12-4. Analizler

Yapılan ön değerlendirme çalışmaları sonucunda yapısal elemanlara ait ön boyutlandırma aşağıdaki gibi yapılmıştır.

- Düşey destek eleman çapının $D = 65$ cm ve merkezden merkeze mesafesinin $s = 90$ cm olması.
- Kazık soket boyunun 2.5 m olarak seçilmesi.
- Hesap kesitinde beş sıra öngermeli ankraj kullanılması.

Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti Şekil P12-2’de verilmiştir.



Şekil P12-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti

Çalışma sahasında yeraltı suyu bulunmadığından, beş sıra öngermeli zemin ankrajı ile desteklenmiş 65 cm çapında aralıklı kazıklı iksa sistemi tasarlanmıştır. Kazıklar 17.0 m uzunluğunda olup merkezden merkeze 90 cm mesafeyle imal edilecektir. Kazı derinliği 14.5 m olup altı kazı aşaması planlanmıştır ve ayrıca plansız kazı aşaması da göz önüne alınmıştır. Ankrajlar düşeyde 2.5 m, yatayda ise 2.4 m aralıklar ile tasarlanmıştır.

Sahada yeraltı suyu olmadığı için kazı destek sisteminin tasarımı sadece drenajlı durum için yapılmıştır. Nihai ve servis limit durumları için yapılacak analizler ile hem geoteknik, hem de yapısal elemanlar bakımından gerekli şartların sağlandığı gösterilmiştir.

Parametreler

Analizlerde dolgu, killi kum ve çok ayrılmış kumtaşı tabakaları için Hardening Soil modeli seçilmiştir. Bünye modeline ait tasarım parametreleri Tablo P12-1'deki efektif gerilme parametrelerine dayandırılmıştır. Sayısal analizlerde yapısal elemanlar doğrusal elastik olarak tanımlanmış, Tablo P12-2'de verilen parametreler kullanılarak modellenmiştir.

Tablo P12-2: Sayısal analizde yapısal elemanların girdi parametreleri

Parametre	Fore Kazık D=0.65m; s=0.9m	3*0.6'' ankraj halatı s _h =2.4m	Klasik ankraj kökü, D=0.13m
EA (kN/m)	12.2E6	84E3	55.3E3
EI (kN/m ² /m)	321.3E3	-	-
w (kN/m/m)	2.2	-	-
v	0.2	-	-

Aşama 1 - LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

KDYY-Tablo 2.1'de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak göçme sınır durumu analizi yapılmış ve $GS \geq 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmiştir. Projenin ön tasarımında 2.5 m aralıklar ile yerleştirilecek beş sıra 3*0.6" halatlı ankraj kullanılmasına karar verilmiş ve ankrajların boyları sırasıyla 20, 19, 18, 16 ve 15 m olarak seçilmiştir. Ankrajlar yatay mesafe cephe boyunca s_h=2.4 m aralıklarla uygulanmıştır. Ankrajların kök boyu L_{tb}=8 m ve ankraj delgisine ait shaft çapı D=13 cm olarak alınmıştır.

Kazıkların maksimum kesme kuvveti, V_c=215 kN olarak alınmıştır. Problem iki boyutlu (2D) olarak modellenmiş ve yapılan modellemeye ait ekran görüntüsü, zemin ve ankraj özellikleri Şekil P12-3'te gösterilmiştir.

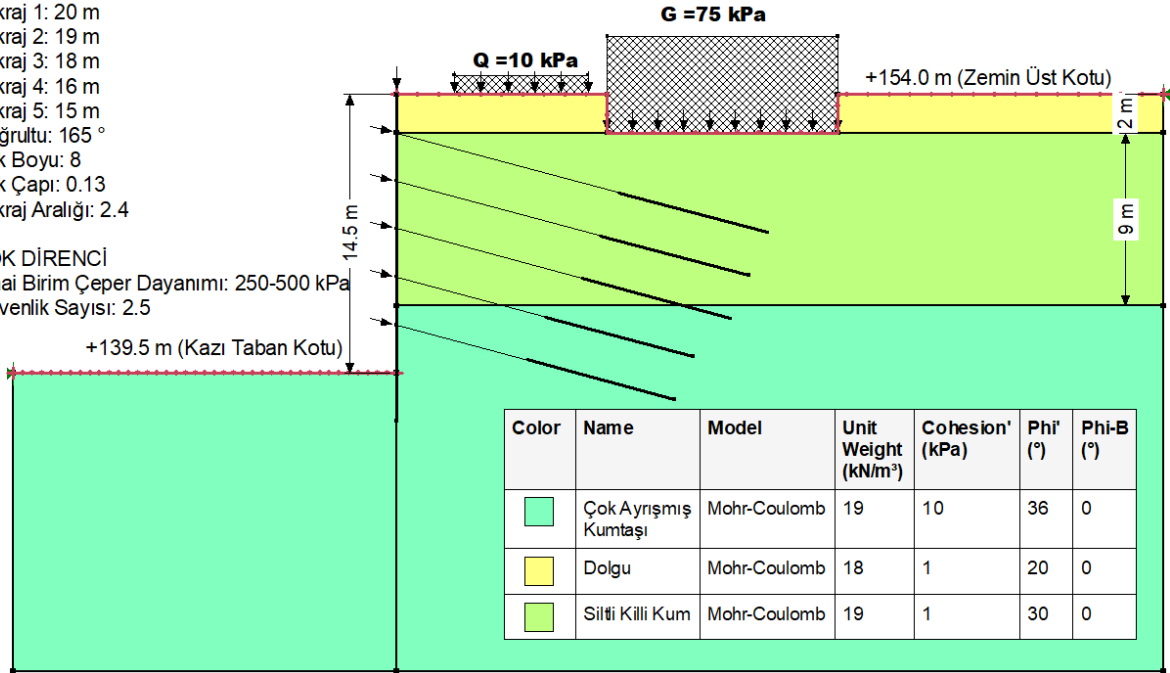
Şekil P12-3'te verilen tasarıma ait en düşük güvenlik sayısına sahip olası göçme yüzeyi Şekil P12-4'te verilmiştir. Güvenlik sayısı 1.092 olarak hesaplanmış olup, Aşama 1 için gerekli olan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır. Şekilde görüldüğü üzere serbest uzunluk KDYY'deki ilgili maddeye uyularak X=0.2H kadar uzatılmıştır.

ANKRAJ ÖZELLİKLERİ

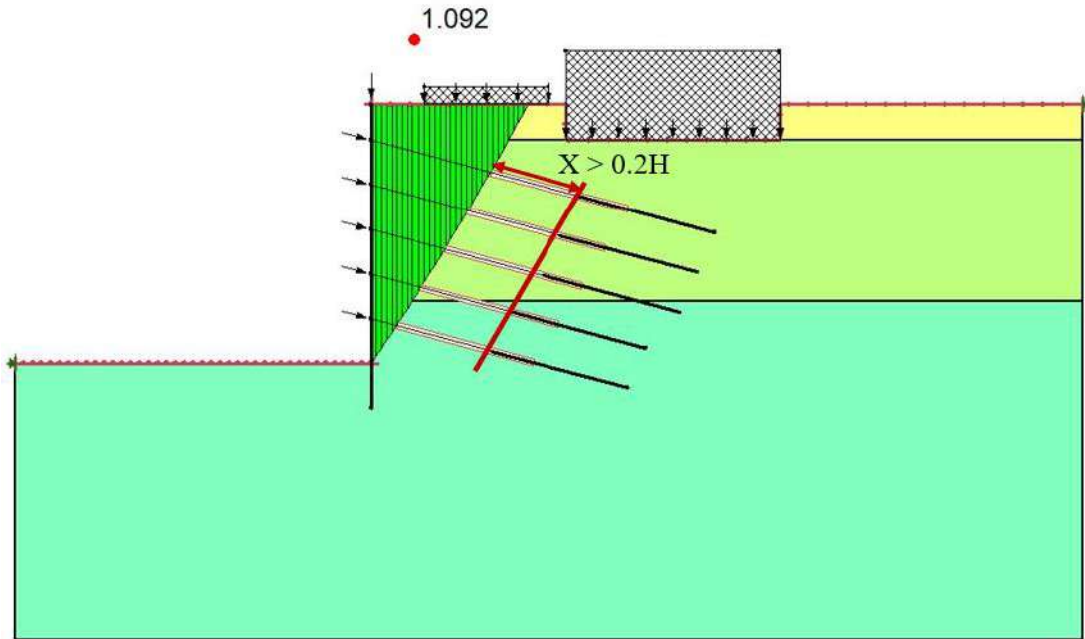
Ankraj 1: 20 m
Ankraj 2: 19 m
Ankraj 3: 18 m
Ankraj 4: 16 m
Ankraj 5: 15 m
Doğrultu: 165 °
Kök Boyu: 8
Kök Çapı: 0.13
Ankraj Aralığı: 2.4

KÖK DİRENCİ

Nihai Birim Çeper Dayanımı: 250-500 kPa
Güvenlik Sayısı: 2.5



Şekil P12-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım



Şekil P12-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı

Aşama 2 - SLS Kontrolü (SLS-GEO)

SLS hesapları sonlu elemanlar analizi ile yapılmıştır. Tüm inşaat aşamaları aşağıdaki şekilde sayısal modele dahil edilmiştir.

Aşama 1: Yüklerin tanımlanması

Aşama 2: Kazık imalatı

Aşama 3: Kazı 1

Aşama 4: Ankraj 1

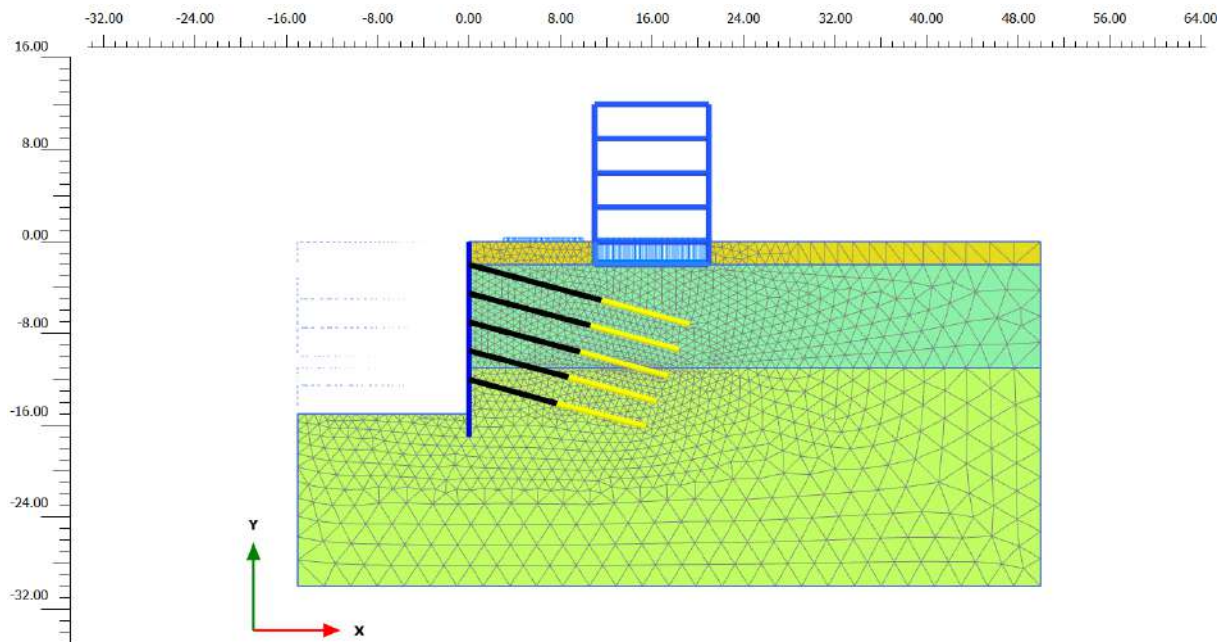
...

...

Aşama 11: Ankraj 5

Aşama 12: Nihai kazı

Aşama 13: Nihai kazı + plansız kazı



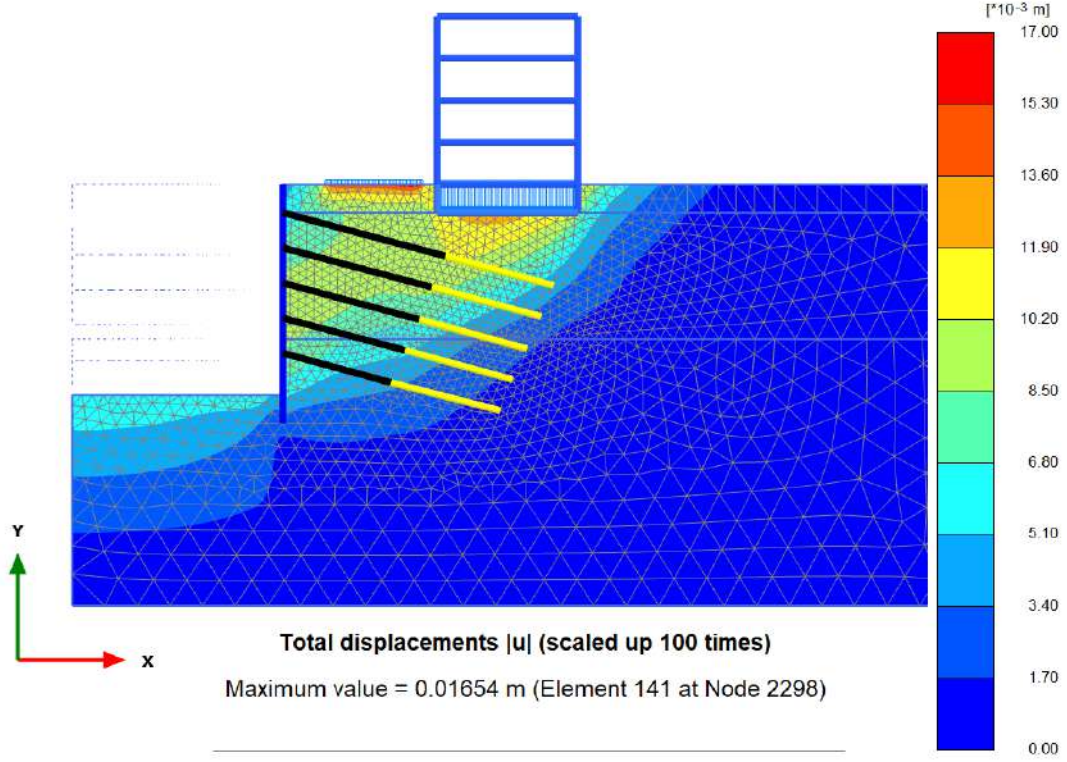
Şekil P12-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı

Hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağına ait ekran görüntüsü Şekil P12-5'te verilmiştir. P12-3 başlığı altında tanımlanan ankraj kök karakteristik kapasitesi Kum zeminde $T_k = 327$ kN ve Çok Ayrışmış Kumtaşı zeminde $T_k = 653$ kN olarak hesaplandığı için sayısal modelde kullanılacak $F_{\text{prestress}}$ değerleri sınır değerlerden daha düşük olmalıdır. Bu nedenle;

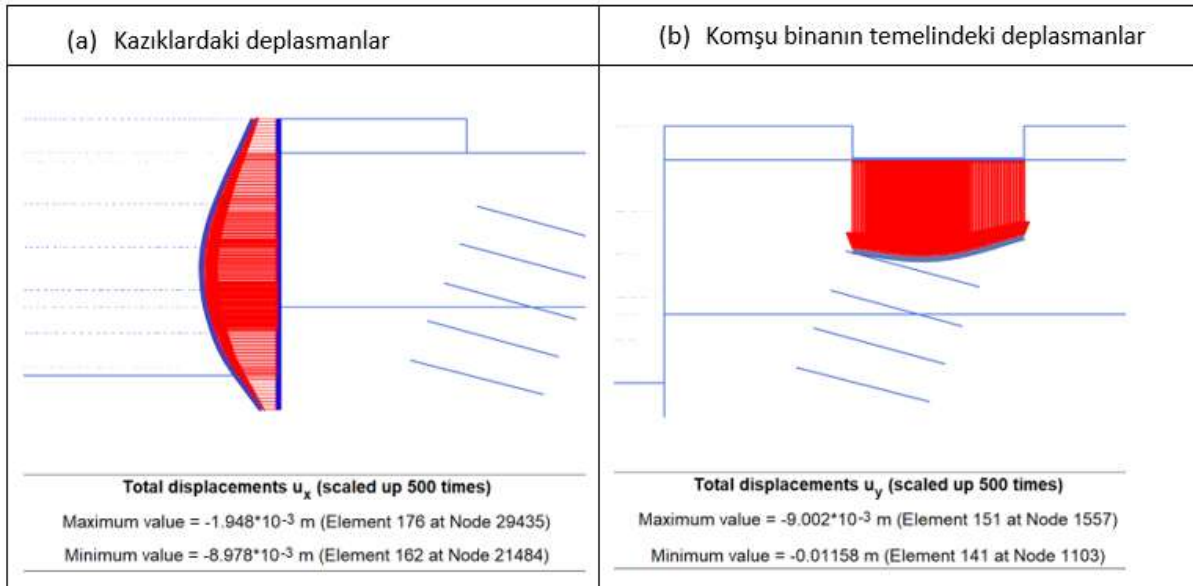
- ilk üç sıra ankraj Kum tabakasında kaldığı için $F_{\text{prestress}}=280$ kN,
- diğer ankrajlar Çok Ayrışmış Kumtaşı tabakasında kaldığı için $F_{\text{prestress}}=400$ kN

olarak seçilmiştir.

Analizler sonucunda model genelinde oluşan deplasmanlar Şekil P12-6'da verilmiştir. İksada oluşan yatay deplasmanlar yaklaşık $\delta h \approx 9.0$ mm mertebesinde (Şekil P12-7.a). $\delta h = 0.9 \text{ cm} < 0.001H = 0.001 * 1450 = 1.45 \text{ cm}$ olduğundan deplasman kriteri olarak seçilen $\delta h=0.001H$ limit değeri aşılmadığı görülmüştür. Radye temel ortasında açıl dönme neden olan oturma değerleri 9.0 mm ve 11.5 mm'dir. 10 m genişliğindeki temelin ortasındaki açıl dönme değeri 1/2000 olarak hesaplanmıştır ve 1/1000 limit değeri aşılmadığı görülmüştür (Şekil P12-7b). Yolda oluşan deplasmanların da kabul edilebilir mertebede olduğu görülmüştür.



Şekil P12-6: Plansız kazı aşamasında (Aşama-13'te) hesaplanan toplam deplasman konturları



Şekil P12-7: İksa sisteminde ve komşu yapı temelinde oluşan deplasmanlar

Aşama 3 - Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS- STR)

Bu aşamada yapısal elemanlar için kontroller yapılacaktır. Yapısal tasarım kontrolleri;

- Halat taşıma kapasitesinin kontrolünü,
- Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılmasını,
- Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığına hesaplanan aksenal kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerini içermektedir.

İlk olarak halatlar üzerinde oluşan kuvvetler SLS modeli üzerinden kontrol edilmiştir. Birinci, ikinci, üçüncü, dördüncü ve beşinci sıra ankrajlar üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 284 kN, 291 kN, 297 kN, 413 kN ve 410 kN olarak hesaplanmıştır (Tablo P12-3).

Tablo P12-3: Plansız kazı aşamasında (Aşama-13'te) ankrajlarda oluşan yükler

Ankraj No	Ankraj Kotu	Hesaplanan Yük Değeri [kN]
1. sıra ankraj	-2.00	283.884
2. sıra ankraj	-4.50	291.331
3. sıra ankraj	-7.00	296.667
4. sıra ankraj	-9.50	413.403
5. sıra ankraj	-12.00	410.100

Bir sonraki aşamada, SLS analizlerinden elde edilen ankraj kuvvetleri 1.35 ile çarpılarak öngermeli üç halatın karakteristik çekme dayanımı ile karşılaştırılmıştır (Tablo P12-4). Ankraj halatlarına gelen kuvvetler üç halat seçilmesi durumunda $3 * P_{t,k} = 3 * 260 = 780 \text{ kN}$ 'dan küçük olduğu için ankrajlarda üç halat kullanılmasının uygun olduğu görülmüştür.

Tablo P12-4: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü

Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (SLS) * Kısmi katsayı < $3 * P_{t,k}$			
	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (kN)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj halat kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	284	1.35	383 < 780
2. sıra ankraj	291	1.35	393 < 780
3. sıra ankraj	297	1.35	401 < 780
4. sıra ankraj	413	1.35	558 < 780
5. sıra ankraj	410	1.35	554 < 780

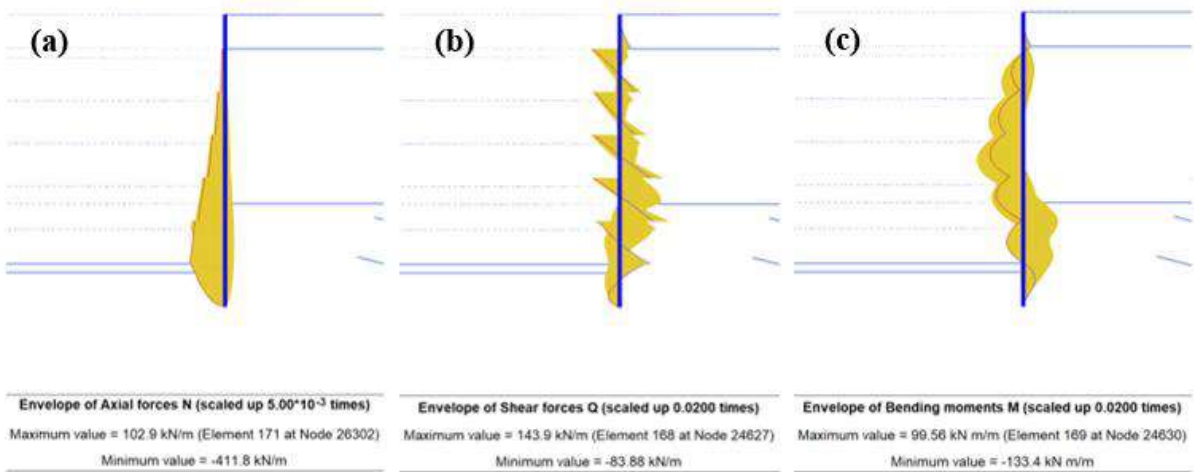
Bir sonraki aşamada ise her sıradaki ankraj köküne gelen kuvvetler bulunmuştur. Birinci, ikinci, üçüncü, dördüncü ve beşinci sıra ankraj kökleri üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 93 kN/m, 93 kN/m, 96 kN/m, 96 kN/m ve 85 kN/m olarak hesaplanmıştır. Tablo P12-5'te her bir ankraj sırası için hesaplanmış olan ankraj kökü kuvvetleri, ankraj kökü karakteristik taşıma kapasitesi ile karşılaştırılarak küçük olduğu gösterilmiştir.

Şekil P12-8'de Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığı için bulunan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri verilmiştir. Kazık aralıkları ve kısmi katsayılar kullanılarak hesaplanan kesit tesirleri Tablo P12-6'da gösterilmiştir.

Tablo P12-5: Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması

Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (SLS) * Yatay ankraj aralığı * Kısmi katsayı < T_k				
	Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (kN/m)	Yatay ankraj aralığı, s_h (m)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj kök kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	93	2.4	1.35	301 < 327
2. sıra ankraj	93	2.4	1.35	301 < 327
3. sıra ankraj	96	2.4	1.35	311 < 327
4. sıra ankraj	96	2.4	1.35	311 < 653
5. sıra ankraj	85	2.4	1.35	275 < 653

Tablo P12-5’de hesaplanan tasarım ankraj kök kuvvetleri incelendiğinde 4. ve 5. sıra ankrajlar için kök boyunun daha kısa seçilebileceği anlaşılmaktadır. Geoteknik Tasarımcı bu problemde son iki sıra ankrajın kök boyunu kısaltarak (örneğin 6.0 m) analizleri tekrarlayarak çözümün yeterli olduğunu gösterebilir.

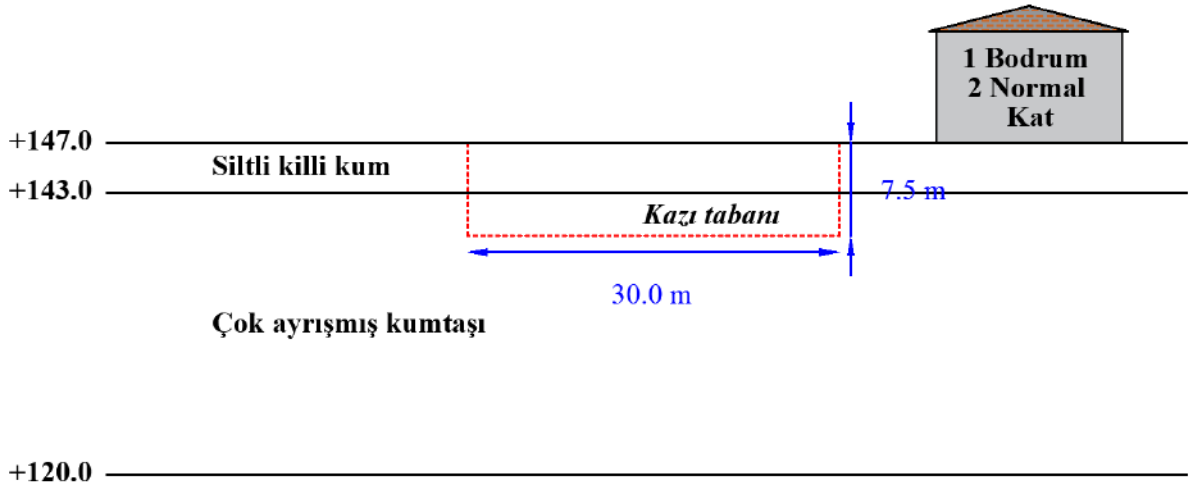
**Şekil P12-8:** Plansız kazı aşamasında (Aşama-13’te), iksa kazığında hesaplanan kesit tesiri zarfları (a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti**Tablo P12-6:** SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri

Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kazık aralığı * Kısmi katsayı = Tasarım kesit tesiri				
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	412	0.9	1.35	501
Kesme kuvveti (kN)	144	0.9	1.35	175
Eğilme momenti (kNm)	133	0.9	1.35	162

P13 - MİNİ KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI

P13-1. Projenin Tanıtımı

Bu projede, kum- çok ayrıışmış kumtaşı birimin hâkim olduğu ve yeraltı su seviyesinin olmadığı bir parselde yapılacak olan 7.5 m'lik bir kazının desteklenmesi amaçlanmaktadır. Sahanın plan görünümü P11 nolu projede Şekil P11-1'de verilmiş olup bu projede 3-3 kesiti ele alınmıştır. Zemin ve temel etüdü veri raporu kullanılarak sahaya ait zemin profili Şekil P13-1'deki gibi elde edilmiştir. Bina temelinin çok ayrıışmış kumtaşı birime oturması planlanmaktadır.



Şekil P13-1: Zemin profili ve kazı derinliği

P13-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Bu proje kapsamında yapılan analizlerde P11 nolu projede bölüm P11-2'de seçilen zemin parametreleri kullanılmıştır. Zeminlerin tasarım parametreleri Tablo P13.1'de verilmiştir.

Tablo P13-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	Efektif Gerilme (Statik)			
		p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Siltli Killi Kum	19.0	100	50	1	30
Çok Ayrıışmış Kumtaşı	19.0	100	150	10	36

P13-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kazı destek yapısının bitişiğinde bir bodrum ve iki normal kata sahip bir bina mevcuttur. Binadan aktarılan karakteristik yük 45 kPa olarak belirlenmiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

Tasarıma esas kazı destek yapısı;

- Geçicidir.
- Kazı derinliği 7.0 m ila 25.0 m aralığındadır ($H=7.5\text{m}$).
- Yatay destek elemanı kullanılacaktır.
- Komşu bina bulunmaktadır.

KDYY-Tablo 1.1.'de tanımlanan esaslara göre analiz kesiti Kazı Kategorisi-2 (KK-2)'ye girmektedir.

Kazı Destek Sistemi Seçimi

Kazı destek yapısının seçimi aşağıdaki esaslara göre belirlenmiştir.

- Kazının derinliği
- Sahada yeraltı suyu bulunmaması

Sahadaki zemin koşullarının uygunluğu, uygulama hızının artması ve ekonomik oluşu dikkate alındığından mini kazıklı ve çok sıra ankrajlı bir iksa sisteminin bu cephe için uygun olacağı görüşüne ulaşılmıştır. Cephe boyunca belirli bölgelerde lokal tünek sularla karşılaşılması durumunda, killi kum tabakasında kazıklar arasında zemin kaçışı gerçekleşmemesi için kazıkların önüne içinde tek sıra çelik hasır içeren 10 cm kalınlığında püskürtme beton yapılmasına karar verilmiştir.

Deplasman Kriterleri

Bu projede dikkate alınan deplasman kriterleri;

- Kazıya bitişik komşu yapıda meydana gelebilecek dönme miktarının sınırlandırılması amacıyla statik yükleme durumunda üst limit değer olarak $1/500$ değeri esas alınmıştır.
- Ankrajlı sistemlerde meydana gelecek yanal deplasmanlar için $\delta h=0.002H$ değeri üst limit olarak alınmıştır. Kazı derinliği 7.5 m olduğu için yatay iksa deplasmanları için $\delta h=1.5$ cm üst sınır değer olarak kullanılabilir.

Deprem Etkisi

Projede kazı destek yapısı geçici ve kazı derinliği $H<15$ m olduğu için KDYY-Tablo 2.6'ya göre deprem etkisi dikkate alınmamıştır.

Halat Kapasitesi

0.6 inçlik (15.2 mm çapında) yedi örgülü tek bir öngermeli halatın (Y1860S7-15,2) karakteristik çekme dayanımı $P_{t,k} = 260$ kN'dur (*prEN 10138-3 veya BS 5896:2012*). Ankraj demetini oluşturan tek bir halat üzerindeki P_0 öngörme yükü, $P_{t,k}$ karakteristik çekme dayanımının % 60'ından fazla olamaz (Bağıntı P5-1).

Kök Kapasitesi

Ankraj kök bölgesinde oluşması beklenen ankraj nihai çeper sürtünmesi,

- Kum tabakası için KDYY-Tablo 3.2. esas alınarak $\tau_f = 250$ kPa ve
- Çok Ayırışmış Kumtaşı tabakası için KDYY-Tablo 3.2. esas alarak $\tau_f = 500$ kPa

olarak seçilmiştir. Bu projede güvenlik sayısı $\xi=2.5$ olarak alınarak karakteristik değerler hesaplanmıştır (KDYY-3.2.2.3.e). Ankraj delgi çapı $D = 13$ cm ve kök boyu $L_{tb} = 8$ m olan bir ankrajın kök boyunca

“ankraj kökü nihai, karakteristik ve tasarım taşıma kapasitesi” değerleri P4-2, P4-3 ve P4-4 bağıntılarına göre hesaplanmıştır.

Kum tabakası için; $T_f = 817$ kN, $T_k = 327$ kN, $T_d = 297$ kN

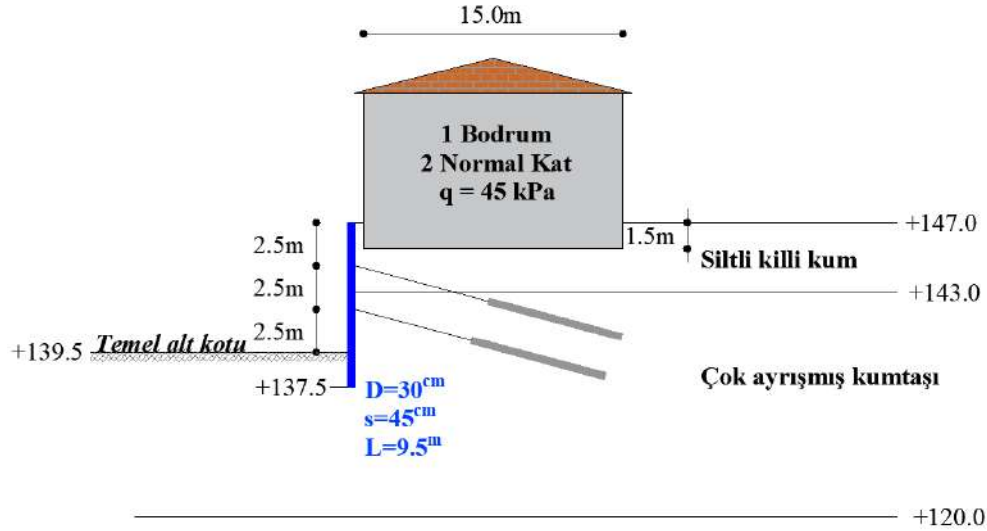
Çok ayrıışmış kumtaşı tabakası için $T_f = 1634$ kN, $T_k = 653$ kN, $T_d = 594$ kN

P13-4. Analizler

Yapılan değerlendirme çalışmaları sonucunda yapısal elemanlara ait ön boyutlandırma aşağıdaki gibi planlanmıştır.

- Düşey destek eleman çapının $D=30$ cm ve merkezden merkeze mesafesinin $s=45$ cm olması.
- Kazık soket boyunun 2.0 m olarak seçilmesi.
- Hesap kesitinde iki sıra öngermeli ankraj kullanılması.

Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti Şekil P13-2’de verilmiştir.



Şekil P13-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti

Kazı destek yapısı iki sıra öngermeli zemin ankrajı ile desteklenmiş 30 cm çaplı mini kazıklı iksa sistemi olarak tasarlanmıştır. Kazıklar 9.5 m uzunluğunda olup, merkezden merkeze 45 cm mesafeyle imal edilecektir. Kazı derinliği 7.5 m’dir ve plansız kazı aşaması da göz önüne alınmıştır. Ankrajlar düşeyde 2.5 m, yatayda ise 2.25 m aralıkla tasarlanmıştır.

Sahada yeraltı suyu olmadığı için kazı destek sisteminin tasarımı sadece drenajlı durum için yapılmıştır. Nihai ve servis limit durumları için yapılacak analizler ile hem geoteknik, hem de yapısal elemanlar bakımından gerekli şartların sağlandığı gösterilmiştir.

Parametreler

Analizlerde kum ve çok ayrıışmış kumtaşı tabakaları için Hardening Soil bünye modeli seçilmiştir. Bünye modeline ait tasarım parametreleri Tablo P13-1’deki gibi kullanılmıştır. Sayısal analizlerde yapısal elemanlar doğrusal elastik olarak tanımlanmış ve Tablo P13-2’de verilen parametreler kullanılarak modellenmiştir.

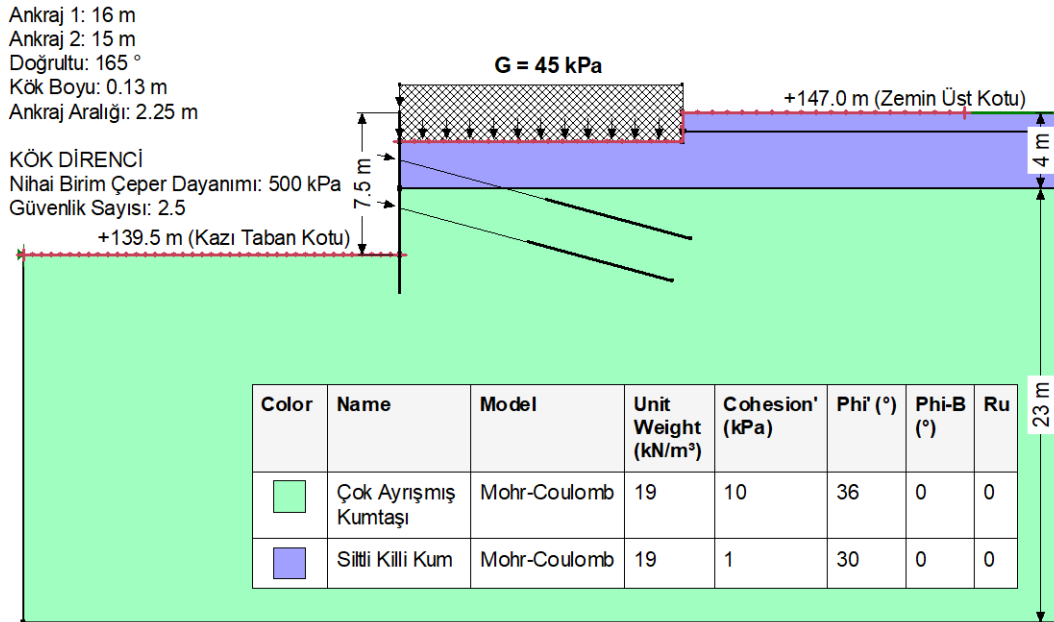
Tablo P13-2: Sayısal analiz için yapısal elemanların girdi parametreleri

Parametre	Mini Kazık D=0.3m; s=0.45m	3*0.6'' ankraj halatı s _h =2.25m	Klasik ankraj kökü, D=0.13m
EA (kN/m)	5.2E6	84E3	59.0E3
EI (kN/m ² /m)	29.2E3	-	-
w (kN/m/m)	0.94	-	-
v	0.2	-	-

Aşama 1 - LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

Bu aşamada KDDY-Tablo 2.1’de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak, göçme sınır durumu analizi sonucunda elde edilen minimum güvenlik sayısının $GS \geq 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmelidir. Projenin ön tasarımında 2.5 m aralıklar ile yerleştirilecek iki sıra 3*0.6" halatlı ankraj kullanımasına karar verilmiş ve ankrajların boyları sırasıyla 16 ve 15 m olarak seçilmiştir. Ankrajlar yatay mesafe aralıkları cephe boyunca $s_h=2.25$ m olacak şekilde uygulanmıştır. Ankrajların kök boyu $L_{tb}=8$ m ve ankraj delgisine ait shaft çapı $D=13$ cm olarak alınmıştır.

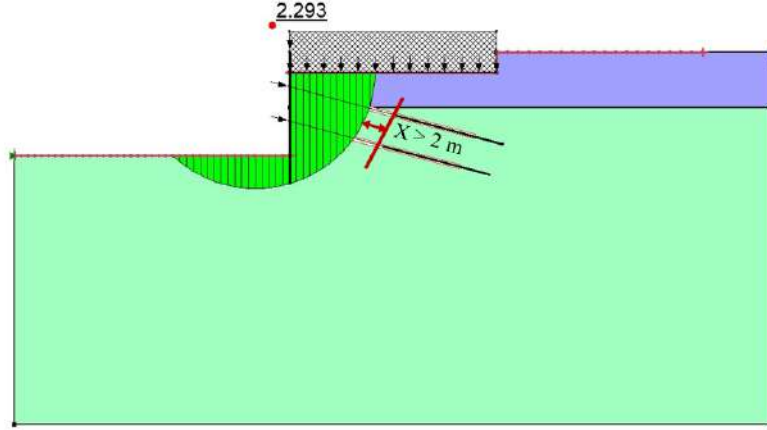
Kazıkların maksimum kesme kuvveti, $V_c=49$ kN olarak alınmıştır. Problem iki boyutlu (2D) olarak modellenmiş ve yapılan modellemeye ait ekran görüntüsü, zemin ve ankraj özellikleri Şekil P13-3’te gösterilmiştir.



Şekil P13-3: LEM yazılımında modellenen tasarım

Şekil P13-3’te verilen “ön tasarıma” ait en düşük güvenlik sayısına sahip olası göçme yüzeyi Şekil P13-4’te görülmektedir. Daha düşük güvenlik sayıları ile ön tasarımı yapılan alternatif sistemlerin SLS analizlerinde deplasman kriterinin sağlanmadığı görülmüştür. Bu nedenle güvenlik sayısını 2.293 olarak veren ön tasarımın Aşama 1 için gerekli olan $GS \geq 1.0$ şartını sağlaması nedeniyle bu tasarım ile devam

edilmiştir. Şekilde görüldüğü üzere serbest uzunluk KDYY'deki ilgili maddeye uyularak $X=2$ m kadar uzatılmıştır.



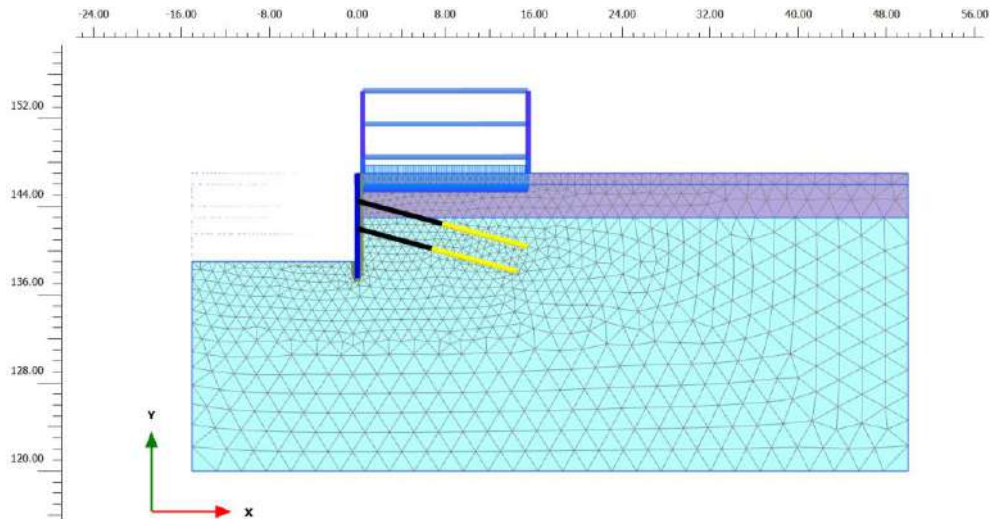
Şekil P13-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı

Aşama 2 - SLS Kontrolü (SLS-GEO)

SLS hesapları sonlu elemanlar analizi ile yapılmıştır. Tüm imalat aşamaları aşağıdaki gibi sayısal modele dahil edilmiştir.

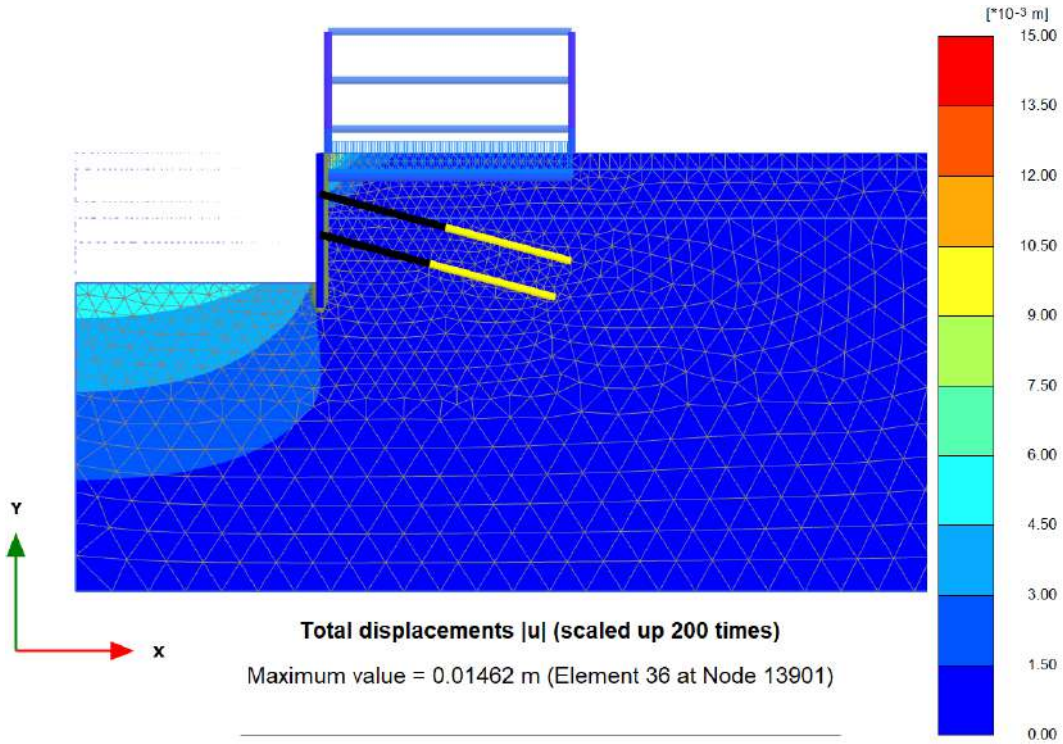
- Aşama 1: Yüklerin tanımlanması
- Aşama 2: Mini kazık imalatı
- Aşama 3: Kazı 1
- Aşama 4: Ankraj 1
- Aşama 5: Kazı 2
- Aşama 6: Ankraj 2
- Aşama 7: Nihai kazı + plansız kazı

Hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağına ait ekran görüntüsü Şekil P13-5'te verilmiştir. P13-3 başlığı altında tanımlanan ankraj kök karakteristik kapasitesi Çok Ayrışmış Kumtaşı tabakası için $T_k = 653$ kN olarak hesaplandığı için sayısal modelde kullanılacak $F_{\text{prestress}}$ değeri sınır değerden daha düşük olmalıdır; $F_{\text{prestress}}=400$ kN olarak seçilmiştir.

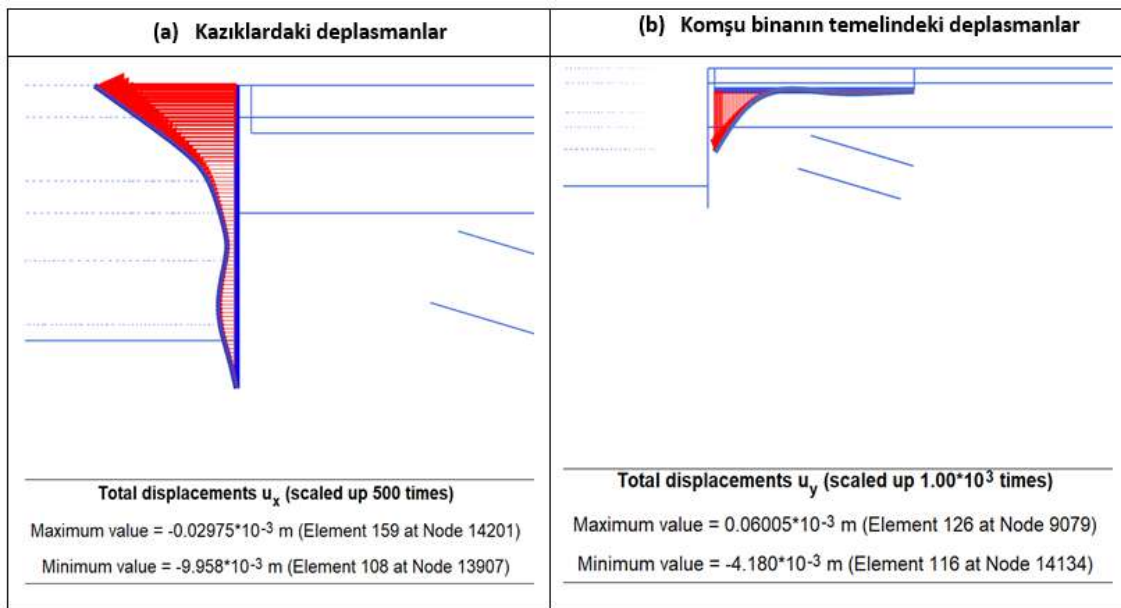


Şekil P13-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı

Analizler sonucunda model genelinde oluşan deplasmanlar Şekil P13-6’da verilmiştir. İksa düşey elemanlarında hesaplanan yatay deplasmanlar yaklaşık $\delta h \approx 1.0$ cm mertebesinde (Şekil P13-7.a). $\delta h = 1.0\text{ cm} < 0.002H = 0.002 * 750 = 1.5\text{ cm}$ olduğundan deplasman kriteri olarak seçilen $\delta h=0.002H$ limit değeri aşılmadığı görülmüştür. Bina radye temelının her iki köşesinde iksa nedeniyle oluşan oturma değerleri 4 mm ve 0.06 mm’dir. Temelin iksaya yakın 4.0 m’lik genişliğinde oluşan bu deplasmanın temel sisteminde neden olduğu açısıl dönme değeri $\sim 1/1000$ olarak hesaplanmıştır ve $1/500$ limit değeri aşılmadığı görülmüştür (Şekil P13-7.b). Yolda oluşan deplasmanlar da kabul edilebilir mertebededir.



Şekil P13-6: Plansız kazı aşamasındaki (Aşama-7’de) toplam deplasman konturları



Şekil P13-7: İksa sisteminde ve komşu yapıda oluşan deplasmanlar

Aşama 3 - Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS- STR)

Bu aşamada yapısal elemanlar için kontroller yapılacaktır. Yapısal tasarım kontrolleri;

- Halat taşıma kapasitesinin kontrolünü,
- Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılmasını,
- Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığında hesaplanan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerini,

içermektedir.

İlk olarak halatlar üzerinde oluşan kuvvetler SLS modeli üzerinden kontrol edilmiştir. Birinci ve ikinci sıra ankrajlar üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 403 kN ve 403 kN olarak hesaplanmıştır (Tablo P13-3).

Bir sonraki aşamada, SLS analizlerinden elde edilen ankraj kuvvetleri 1.35 ile çarpılarak öngermeli üç halatın karakteristik çekme dayanımı ile karşılaştırılmıştır (Tablo P13-4). Ankraj halatlarına gelen kuvvetler, üç halat seçilmesi durumunda $3 * P_{t,k} = 3 * 260 = 780 \text{ kN}$ 'dan küçük olduğu için ankrajlarda üç halat kullanılmasına karar verilmiştir.

Tablo P13-3: Plansız kazı aşamasında ankrajlarda oluşan yükler

Ankraj No	Ankraj Kotu	Hesaplanan Yük Değeri [kN]
1. sıra ankraj	144.500	402.873
2. sıra ankraj	142.500	403.220

Tablo P13-4: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü

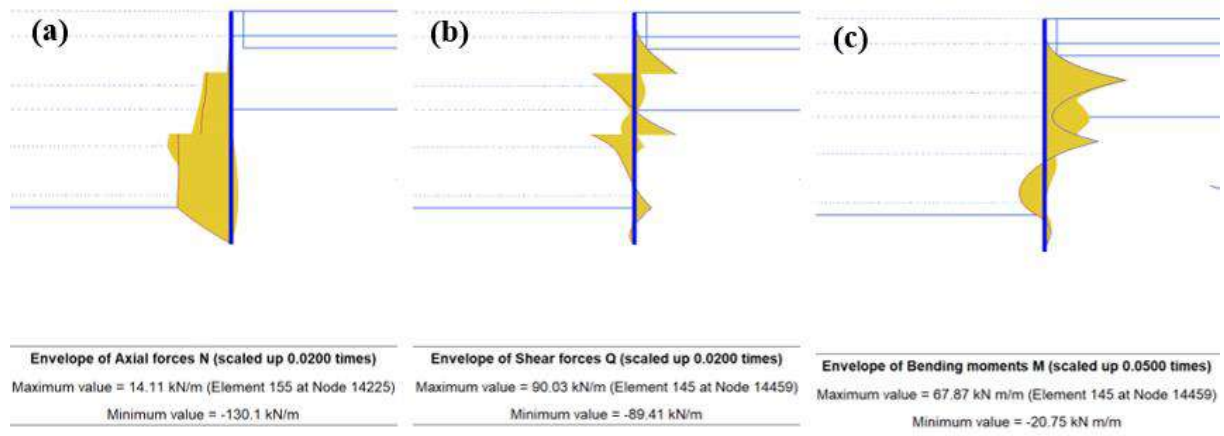
Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (SLS) * Kısmi katsayı < $3 * P_{t,k}$			
	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (kN)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj halat kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	403	1.35	544 < 780
2. sıra ankraj	403	1.35	544 < 780

Bir sonraki aşamada ise her sıradaki ankraj köküne gelen kuvvetler bulunmuştur. Birinci ve ikinci sıra ankraj kökleri üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 102 kN/m ve 97 kN/m olarak hesaplanmıştır. Tablo 13-5'te her bir ankraj sırası için hesaplanmış olan ankraj kökü kuvvetleri, ankraj kökü karakteristik taşıma kapasitesi ile karşılaştırılmış ve daha küçük olduğu görülmüştür.

Tablo P13-5: Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması

Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (SLS) * Yatay ankraj aralığı * Kısmi katsayı < T_k				
	Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (kN/m)	Yatay ankraj aralığı, s_h (m)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj kök kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	102	2.25	1.35	310 < 653
2. sıra ankraj	97	2.25	1.35	295 < 653

Şekil P13-8’de Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığı için bulunan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri verilmiştir. Kazık aralıkları ve kısmi katsayılar kullanılarak hesaplanan kesit tesirleri Tablo P13-6’da gösterilmiştir.



Şekil P13-8: Plansız kazı aşamasında (Aşama-7’de) iksa kazığında hesaplanan (a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti zarfları

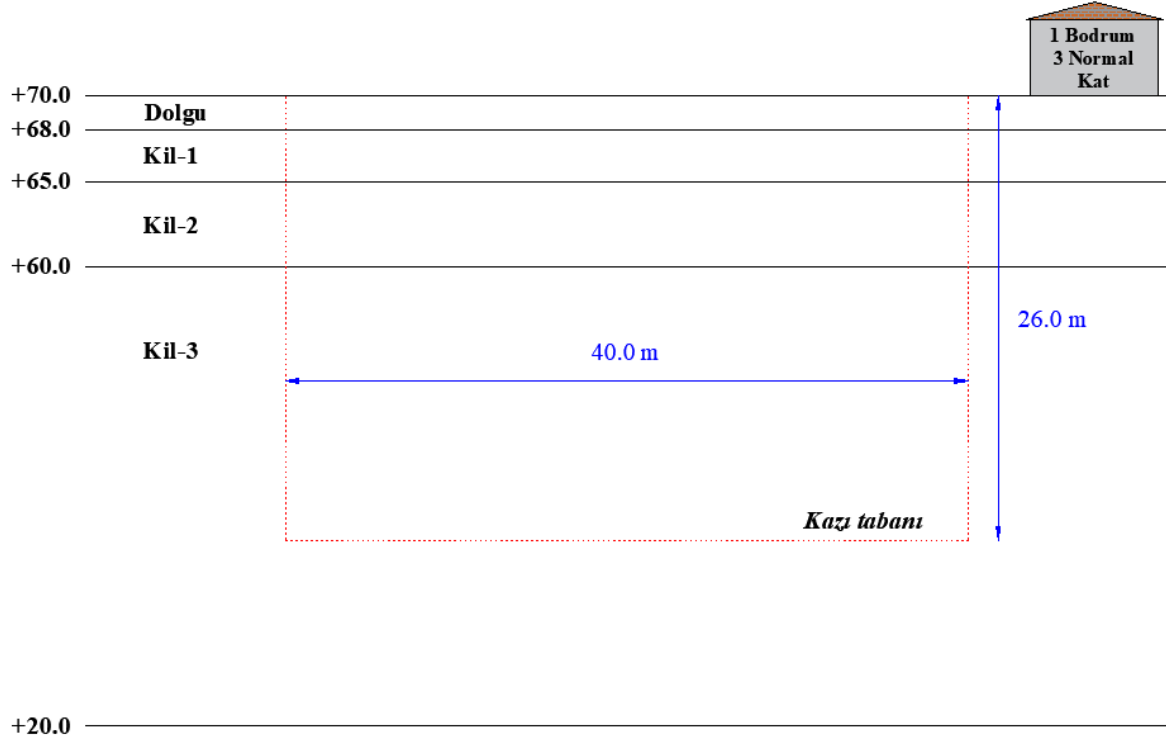
Tablo P13-6: SLS kontrolü sonucunda mini kazıkta hesaplanan kesit tesirleri

Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kazık aralığı * Kısmi katsayı = Tasarım kesit tesiri				
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	130	0.45	1.35	79
Kesme kuvveti (kN)	90	0.45	1.35	55
Eğilme momenti (kNm)	68	0.45	1.35	41

P14 - FORE KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI

P14-1. Projenin Tanıtımı

Bu projede, yumuşak kil ve sert kil aralığında değişim gösteren kil birimlerin hâkim olduğu bir bölgede yapılacak bir bina kazısının desteklenmesi amaçlanmaktadır. Sahada yeraltı suyu yoktur. Proje sahası ve çevresindeki kotlar +70.0 ~ +72.0 arasında değişmektedir. Kazı derinliğinin 26 m olacağı öngörülmektedir. Zemin ve Temel Etüdü Veri Raporu kullanılarak saha için elde edilen zemin profili ve kazının kesitteki geometrisi Şekil P14-1’de gösterilmektedir.



Şekil P14-1: Zemin profili ve kazı derinliği

P14-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Bu sahaya ait Zemin ve Temel Etüdü Geoteknik Raporu’ndan yararlanılarak zeminlerin tasarım parametreleri Tablo P14-1’de görüldüğü gibi belirlenmiştir.

Tablo P14-1: Sahadaki zeminlerin tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	K_o	Toplam Gerilme (Statik)				Efektif Gerilme (Statik)			
			p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Dolgu	17.0	0.58	100	25	50	0	100	25	5	24
Kil-1	17.0	0.58	100	30	60	0	100	30	5	25
Kil-2	18.0	0.58	100	85	160	0	100	85	10	25
Kil-3	20.0	0.50	100	100	20	30	100	100	20	30

P14-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kazı destek yapısına 5 m uzaklıkta bir adet bodrum ve üç adet normal kat olmak üzere toplam dört katlı bir bina mevcuttur. Binadan aktarılan karakteristik yük 50 kPa mertebesindedir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

Tasarıma esas kazı destek yapısı;

- Geçicidir.
- Kazı derinliği 25.0 metreden fazladır ($H = 26\text{m}$).
- Kazı çevresinde kazıdan etkilenebilecek yatay mesafede bir bina vardır.
- Yatay destek elemanı kullanılacaktır.

Dolayısıyla, KDYY-Tablo 1.1.'de tanımlanan esaslara göre hesap kesiti Kazı Kategorisi-3 (KK-3)'e girmektedir. Diğer tüm cepheler de KK-3 olarak tanımlanmaktadır.

Kazı Destek Sistemi Seçimi

Kazı destek yapısı aşağıdaki esaslara göre belirlenmiştir:

- Sahada yeraltı suyu bulunmadığı için düşey iksa elemanlarının aralıklı fore kazık olması.
- Çevre yapılar bakımından deplasmanların sınırlı tutulması gerekliliği nedeniyle yatay destek elemanlarının öngermeli ankrajlarla teşkil edilmesi.

Deplasman Kriterleri

Bu projede;

- Kazı nedeniyle komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme miktarı statik yükleme durumunda 1/500 değerini aşmamalıdır.
- Ankrajlı sistemlerde meydana gelecek yanal deplasmanlar için $\delta h = 0.0015H$ değeri üst limit olarak alınmıştır. Kazı derinliği 26 m olduğu için yatay iksa deplasmanları için $\delta h = 3.9$ cm üst sınır değer olacaktır.

Deprem Etkisi

Bu proje KK-3'e giren geçici bir kazı destek sistemi olması nedeniyle statik durumdaki analizlere ek olarak deprem etkisinin de göz önüne alınması gerekmektedir. İlk 30 m'de ortalama kayma dalgası hızı, $V_{s,30} = 380$ m/s olarak belirlenmiştir. Bu doğrultuda, Türkiye Deprem Tehlike Haritası'nda proje sahası için kısa periyot bölgesi tasarım spektral ivme katsayısı ZC zemin sınıfı ve DD-4 depremi baz alınarak, $S_{DS} = 0.56$ 'dır. KDYY-Tablo 2.8'den r katsayısı ise 1.5 olarak seçilmiştir. Yatay eşdeğer ivme katsayısı, $k_h = 0.4 \cdot S_{DS}/r = 0.4 \cdot 0.56/1.5 = 0.15$ ve düşey eşdeğer ivme katsayısı 0.5 $k_h = 0.075$ olarak hesaplanmıştır ve bu katsayılar kullanılarak statik eşdeğer hesap yöntemine göre GDA analizi yapılmıştır.

Halat Kapasitesi

0.6 inçlik (15.2 mm çapında) yedi örgülü tek bir öngermeli halatın (Y1860S7-15,2) karakteristik çekme dayanımı $P_{t,k} = 260$ kN'dur (*prEN 10138-3 veya BS 5896:2012*). Ankraj demetini oluşturan tek bir halat üzerindeki P_0 öngörme yükü, $P_{t,k}$ karakteristik çekme dayanımının % 60'ından fazla olamaz. Böylelikle,

P_0 değerinin aşağıdaki bağıntı dikkate alınarak 150 kN/m^2 dan küçük olması gerektiği görülebilir (Bağıntı P5-1).

Kök Kapasitesi

Ankraj kök bölgesinde oluşması beklenen ankraj nihai çeper sürtünmesi, daha önce benzer sahada yapılmış olan araştırma test sonuçlarına dayanılarak $\tau_f = 400 \text{ kPa}$ olarak seçilmiştir. Buna bağlı olarak bu projede, KDYY-3.2.2.3.e maddesine istinaden güvenlik sayısı $\xi=2.0$ alınarak karakteristik değerler hesaplanmıştır. Ankraj delgi çapı $D = 13 \text{ cm}$ ve kök boyu $L_{tb} = 8 \text{ m}$ olan bir ankrajın kök boyunca “ankraj kökü nihai, karakteristik ve tasarım taşıma kapasitesi” değerleri P4-2, P4-3 ve P4-4 bağıntılarına göre hesaplanmıştır.

Ankraj kökü nihai taşıma kapasitesi, $T_f = 1307 \text{ kN}$

Ankraj kökü karakteristik taşıma kapasitesi, $T_k = 653 \text{ kN}$

Ankraj kökü tasarım taşıma kapasitesi, $T_d = 594 \text{ kN}$

KDYY-3.2.2.3.e maddesine göre “KDYY-Tablo 3.1, 3.2 ve 3.3’te verilen nihai çeper sürtünmesi değerlerinden karakteristik çeper sürtünmesi değerlerini elde etmek için kullanılacak güvenlik sayıları (ξ) 2.5 ile 4.0 arasında seçilebilir. Eğer araştırma testi yapılmışsa güvenlik sayısı 2.0’ye kadar düşürülebilir.” Bu maddeye uyularak güvenlik sayısı $\xi=2.0$ alınma nedenini ortaya koyan **araştırma testinin**, proje sahasındaki ankrajların kök bölgesine tekabül eden zemin özellikleriyle benzer olduğu ve test sonuçlarına göre seçilen karakteristik çeper sürtünmesinin ölçülen değerlerle uyumlu olduğu açıkça gösterilmelidir.

P14-4. Analizler

Yapılan ön değerlendirme çalışmaları sonucunda KDY tasarımı aşağıdaki gibidir:

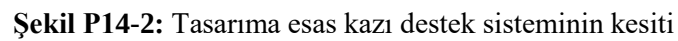
- Düşey destek eleman çapının $D=80 \text{ cm}$ ve merkezden merkeze mesafesinin $s=100 \text{ cm}$ olması.
- Kazık soket boyunun 5.0 m olarak seçilmesi.
- Hesap kesitinde on bir sıra öngermeli ankraj kullanılması.

Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti Şekil P14-2’de verilmiştir.

Çalışma sahasında yeraltı suyu bulunmadığından, on bir sıra öngermeli zemin ankrajı ile desteklenmiş 80 cm çapında aralıklı kazıklı iksa sistemi tasarlanmıştır. Kazıklar 31 m uzunluğunda ve merkezden merkeze 1.0 m mesafeyle imal edilecektir. Kazı derinliği 26 m olup plansız kazı aşaması da göz önüne alınmıştır. Ankrajlar düşeyde $2.2\text{-}2.5 \text{ m}$, yatayda ise 2.0 m aralıklar ile tasarlanmıştır. Sahada yeraltı suyu olmadığı için kazı destek sisteminin tasarımı sadece drenajlı durum için yapılmıştır. Nihai ve servis limit durumları için yapılacak analizler ile hem geoteknik, hem de yapısal elemanlar bakımından gerekli şartların sağlandığı gösterilmiştir.

Parametreler

Analizlerde tüm zemin tabakaları için Hardening Soil bünye modeli seçilmiştir. Bünye modeline ait tasarım parametreleri Tablo P14-1’deki gibi kullanılmıştır. Eşdeğer statik hesaplarda zeminler için Tablo P14-2’deki sismik parametreler kullanılmıştır. Sayısal analizlerde yapısal elemanlar doğrusal elastik olarak tanımlanmıştır. Yapısal elemanlara ait parametreler Tablo P14-3’te verilmiştir. Öngermeli ankrajlar ile desteklenen iksa yapısı KDYY-Tablo 3.5’te tanımlanan aşamalar izlenerek tasarlanmıştır.

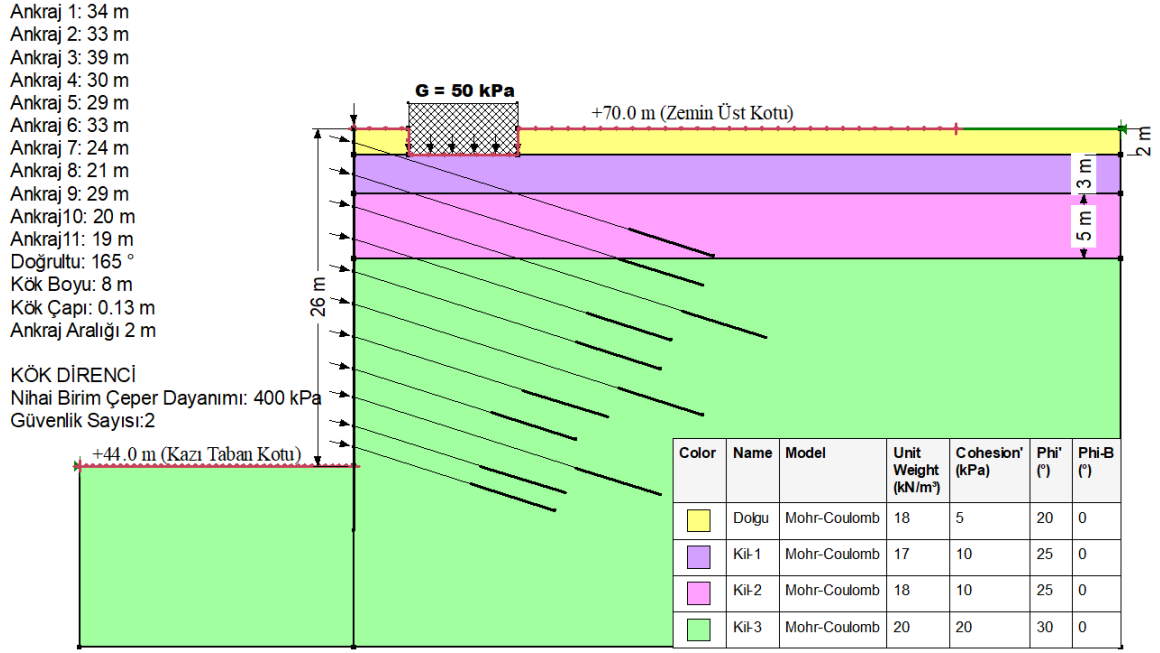


			HS Model (Sismik Durum)			
Birim	c (kPa)	ϕ (°)	E _{50,ref} (MPa)	E _{oed,ref} (MPa)	E _{ur,ref} (MPa)	P _{ref} (kPa)
Dolgu	50	0	85	85	255	100
Kil-1	60	0	107	107	321	100
Kil-2	160	0	205	205	615	100
Kil-3	20	30	274	274	822	100

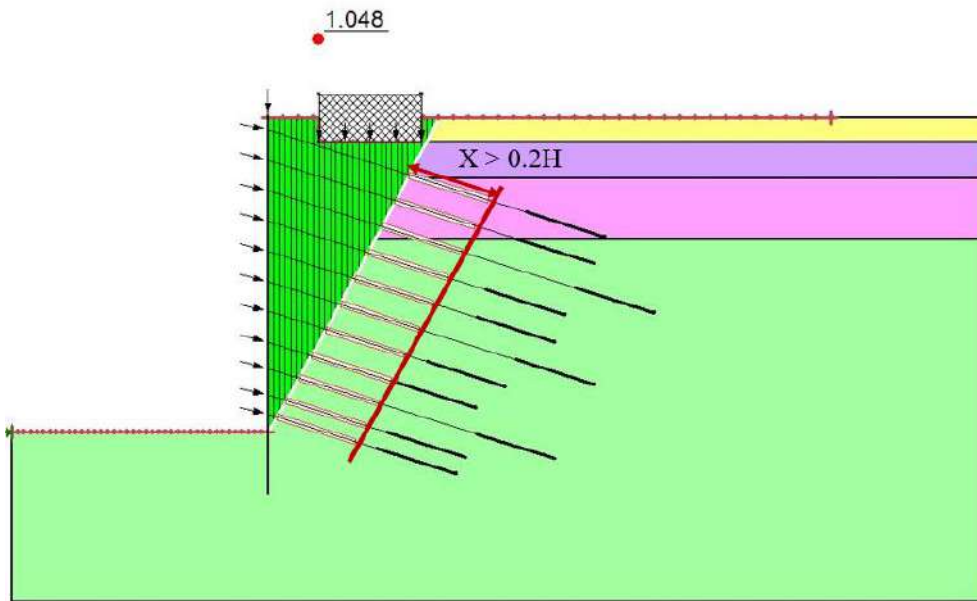
Parametre	Fore Kazık D=0.8m; s=1.0m	4*0.6'' ankraj halatı s _h =2.0m	Klasik ankraj kökü, D=0.13m
EA (kN/m)	16.6E6	84E3	117.6E3
EI (kN/m ² /m)	663.5E3	-	-
w (kN/m/m)	3.0	-	-
v	0.2	-	-

Aşama 1- LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

Öncelikle, KDYY-Tablo 2.1’de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak yapılacak göçme sınır durumu hesabı sonucunda elde edilen güvenlik sayıları incelenerek $GS \geq 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmelidir. Projenin ön tasarımında 2.2-2.5 m aralıklar ile yerleştirilecek on bir sıra 4*0.6" halatlı ankraj kullanılması karar verilmiş ve ankrajların boyları sırasıyla 34, 33, 39, 30, 29, 33, 24, 21, 29, 20 ve 19 m olarak seçilmiştir. Ankrajlar yatay mesafe cephe boyunca $s_h=2.0$ m aralıkla ve uygulanmıştır. Ankrajların kök boyu $L_{tb} = 8$ m ve ankraj delgisine ait shaft çapı $D=13$ cm olarak alınmıştır. Kazıkların maksimum kesme kuvveti, $V_c=390$ kN olarak alınmıştır. Problem iki boyutlu (2D) olarak modellenmiştir ve yapılan modellemeye ait ekran görüntüsü, zemin ve ankraj özellikleri Şekil P14-3’te gösterilmiştir.



Şekil P14-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım



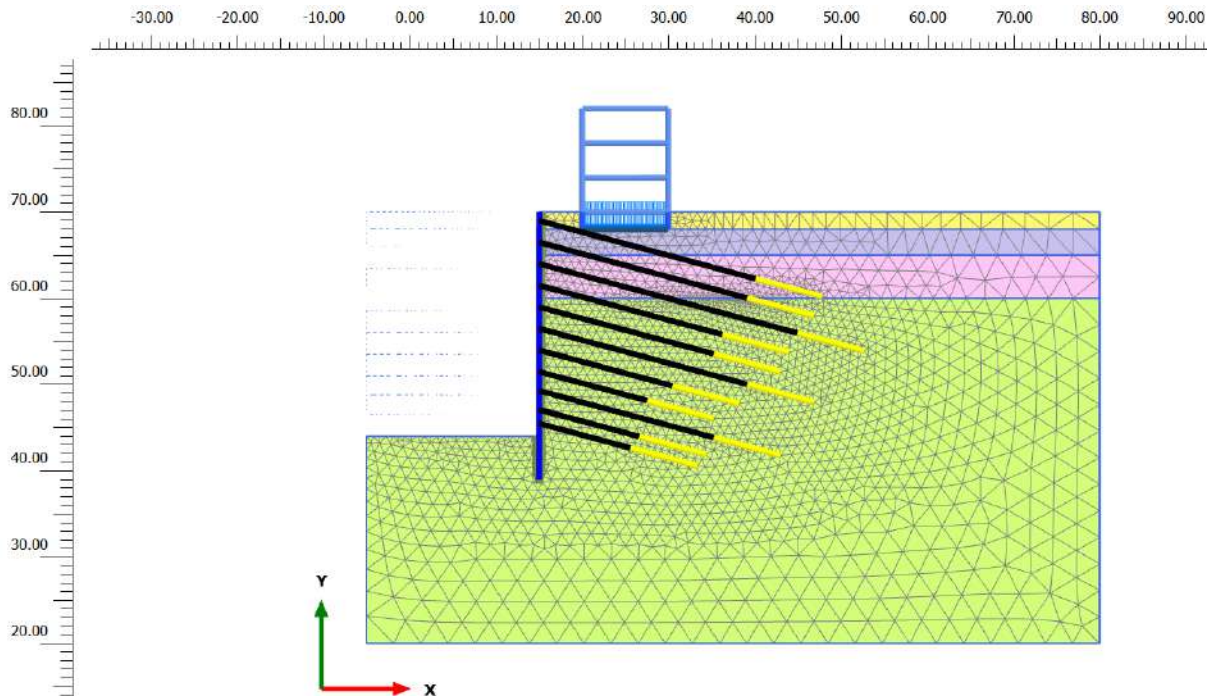
Şekil P14-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı

Şekil P14-3'te gösterilen “ön tasarım” için en düşük güvenlik sayısına sahip olası göçme yüzeyi Şekil P14-4'te gösterilmiştir. Güvenlik sayısı 1.048 olarak hesaplanmış ve Aşama 1 için gerekli olan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır. Şekilde görüldüğü üzere serbest uzunluk KDYY'deki ilgili maddeye uyularak $X=0.2H$ şartı sağlanmıştır.

Aşama 2 - SLS Kontrolü (SLS-GEO)

SLS hesapları sonlu elemanlar analizi ile yapılmıştır. Tüm imalat aşamaları aşağıdaki gibi sayısal modele dahil edilmiştir. Pseudo analizi için Aşama 24'e ilave olarak iki aşama daha eklenmiştir.

Aşama 1: Yüklerin tanımlanması
Aşama 2: Kazık imalatı
Aşama 3: Kazı 1
Aşama 4: Ankraj 1
...
Aşama 23: Ankraj 11
Aşama 24: Nihai kazı + plansız kazı
Aşama 25: Drenajsız (toplam gerilme) parametrelere geçiş
Aşama 26: k_h ile eşdeğer statik analiz

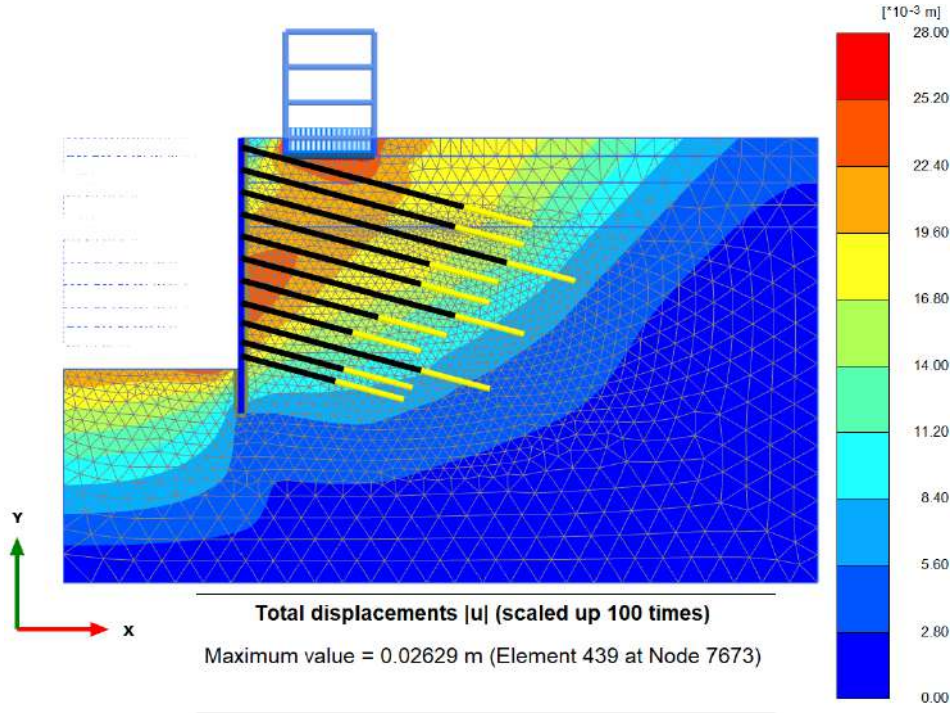


Şekil P14-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı

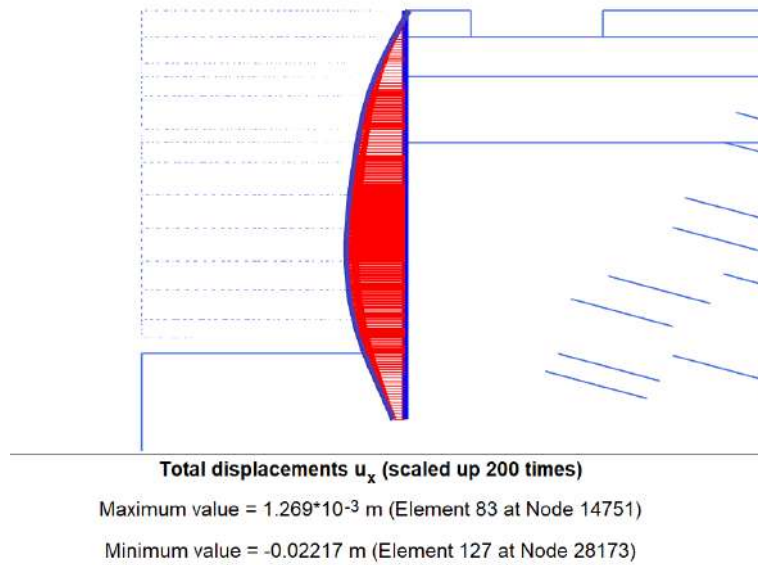
Hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağı Şekil P14-5'te görülebilir. P14-3 başlığı altında tanımlanan ankraj kök karakteristik kapasitesi $T_k = 653$ kN olarak hesaplandığı için sayısal modelde kullanılacak $F_{\text{prestress}}$ değerleri bu sınır değerlerden daha düşük olmalıdır. Bu nedenle;

- ilk iki sıra ankraj için $F_{\text{prestress}}=400$ kN,
- diğer ankraj yükleri $F_{\text{prestress}}=500$ kN

olarak seçilmiştir. Analizler sonucunda model genelinde oluşan deplasmanlar Şekil P14-6'da verilmiştir. İksada oluşan yatay deplasmanlar yaklaşık olarak $\delta h \approx 2.2$ cm mertebesinde (Şekil P14-7). $\delta = 2.2\text{ cm} < 0.0015H = 0.0015 * 2600 = 3.9\text{ cm}$ olduğundan deplasman kriteri olarak seçilen $\delta h = 0.0015H$ limit değerinin aşılmadığı görülmüştür. Bina radye temelini her iki köşesinde iksa nedeniyle oluşan oturma değerleri 2.1 cm ve 2.2 cm'dir. 10 m genişliğinde olan radye temel için açılal dönme değeri 1/10000 olarak hesaplanmış olup 1/500'lük limit değeri aşılmamıştır (Şekil P14-8).



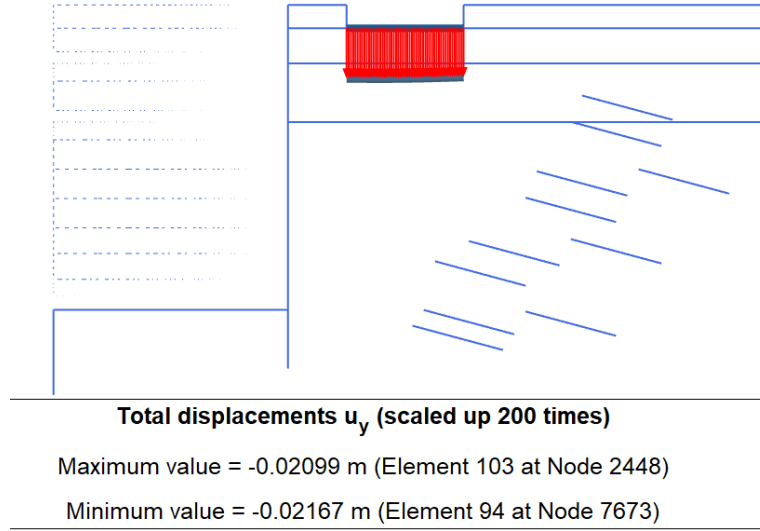
Şekil P14-6: Plansız kazı aşamasında (Aşama 24) model için hesaplanan deplasmanlar



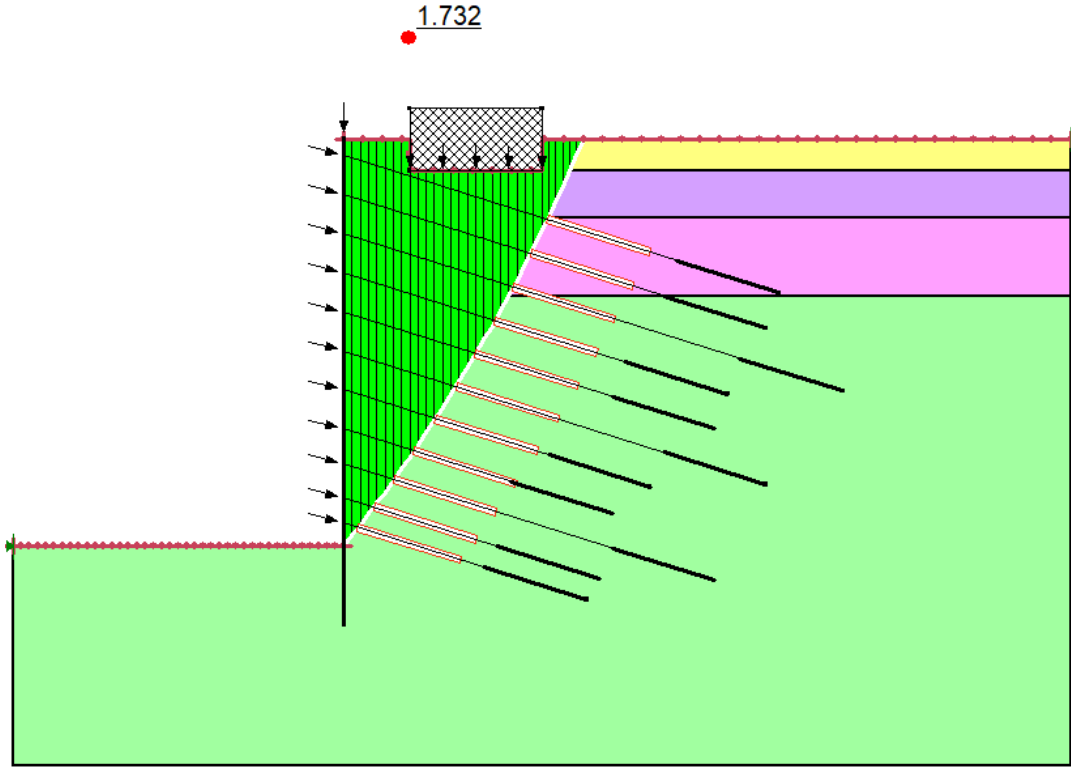
Şekil P14-7: Plansız kazı aşamasında iksa sisteminde oluşan yatay deplasmanlar

Aşama 3 - Deprem Etkisinde ULS Kontrolü (ULS-DEPREM)

Bu aşamada kazı destek sisteminin deprem etkisi altında göçme sınır durumu kontrolü açıklanmıştır. Bu projede statik eşdeğer hesap yöntemine göre göçme kontrolü LEM yazılımı ile modellenmiş ve yatay eşdeğer ivme katsayısı (k_h) hesap modeline dahil edilerek göçmeye karşı güvenlik sayısı hesaplanmıştır. Hesaplanan güvenlik sayısının 1.0'den büyük olma şartı aranmıştır (Şekil P14-9).



Şekil P14-8: Plansız kazı aşamasında radye temelde meydana gelen deplasmanlar



Şekil P14-9: Statik Eşdeğer Hesap analizi sonucunda hesaplanan güvenlik sayıları

Aşama 4 - Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Bu aşamada yapısal elemanlar için kontroller yapılacaktır. Yapısal tasarım kontrolleri;

- Halat taşıma kapasitesinin kontrolünü,
- Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılmasını,
- Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığında hesaplanan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerini,
- Aşama 3-Deprem etkisinde ULS kontrolü sonucunda iksa kazığında hesaplanan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerini

içermektedir.

İlk olarak halatlar üzerinde oluşan kuvvetler SLS modeli üzerinden kontrol edilmiştir. Birinci, ikinci, üçüncü, dördüncü, beşinci, altıncı, yedinci, sekizinci, dokuzuncu, onuncu ve on birinci sıra ankrajlar üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 401 kN, 501 kN, 516 kN, 515 kN, 525 kN, 538 kN, 542 kN, 546 kN, 543 kN, 526 ve 518 kN olarak hesaplanmıştır (Tablo P14-4).

Tablo P14-4: Plansız kazı aşamasında ankrajlarda oluşan yükler

Ankraj No	Ankraj Kotu	Hesaplanan Yük Değeri [kN]
1. sıra ankraj	69.00	400.560
2. sıra ankraj	66.50	500.626
3. sıra ankraj	64.00	515.643
4. sıra ankraj	61.50	514.690
5. sıra ankraj	59.00	524.804
6. sıra ankraj	56.50	537.528
7. sıra ankraj	54.00	541.525
8. sıra ankraj	51.50	545.763
9. sıra ankraj	49.30	543.277
10. sıra ankraj	47.10	525.960
11. sıra ankraj	45.50	518.425

Bir sonraki aşamada, SLS analizlerinden elde edilen ankraj halat kuvvetleri 1.35 ile çarpılarak dört halatın karakteristik çekme dayanımı ile karşılaştırılmıştır (Tablo P14-5). Ankraj halat kuvvetleri, dört halat seçilmesi durumunda $4 * P_{t,k} = 4 * 260 = 1040 kN$ 'dan küçüktür.

Bir sonraki aşamada ise her sıradaki ankraj köküne gelen kuvvetler bulunmuştur. Birinci, ikinci, üçüncü, dördüncü, beşinci altıncı, yedinci, sekizinci, dokuzuncu, onuncu ve on birinci sıra ankraj kökleri üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 134 kN/m, 213 kN/m, 171 kN/m, 160 kN/m, 157 kN/m, 167 kN/m, 160 kN/m, 164 kN/m, 159 kN/m, 151 kN/m ve 147 kN/m olarak hesaplanmıştır. Tablo P14-6'da her bir ankraj sırası için hesaplanmış olan ankraj kökü kuvvetleri, ankraj kökü karakteristik taşıma kapasitesi ile karşılaştırılarak küçük olduğu gösterilmiştir.

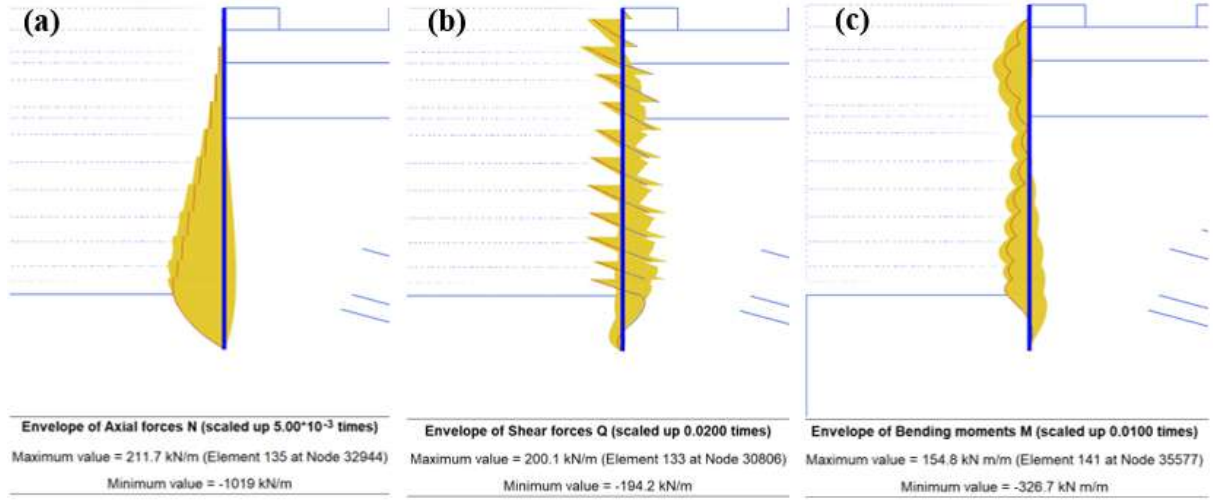
Tablo P14-5: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü

Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (SLS) * Kısmi kat sayısı $< 4 * P_{t,k}$			
	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (kN)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj halat kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	401	1.35	541 < 1040
2. sıra ankraj	501	1.35	676 < 1040
3. sıra ankraj	516	1.35	697 < 1040
4. sıra ankraj	515	1.35	695 < 1040
5. sıra ankraj	525	1.35	709 < 1040
6. sıra ankraj	538	1.35	726 < 1040
7. sıra ankraj	542	1.35	732 < 1040
8. sıra ankraj	546	1.35	737 < 1040
9. sıra ankraj	543	1.35	733 < 1040
10. sıra ankraj	528	1.35	713 < 1040
11. sıra ankraj	518	1.35	699 < 1040

Tablo P14-6: Ankraj kök kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması

Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (SLS) * Yatay ankraj aralığı * Kısmi katsayı $< T_k$				
	Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (kN/m)	Yatay ankraj aralığı, s_h (m)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj kök kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	134	2.0	1.35	362 < 653
2. sıra ankraj	213	2.0	1.35	575 < 653
3. sıra ankraj	171	2.0	1.35	462 < 653
4. sıra ankraj	160	2.0	1.35	432 < 653
5. sıra ankraj	157	2.0	1.35	424 < 653
6. sıra ankraj	167	2.0	1.35	451 < 653
7. sıra ankraj	160	2.0	1.35	432 < 653
8. sıra ankraj	164	2.0	1.35	443 < 653
9. sıra ankraj	159	2.0	1.35	429 < 653
10. sıra ankraj	151	2.0	1.35	408 < 653
11. sıra ankraj	147	2.0	1.35	397 < 653

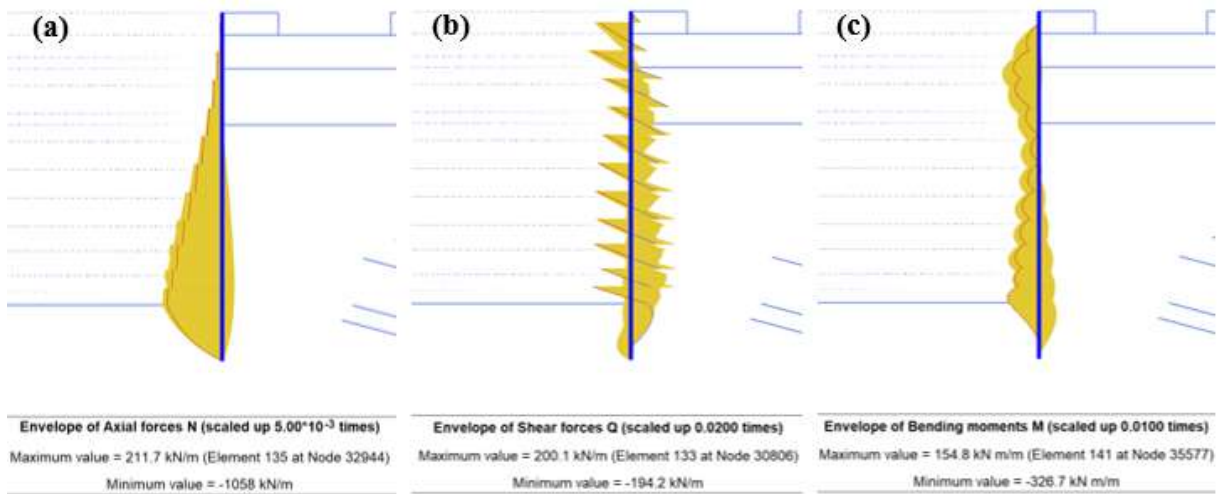
Şekil P14-10'da Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığı için bulunan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri verilmiştir. Kazık aralıkları ve kısmi katsayılar kullanılarak hesaplanan kesit tesirleri Tablo P14-7'de gösterilmiştir. Şekil P14-11'de statik eşdeğer hesap yöntemine göre yapılan GDA analizi sonucunda iksa kazığında hesaplanan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri verilmiştir. Hesaplanan kesit tesirleri Tablo P14-8'de gösterilmiştir.



Şekil P14-10: SLS durumunda kazıktaki (a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti zarfları

Tablo P14-7: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri

Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kazık aralıkları * Kısmi katsayı = Tasarım kesit tesiri				
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	1019	1.0	1.35	1376
Kesme kuvveti (kN)	200	1.0	1.35	270
Eğilme momenti (kNm)	327	1.0	1.35	441



Şekil P14-11: Statik eşdeğer hesap sonunda kazıktaki (a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti zarfları

Tablo P14-8: Statik eşdeğer hesap yönteminde kazıkta hesaplanan kesit tesirleri

	Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kazık aralıkları = Tasarım kesit tesiri		
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	1058	1.0	1058
Kesme kuvveti (kN)	200	1.0	200
Eğilme momenti (kNm)	327	1.0	327

Son olarak, betonarme tasarımda kullanılması gereken kesit tesirleri, statik duruma ve statik eşdeğer hesap yöntemine göre elde edilen değerler karşılaştırılarak en olumsuz olan durum kullanılmıştır. Betonarme tasarım için alınması gereken kesit tesirleri Tablo P14.9’da verilmektedir.

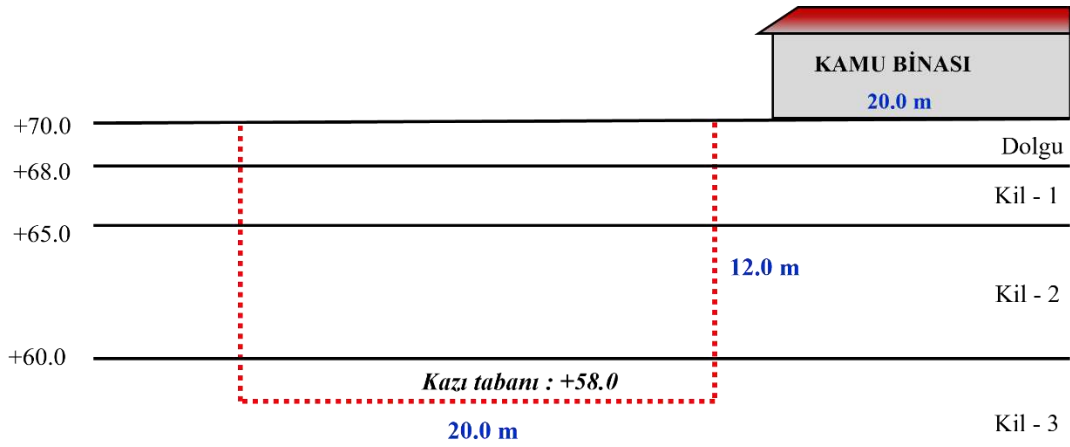
Tablo P14-9: Betonarme tasarımda kullanılması gereken kesit tesirleri

	Betonarme tasarımda kullanılacak kesit tesiri
Eksenel kuvvet (kN)	1376
Kesme kuvveti (kN)	270
Eğilme momenti (kNm)	441

P15 – KUYU PERDELİ VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI

P15-1: Projenin Tanıtımı

Orta katı – sert killerin olduğu bir bölgede yapılacak bir bina kazısının desteklenmesi amaçlanmaktadır. Sahada yeraltı suyu tespit edilmemiştir. Proje sahası ve çevresindeki kotlar +70.0 civarındadır. Kazı taban kotu ise +58’dir. Kazı alanı boyutları 20 m x 30 m’dir ve kazı derinliğinin 12 m olması planlanmıştır. Zemin ve Temel Etüdü Veri Raporu kullanılarak saha için elde edilen zemin profili ve kazı alanı Şekil P15-1’de gösterilmektedir. Bu proje, Şekil P15-1’de gösterilen kamu binasının bulunduğu cephede inşa edilecek olan kazı destek yapısının tasarımını ve boyutlandırmasını içermektedir. Kazının diğer cephelerindeki yapıların tasarımı bu projenin kapsamı dışındadır.



Şekil P15-1: Zemin profili ve kazı derinliği

P15-2: Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Bu sahaya ait Zemin ve Temel Etüdü Geoteknik Raporunda tanımlanan karakteristik değerler uygun bulunduğundan KDYY-2.11.7.a maddesine istinaden ilgili zemin parametreleri aynen kullanılmıştır. Zemin birimleri için seçilen tasarım parametreleri Tablo P15-1’de verilmiştir.

Tablo P15-1: Sahadaki zemin birimleri için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	K_o	Toplam Gerilme (Statik)				Efektif Gerilme (Statik)			
			p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Dolgu	17.0	0.58	100	25	50	0	100	25	5	24
Kil-1	17.0	0.58	100	30	60	0	100	30	5	25
Kil-2	18.0	0.58	100	85	160	0	100	85	10	25
Kil-3	20.0	0.50	100	100	20	30	100	100	20	30

P15-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kazı destek yapısına 5 m uzaklıkta kamu hizmeti amacıyla kullanılan bina bulunmaktadır. 3 normal kattan oluşan bu binanın temel alt kotunun +68.0'da olduğu tespit edilmiştir. Binadan aktarılan karakteristik yük 60 kPa mertebesindedir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi ve Kazı Destek Sistemi Seçimi

Projedeki kazı destek yapısı geçici olarak inşa edilecektir. Kazıdan etkilenebilecek mesafede kamu hizmeti verilen önemli bir bina olması nedeniyle deplasmanların sınırlandırılmasına karar verilmiştir. Bu nedenle kazı destek yapısında yatay destek elemanları kullanılacaktır. Kazı derinliği de dikkate alındığında, inşa edilmesi planlanan kazı destek yapısı, KDYY-Tablo 1.1'de tanımlanan esaslara göre Kategori-2 olarak sınıflandırılabilir.

Kazının yapılacağı parselin geometrisinden ve diğer cephelerde yapılacak imalatlarla etkileşimden kaynaklanan kısıtlı çalışma şartları nedeniyle, düşey destek elemanların yapılacağı dönemde makineli imalat yapılmasına imkan olmadığı bildirilmiştir. Sahada ağırlıklı olarak aşırı konsolide sert killerin bulunması, sahada yeraltı suyu bulunmaması ve imalat sürecinde sahada çalışacak iş güvenliği ve kontrol ekibinin yetkinliği de göz önünde bulundurularak düşey destek elemanların kuyu perde yöntemi ile yapılmasına karar verilmiştir. Projenin ilerleyen safhalarında, diğer cephelerle geometrik kısıtların ortadan kalkmasına bağlı olarak sahada makineli imalat yapılabilecektir. Bu nedenle, kazı nedeniyle oluşabilecek yatay deplasmanları ve çevre binalara etkilerini bertaraf etmek amacıyla kuyu perdenin yatayda 2.0 m aralıklarla tesis edilecek 4 sıra ankraj ile desteklenmesine karar verilmiştir.

Deplasman Kriterleri

KDYY-2.12.7'ye göre ankrajlı sistemlerde meydana gelecek yanal deplasmanlar için genellikle $\delta_h = 0.003H$ (kazı derinliğinin binde üçü) değeri bir üst limit olarak kabul edilmektedir. Bu projede kazıdan etkilenecek mesafede kamuya hizmet veren önemli bir bina bulunduğu için yanal deplasmanların $0.001H$ (1.3 cm) değerini aşmayacak şekilde sınırlandırılmasına karar verilmiştir. Ayrıca, kazı nedeniyle kamu binasında meydana gelebilecek dönme miktarının $1/1000$ 'i aşmadığı kontrol edilecektir.

Halat Kapasitesi

Bu projede 0.6 inçlik (15.2 mm çapında) halatlar kullanılacaktır. Yedi örgülü tek bir öngermeli halatın (Y1860S7-15,2) karakteristik çekme dayanımı $P_{t,k} = 260 \text{ kN}$ 'dur (*prEN 10138-3 veya BS 5896:2012*). Ankraj demetini oluşturan tek bir halat üzerindeki öngerme kuvveti (P_0), karakteristik çekme dayanımının ($P_{t,k}$) % 60'ından fazla olamaz. Böylelikle ankraj öngerme kuvvetinin, P15-1 bağıntısı ile hesaplanarak, 150 kN'dan küçük olması gerektiği görülebilir.

$$P_0 \leq 0.6 * P_{t,k} = 150 \text{ kN} \quad (\text{P15-1})$$

Kök Kapasitesi

Bu projede ankrajların kök bölgelerinin Kil-2 ve Kil-3 birimleri içerisinde kalacağı öngörülmektedir. KDYY-3.2.2.3'e göre ankraj kök bölgesinde oluşması beklenen nihai çeper sürtünmesi, ankraj testlerinden veya KDDY ile tanımlanan tahmini değerler dikkate alınarak belirlenebilir. Bu projede,

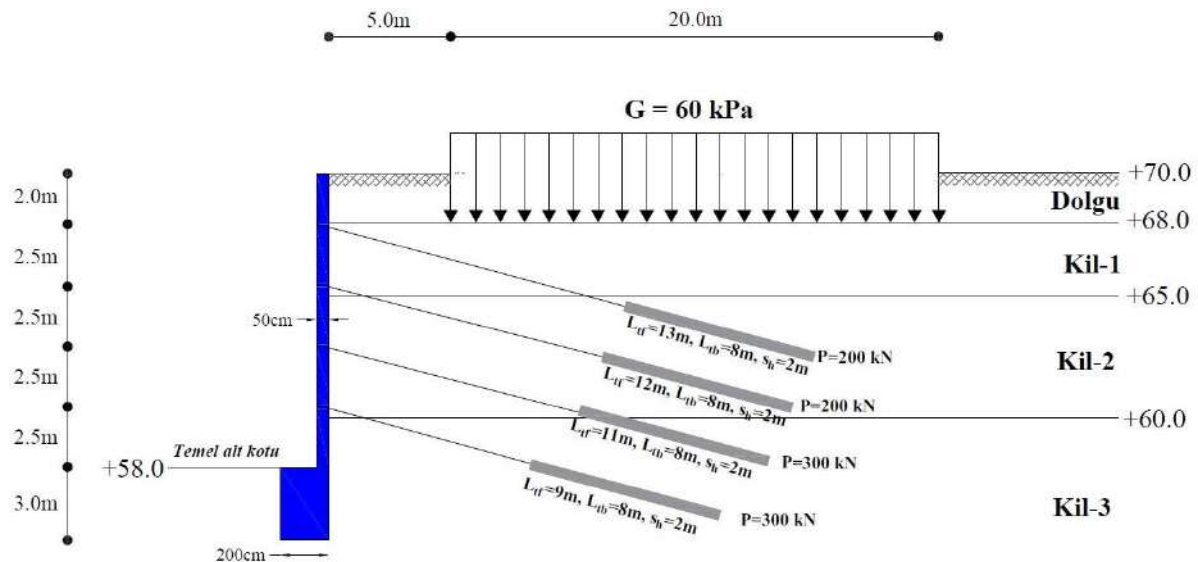
nihai çeper sürtünmelerini belirlemek için KDYY-Tablo 3.1’de kohezyonlu zeminler için önerilen tahmini değerler kullanılmıştır. Kil-2 birimi için tablodaki “Orta Plastisiteli Katı Kil” ve Kil-3 birimi için “Orta Plastisiteli Çok Katı Kil” zemin tanımlarının ortalama değerleri kullanılmıştır. Buna göre Kil-2 ve Kil-3 birimleri için tablodan seçilen değerler sırasıyla 200 MPa ve 300 MPa’dır. Ankraj delgi çapı $D = 13$ cm ve kök boyu $L_{tb} = 8$ m olan bir ankrajın kök boyunca “ankraj kökü nihai ve karakteristik” değerleri P4-1, P4-2 bağıntılarına göre hesaplanmıştır. Buna göre:

- Kil-2 için nihai kök taşıma kapasitesi, $T_f = 653.5$ kN,
karakteristik taşıma kapasitesi, $T_k = T_f / \xi = 653.5 / 2.5 = 261.4$ kN
- Kil-3 için nihai kök taşıma kapasitesi, $T_f = 980.2$ kN,
karakteristik taşıma kapasitesi, $T_k = T_f / \xi = 980.2 / 2.5 = 392$ kN

P15-4: Analizler

Kazı destek yapısının kesiti Şekil P15-2’de gösterilmiştir. Ön tasarıma göre kuyu perdenin 3 m’lik gömülü bölgesinde taban kalınlığı 200 cm’dir. Serbest bölgesinde ise 50 cm kalınlığında perde duvar inşa edilmesi planlanmaktadır. Kuyu perde yapısı +68.0 kotundan itibaren 2.5 m düşey aralıkla yerleştirilecek 4 sıra ankraj ile desteklenecektir. Ankrajların yatay aralığı 2 m’dir. Kazı ortamı killi zemin birimlerini içerdiği için ankraj kök boyları tüm ankrajlarda 8 metredir. Ankrajların serbest boyları sırasıyla 13, 12, 11 ve 9 m olarak seçilmiştir. Bu durumda toplam ankraj boyları ilk sıra için 21 m, ikinci sıra için 20 m, üçüncü sıra için 19 m ve son sıra için 17 m olmaktadır. Ankraj öngerme kuvvetleri, kök bölgesi Kil-2 biriminde olan ilk iki sıra ankrajlar için 200 kN, kök bölgesi Kil-3 biriminde kalan son iki sıra ankrajlar için ise 300 kN olarak belirlenmiştir. Bu değerler, halatların çekme kapasitesini ve kök bölgesinin karakteristik taşıma kapasitesini aşmamaktadır.

Bu bölümde Şekil P15-2’de verilen tasarım kesitinin ULS ve SLS kontrolleri yapılarak kazı destek yapısının tasarım adımları açıklanmaktadır.



Şekil P15-2: Kazı destek yapısı hesap kesiti

Tasarım Parametreleri

Kazı destek yapısının kesit tesirlerini ve oluşabilecek deplasmanlarını hesaplamak amacıyla iki boyutlu gerilme deformasyon analizleri yapılmıştır. Analizlerde tüm zemin tabakaları için Hardening Soil (Isotrophic Hardening) bünye modeli kullanılmıştır. Bünye modeline ait tasarım parametreleri sahanın geoteknik arazi karakterizasyonuna uygun olarak belirlenmiştir. Modelde kullanılan yapısal elemanların eksenel rijitlikleri ve eğilme rijitlikleri kullanılan yazılımlara tanımlanır. Projede tercih edilen kuyu perde kesitinin, ankraj halatlarının ve ankraj kökünün tasarım parametreleri Tablo P15-2’de verilmiştir. GDA ve LEM analizlerinde kuyu perdenin nihai kazı kotunun üzerinde kalan bölümü eksenel rijitliği ve eğilme rijitliği olan düşey elemanlar ile nihai kazı kotunun altında kalan soket bölümü ise hacimsel olarak modellenmiştir.

Tablo P15-2: GDA için yapısal eleman parametreleri

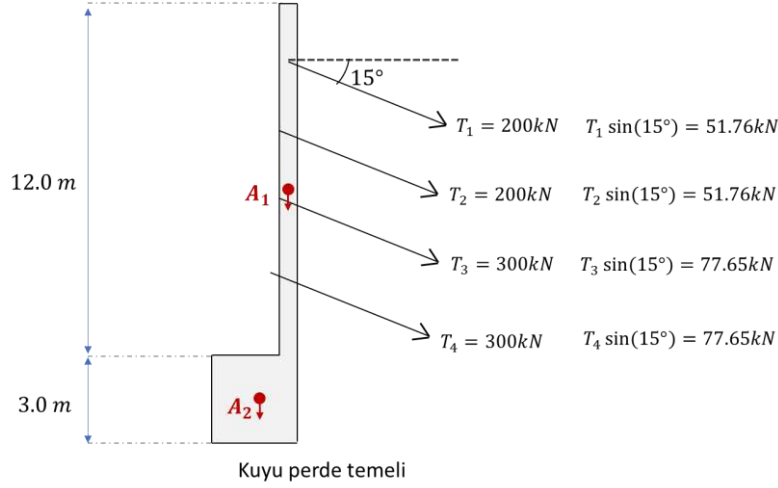
	Malzeme	E (N/mm ²)	I (m ⁴)	A (m ²)	ν
Kuyu Perde (t=50cm)	C30/37 Beton S420 Nervürlü Donatı	32000	0.0104	0.5	0.2
Ankraj Halatı	3 Adet 0.6 inç çelik halat (Y1860S7-15,2)	200000	-	5.3x10 ⁻⁴	-
Ankraj Kökü	Grout Enjeksiyon	10000	-	0.0133	-

Aşama 1- Soket Boyu Kontrolü

KDYY’ye göre kazı destek yapılarının nihai kazı taban kotu altında kalan boyu “soketlenme boyu” olarak tanımlanır. Projelerde gerekli soket boyu plastik denge hesabına dayanan yöntemlerle belirlenmelidir. Bu projede kuyu perdenin temel kalınlığı soket boyu olarak kabul edilmiştir ve bu doğrultu soket boyu ön tasarım aşamasında 3.0 m olarak seçilmiştir.

Projede temel taban kotu ile tabana en yakın ankraj kotu arasında 2.5 m mesafe bulunmaktadır. Bu nedenle duvar serbest bölgesine etkileyen aktif toprak basınçlarının büyük bir bölümünün ankrajlar ile taşınacağı düşünülmektedir. Kazı alanında yeraltı suyu bulunmaması ve kuyu perdenin soketlendiği zeminin kohezyonlu, sert kil içerikli bir zemin tabakası olması sebebiyle 3.0 m’lik soket boyunun duvara gelebilecek aktif etkileri yeterli güvenlik sayısı ile taşıyabileceği tespit edilmiştir.

KDYY-3.2.2.4’e göre ankrajlı kazı destek sistemlerinde, ankraj öngerme kuvvetlerinin düşey bileşeni ve düşey destek elemanının kendi ağırlığından kaynaklanan eksenel yük altında düşey yönde taşıma kapasitesinin yeterli olup olmayacağı ve oturma durumu irdelenmelidir. Projedeki kuyu perde yapısının taban alanına gelen etkiler Şekil P15-3’te gösterilmiştir. İlk iki sıra ankrajın öngerme kuvvetlerinin düşey bileşeni 51.76 kN, son iki sıra ankrajın ise 77.65 kN olarak hesaplanmıştır. Buna göre ankrajlar nedeniyle kuyu perde temeline etkileyen toplam kuvvet 258.82 kN’dur. Ankraj öngerme işlemi sırasında oluşabilecek uyumsuzluklar ve duvarın göreceli yanal hareketlerinden kaynaklanan değişken etkiler sebebiyle bu kuvvet, KDYY-Tablo 2.1’de tanımlanan etkiler içerisinde “Güvenliği azaltıcı değişken etki” olarak sınıflandırılır ve $\gamma_{Q,dst}$ katsayısı ile faktörler.



Şekil P15-3: Kuyu perdenin taban alanına gelen etkiler

Şekil P15-3'te görülen A_1 ve A_2 terimleri kuyu perdenin farklı kalınlıktaki kesitlerinin ağırlığını ifade etmektedir. 1.0 metrelik genişlik için kesit ağırlıkları aşağıdaki bağıntılar ile hesaplanabilir.

- $\gamma_{beton} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $A_1 = 0.5 \cdot 12 \cdot 1 \cdot 25 = 150 \text{ kN}$
- $A_2 = 2.0 \cdot 3 \cdot 1 \cdot 25 = 150 \text{ kN}$

Kuyu perde kesitinin 1.0 m genişliği için toplam ağırlığı $150 + 150 = 300 \text{ kN}$ hesaplanır. Hesaplanan kuyu perde ağırlığı KDYY-Tablo 2.1'de tanımlanan etkiler içerisinde "Güvenliği azaltıcı sabit etki" olarak sınıflandırılır ve $\gamma_{G,dst}$ katsayısı ile faktörlenir.

Kuyu perde temel alanına gelen toplam düşey etkiler,

$$E_t = E_{ankraj} \cdot \gamma_{Q,dst} + E_{ağırlık} \cdot \gamma_{G,dst} = 258.82 \cdot 1.5 + 300.0 \cdot 1.35 = 793.2 \text{ kN} \quad (\text{P15-2})$$

Kuyu perdenin temeli Kil-3 tabakasına oturmaktadır. Zeminin taşıma gücü TBDY (2018) Bölüm 16.8.3'te yüzeysel temellerin karakteristik taşıma gücü bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$q_k = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (\text{P15-3})$$

Bu bağıntıda eğiklik ile ilgili olan düzeltme katsayıları (i, g, b), kuyu perde temelinde eğiklik olmadığı için dikkate alınmamıştır. Taşıma kapasitesi faktörleri aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanabilir.

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} = 18.40 \quad (\text{P15-4})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' = 30.14 \quad (\text{P15-5})$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' = 22.40 \quad (\text{P15-6})$$

Şekil ve derinlik faktörleri literatürdeki bağıntılar yardımıyla hesaplanabilir. Burada şekil faktörleri için DeBeer (1970) ve derinlik faktörleri için Hansen (1970) tarafından önerilen bağıntılar kullanılmıştır. Kuyu perde temelinin uzun kenarı kısa kenarından çok büyük olduğu için tüm şekil katsayıları 1'e eşit olmaktadır.

Derinlik katsayıları ise;

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi') \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1.567 \quad (\text{P15-7})$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi'} = 1.60 \quad (\text{P15-8})$$

$$d_\gamma = 1.0 \quad (\text{P15-9})$$

olarak hesaplanır. Bu durumda karakteristik taşıma gücü;

$$q_k = 20 \cdot 30.14 \cdot 1.6 + (3 \cdot 20) \cdot 18.4 \cdot 1.567 + \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 2 \cdot 22.4 = 3142 \text{ kPa} \quad (\text{P15-10})$$

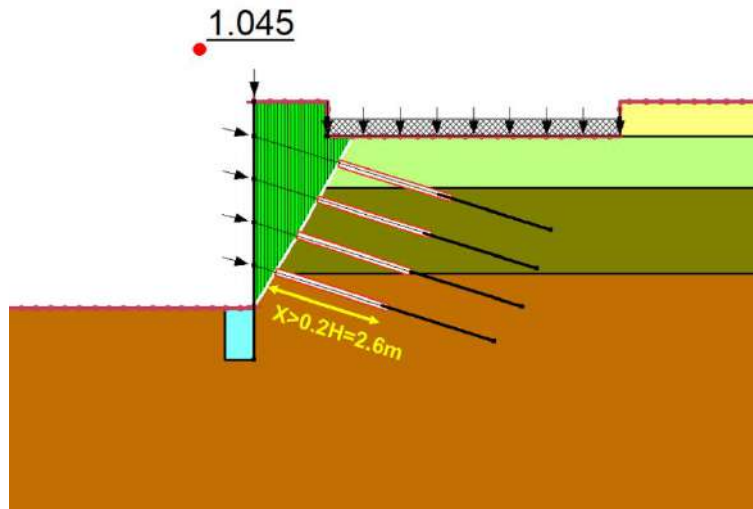
olacaktır. Zeminin karakteristik taşıma gücü, TBDY-Bölüm 16.8.2’de $\gamma_{RV}(= 1.40)$ olarak tanımlanan dayanım katsayısı değerine bölünerek tasarım taşıma kapasitesi hesaplanabilir. Buna göre kuyu perde temelinin 1 metrelik genişlikteki kesiti için tasarım taşıma kapasitesi

$$Q_t = A_t \cdot \frac{q_k}{\gamma_{RV}} = 2 \cdot 1 \cdot \frac{3142}{1.4} = 4488 \text{ kN} \quad (\text{P15-11})$$

olarak bulunur. Tasarım taşıma kapasitesi değeri Q_t , kuyu perde tabanına etkiyen kuvvetlerin toplamı (E_t) ile karşılaştırılarak $GS \geq 1.0$ olma şartı aranır. P15-11 bağıntısı, bu proje için hesaplanan taşıma kapasitesinin toplam düşey etkilerden çok daha büyük olduğunu göstermektedir. Dolayısıyla, kuyu perde temelinde herhangi bir taşıma gücü problemi olmayacağı anlaşılmıştır. Temel tabanı altındaki oturmaları kontrol etmek için SLS analizleri kullanılabilir.

Aşama 2 – LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

Bu aşamada Şekil P15-2’deki ön tasarım ile boyutları belirlenen kazı destek yapısının göçmeye karşı güvenlik sayısı, LEM yöntemlerini uygulayabilen bir yazılım aracılığı ile KDYY Tablo 2.1’de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak kontrol edilmiştir. En düşük güvenlik sayısına sahip göçme yüzeyini belirlemek için yarı sinüs kenar fonksiyonlu Morgenstern-Price yöntemi kullanılmıştır. Analiz sonucunda en düşük güvenlik sayısına sahip ($GS = 1.045$) en kritik göçme yüzeyi Şekil P15-4’teki gibi elde edilmiştir. Bu durumda KDYY-Tablo 3.5’te ULS-GEO analizi için tanımlanan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır.



Şekil P15-4: LEM analizi sonucunda bulunan en kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı

SLS kontrolleri için gerilme-deformasyon analizleri, sonlu elemanlar yöntemi kullanan yazılımlar ile yapılmıştır. Analizlerde modellenen inşaat aşamaları şu şekildedir:

Aşama 1: Kuyu perde imalatı

Aşama 2: Birinci kazı aşaması ve +67.5 kotuna inilmesi

Aşama 3: Birinci sıra ankraj imalatı ve ankrajlara 200kN öngerme uygulanması

Aşama 4: İkinci kazı aşaması ve +65 kotuna inilmesi

Aşama 5: İkinci sıra ankraj imalatı ve ankrajlara 200 kN öngerme uygulanması

Aşama 6: Üçüncü kazı aşaması ve +62.5 kotuna inilmesi

Aşama 7: Üçüncü sıra ankraj imalatı ve ankrajlara 300 kN öngerme uygulanması

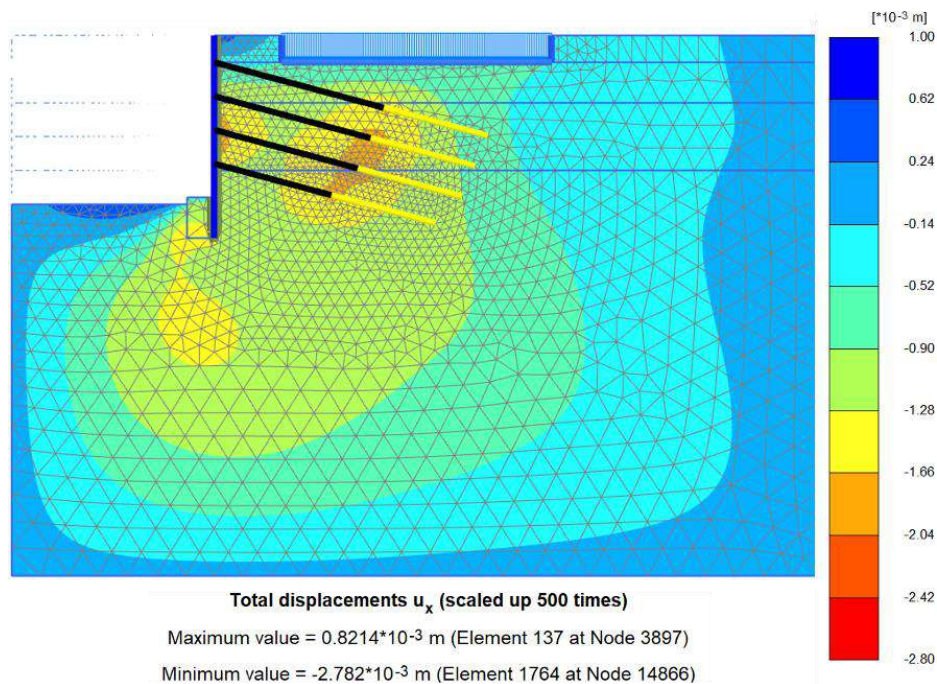
Aşama 8: Dördüncü kazı aşaması ve +60 kotuna inilmesi

Aşama 9: Dördüncü sıra ankraj imalatı ve ankrajlara 300 kN öngerme uygulanması

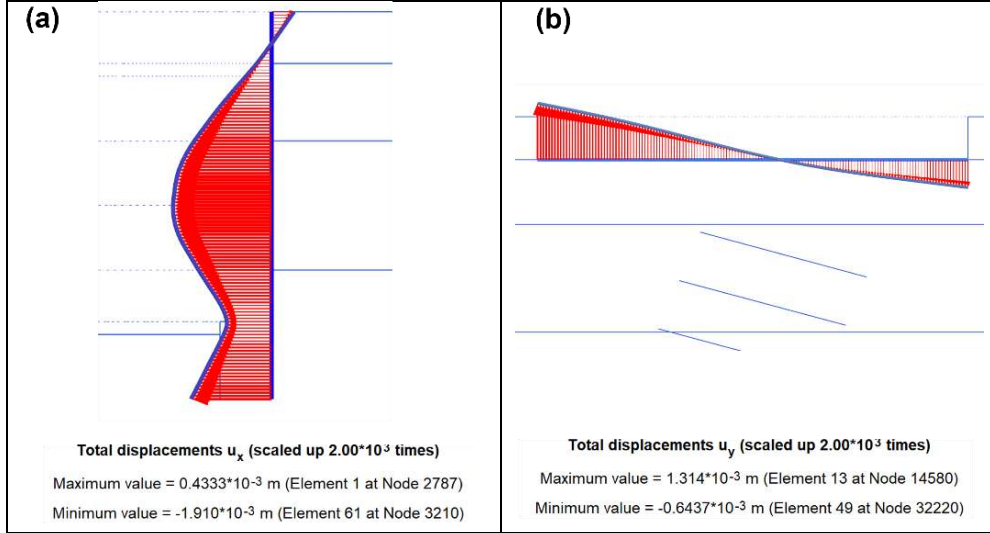
Aşama 10: +58.0 Nihai kazı kotuna inilmesi

Aşama 11: 50 cm plansız kazının modellenmesi

Sahada yeraltı suyu bulunmadığından tüm tasarımlar geoteknik arazi karakterizasyonunda tanımlanan drenajlı ve efektif zemin parametreleri ile yapılmıştır. Analiz edilen model ve analiz sonucunda model genelinde oluşan yatay deplasman profili Şekil P15-5'te gösterilmektedir. Analizlere göre nihai durumda kuyu perdenin yatay deplasmanı yaklaşık 2.0 mm civarındadır (Şekil P15-6a). Bu değer deplasman kriterleri bölümünde tanımlanan 0.001H (1.3 cm) değerini aşmadığı görülmektedir. Komşu binanın düşey deplasman farkı ise yaklaşık 2.0 mm hesaplanmıştır (Şekil P15-6b). Bu değer temel genişliğine oranlanırsa temelin dönme miktarı $2mm/20m = 1/10000$ olarak hesaplanır. Hesaplanan dönme değeri deplasman kriterleri bölümünde tanımlanan üst sınır dönme kriterini aşmamaktadır.



Şekil P15-5: Son kazı aşamasında model genelinde oluşan yanal deplasmanlar



Şekil P15-6: a) Kuyu perdenin yanal deplasman profili b) Komşu bina temelini düşey deplasmanları

Aşama 4 - Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Bu aşamada yapısal elemanlar için aşağıdaki kontroller gerçekleştirilmiştir:

- Halat taşıma kapasitesinin kontrolü yapılmış,
- Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılmış,
- Aşama 3-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığında eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri hesaplanmıştır.

İlk olarak ankraj halatları üzerinde oluşan normal kuvvetler SLS analizi ile kontrol edilmiştir. Analiz sonucunda birinci, ikinci, üçüncü ve dördüncü sıra ankrajlar üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 207 kN, 212 kN, 307 kN ve 306 kN olarak hesaplanmıştır. SLS analizlerinden elde edilen ankraj halat kuvvetleri 1.35 ile faktörlenerek üç halatın karakteristik çekme dayanımı ile karşılaştırılmıştır (Tablo P15-3). Ankraj halat kuvvetlerinin, üç halat seçilmesi durumunda $P_{t,k} = 3 \cdot 260 = 760 \text{ kN}$ 'dan küçük olduğu görülmektedir.

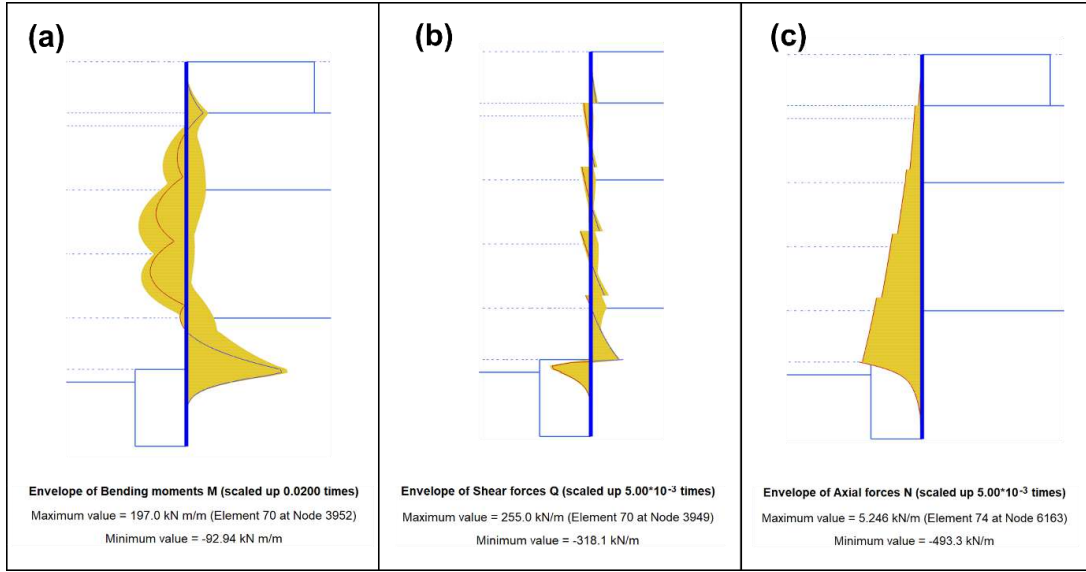
Tablo P15-3: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü

	Ankraj halat kuvveti, $P_{\max}$ (kN)	Kısmi katsayı	Hesaplanan ankraj halat kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	207.0	1.35	$207 \times 1.35 = 279.45$
2. sıra ankraj	212.0	1.35	$212 \times 1.35 = 286.2$
3. sıra ankraj	307.0	1.35	$307 \times 1.35 = 414.45$
4. sıra ankraj	306.0	1.35	$306 \times 1.35 = 413.1$

Bir sonraki aşamada her sıradaki ankraj köküne gelen kuvvetler kontrol edilmiştir. Ankraj köklerine gelen kuvvetler ve bu kuvvetlerin kısmi katsayı ile faktörlenmesi sonucunda elde edilen değerler Tablo P15-4'te gösterilmiştir. Her bir ankraj sırası için hesaplanmış olan ankraj kökü kuvvetlerinin, ankraj kökü karakteristik taşıma kapasitesinden küçük olduğu görülmektedir. KDDY-Tablo 3.5'e göre bu aşamada, SLS aşamasında hesaplanan kesit tesirleri 1.35 katsayısı ile artırılarak tasarım kesit tesirleri hesaplanmalıdır. Aşama 2-SLS analizi sonucunda kuyu perdenin eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti diyagramları Şekil P15-7'de verilmiştir. Betonarme tasarımda kullanılması gereken tasarım kesit tesirleri ise Tablo P15-5'teki gibi olmaktadır.

Tablo P15-4: Ankraj kök kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması

	Ankraj kök kuvveti, $T_{\max}$ (kN/m)	Yatay ankraj aralığı, S_h (m)	Kısmi katsayı	Hesaplanan ankraj kök kuvveti (kN)	Karakteristik kök taşıma kapasitesi (kN)
1. sıra ankraj	70.9	2.0	1.35	$70.9 \times 2 \times 1.35 = 191.4$	261.4
2. sıra ankraj	73.9	2.0	1.35	$73.9 \times 2 \times 1.35 = 199.5$	261.4
3. sıra ankraj	128.8	2.0	1.35	$128.8 \times 2 \times 1.35 = 347.8$	392.0
4. sıra ankraj	103.3	2.0	1.35	$103.3 \times 2 \times 1.35 = 278.91$	392.0

**Şekil P15-7:** SLS durumunda kuyu perdedeki (a) eğilme momenti (b) kesme kuvveti (c) eksenel kuvvet zarfları**Tablo P15-5:** Kuyu perdenin tasarım kesit tesirleri

	Eksenel Kuvvet (kN/m)	Kesme Kuvveti (kN/m)	Eğilme Momenti (kNm/m)
Kuyu Perde (50 cm)	631.8	330.8	265.5
Kuyu Perde (200 cm)	631.8	430	265.5

Kuyu perdenin 50 cm kalınlığındaki kesitinde tasarım kesme kuvveti, $V_d = 330.8 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Kesitin kesme kuvvetine karşı dayanımı, TS500-Bölüm 8.1.3'te verilen bağıntı ile,

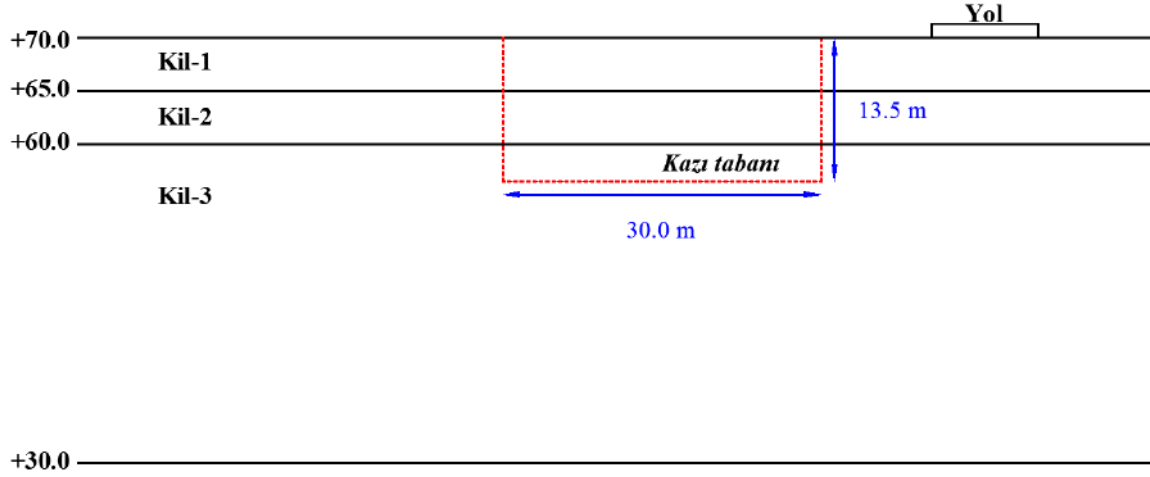
$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d \left(1 + 0.07 \frac{N_d}{A_c} \right) = 0.65 \cdot 1250 \cdot 1 \cdot 0.45 = 365 \text{ kN} \quad (\text{P15-12})$$

olarak hesaplanmıştır. Tasarım kesme kuvveti bu değerden küçük olduğu için kesit yeterlidir. Burada tasarım kesme kuvveti, kesme dayanımının yarısından daha büyük olduğu için ($0.5V_{cr} < V_d < V_{cr}$) kesitte minimum oranda etriye kullanılmalıdır (Celep, 2015).

P16 - BETONARME PERDELİ VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI

P16-1. Projenin Tanıtımı

Bu projede, yumuşak ve sert kil aralığında değişim gösteren ince daneli birimlerin hakim olduğu bir bölgede yapılacak bir bina kazısının desteklenmesi amaçlanmaktadır. Sahada yeraltı suyu yoktur. Proje sahası ve çevresindeki kotlar +70.0 ~ +72.0 arasında değişmektedir. Kazı derinliği 13.5 m olacaktır. Zemin profili ve kazının kesiti Şekil P16-1’de gösterilmektedir.



Şekil P16-1: Zemin profili ve kazı derinliği

P16-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Bu sahaya ait Zemin ve Temel Etüdü Geoteknik Raporunda tanımlanan karakteristik değerler yeniden değerlendirilmiş ve bazı ilaveler yapılarak zemin tabakalarının tasarım parametreleri Tablo P16-1’deki gibi belirlenmiştir.

Tablo P16-1: Zemin tabakalarının tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	K_0	p_{ref} (kPa)	$G_{o,ref}$ (MPa)	Toplam Gerilme				Etkatif Gerilme			
					p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	c / c_u (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Kil-1	17.0	0.58	100	125	100	30	60	0	100	30	5	25
Kil-2	18.0	0.58	100	220	100	85	160	0	100	85	10	25
Kil-3	20.0	0.50	100	240	100	100	20	30	100	100	20	30

P16-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kazı çukurundan etkilenecek mesafede herhangi bir yapı yoktur. Bununla birlikte, kazı destek yapısına 1.5 m uzaklıkta 10 m genişliğinde bir yol bulunmaktadır. Trafikten kaynaklı yoldan aktarılan karakteristik yük 15 kPa olarak alınmıştır.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

Kazı destek yapısının bütün cephelerinde;

- İksa yapısı geçicidir.
- Kazı derinliği 7.0 ila 25.0 m arasındadır ($H=13.5\text{m}$).
- Yatay destek elemanı kullanılacaktır.

Dolayısıyla tüm cepheler KDYY-Tablo 1.1'de tanımlanan esaslara göre Kazı Kategorisi 2 olarak sınıflandırılmaktadır.

Kazı Destek Sistemi Seçimi

Kazı destek yapısı aşağıdaki esaslara göre belirlenmiştir.

- Düşey destek elemanlarının betonarme perde olarak seçilmesi.
- Deplasmanların sınırlı tutulması gerekliliği nedeniyle yatay destek elemanlarının öngermeli ankrajlarla teşkil edilmesi.

Deplasman Kriterleri

Ankrajlı sistemler için önerilen yanal deplasman üst limit değeri $\delta_h=0.0015H$ olarak alınmıştır. Kazı derinliği 13.5 m olduğu için yatay iksa deplasmanları $\delta_h=2.0\text{ cm}$ 'dir.

Deprem Etkisi

Projedeki kazı destek yapısı geçicidir. Kazı derinliği $H < 15\text{ m}$ olduğu için KDYY-Tablo 2.6'ya göre deprem etkisi dikkate alınmamıştır.

Halat Kapasitesi

0.6 inçlik (15.2 mm çapında) yedi örgülü tek bir öngermeli halatın (Y1860S7-15,2) karakteristik çekme dayanımı $P_{t,k} = 260\text{ kN}$ 'dur (*prEN 10138-3 veya BS 5896:2012*). Ankraj demetini oluşturan tek bir halat üzerindeki P_0 öngörme yükü, $P_{t,k}$ karakteristik çekme dayanımının % 60'ından fazla olamaz. Böylelikle, tek bir halat için P_0 değerinin, Bağıntı P5-1 dikkate alınarak 150 kN/m^2 'dan küçük olması gerektiği görülebilir.

Kök Kapasitesi

Ankraj kök bölgesinde oluşması beklenen ankraj nihai çeper sürtünmesi,

- Kil-2 zemin için KDYY-Tablo 3.1. esas alınarak $\tau_f = 250\text{ kPa}$
- Kil-3 zemin için KDYY-Tablo 3.1. esas alınarak $\tau_f = 350\text{ kPa}$

olarak seçilmiştir. Bu projede güvenlik sayısı $\xi=2.5$ olarak alınarak karakteristik değerler hesaplanmıştır (KDYY-3.2.2.3.e). Ankraj delgi çapı $D = 13\text{ cm}$ ve kök boyu $L_{tb} = 8\text{ m}$ olan bir ankrajın kök boyunca “ankraj kökü nihai, karakteristik ve tasarım taşıma kapasitesi” değerleri P4-2, P4-3 ve P4-4 bağıntılarına göre hesaplanmıştır.

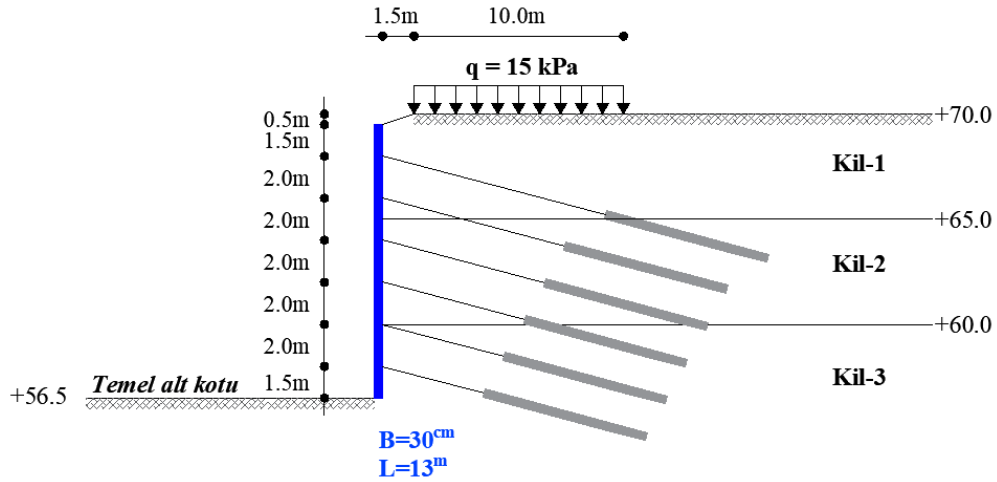
Kil-2 tabakası için; $T_f = 817\text{ kN}$, $T_k = 327\text{ kN}$, $T_d = 297\text{ kN}$

Kil-3 tabakası için $T_f = 1144\text{ kN}$, $T_k = 457\text{ kN}$, $T_d = 416\text{ kN}$

P16-4. Analizler

Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti Şekil P16-2’de verilmiştir. Yapılan ön değerlendirme çalışmaları sonucunda yapısal elemanlara ait ön boyutlandırma aşağıdaki gibi planlanmıştır.

- Betonarme perde genişliğinin $B=30$ cm olması.
- Hesap kesitinde altı sıra öngermeli ankraj kullanılması.



Şekil P16-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti

Kazı destek yapısı altı sıra öngermeli zemin ankrajı ile desteklenmiş 30 cm kalınlığında ve 13 m boyunda betonarme perde olarak tasarlanmıştır. Kazı derinliği 13.5 m olup plansız kazı aşaması dahil tüm kazı aşamaları göz önüne alınmıştır. Ankrajlar düşeyde 2.0 m ve yatayda 1.5 m aralıklar ile tasarlanmıştır.

Sahada yeraltı suyu olmadığı için kazı destek sisteminin tasarımı sadece drenajlı durum için yapılmıştır. Nihai ve servis limit durumları için yapılan analizler ile hem geoteknik hem de yapısal elemanlar bakımından gerekli şartların sağlandığı gösterilmiştir.

Parametreler

Analizlerde tüm zemin tabakaları için Hardening Soil bünye modeli seçilmiştir. Bünye modeline ait tasarım parametreleri Tablo P16-1’deki gibi seçilmiştir. Sayısal analizlerde yapısal elemanlar doğrusal elastik olarak tanımlanmıştır. Yapısal elemanlar Tablo P16-2’de verilen parametreler kullanılarak modellenmiştir.

Tablo P16-2: Sayısal analiz için yapısal elemanların girdi parametreleri

Parametre	Betonarme Perde $B=0.3$ m	3*0.6'' ankraj halatı $s_h=1.5$ m	Klasik ankraj kökü, $D=0.13$ m
EA (kN/m)	9.9E6	84.0E3	88.5E3
EI (kN/m ² /m)	74.3E3	-	-
w (kN/m/m)	7.2	-	-
ν	0.2	-	-

Aşama 1- LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

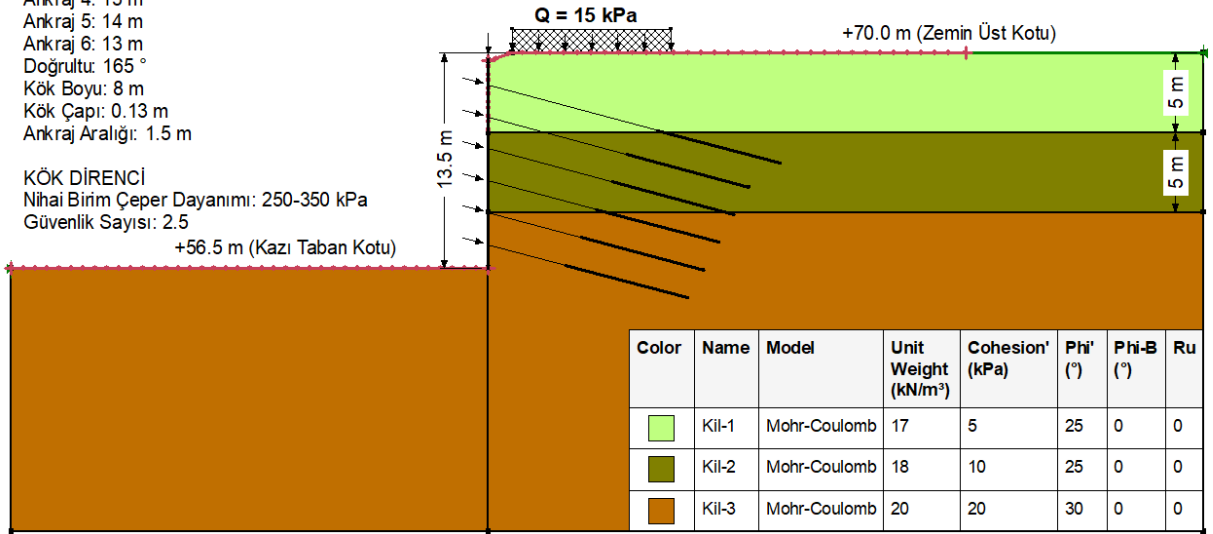
Bu aşamada, KDYY-Tablo 2.1’de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak yapılacak göçme sınır durumu hesabı için güvenlik sayıları incelenerek $GS \geq 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmelidir. Projenin ön tasarımında 2.0 m aralıklar ile yerleştirilecek altı sıra 3*0.6" halatlı ankraj kullanılmasına karar verilmiş ve ankrajların boyları sırasıyla 19, 17, 16, 15, 14 ve 13 m olarak seçilmiştir. Ankrajlar yatay mesafe cephe boyunca $s_h=1.5$ m aralıkla uygulanmıştır. Ankrajların kök boyu $L_{tb}=8$ m ve ankraj delgisine ait shaft çapı $D=13$ cm olarak alınmıştır. Betonarme perdenin maksimum kesme kuvveti, $V_c=49$ kN olarak alınmıştır. Problem iki boyutlu (2D) olarak modellenmiş ve yapılan modellemeye ait ekran görüntüsü, zemin ve ankraj özellikleri Şekil P16-3’te gösterilmiştir.

ANKRAJ ÖZELLİKLERİ

Ankraj 1: 19 m
Ankraj 2: 17 m
Ankraj 3: 16 m
Ankraj 4: 15 m
Ankraj 5: 14 m
Ankraj 6: 13 m
Doğrultu: 165 °
Kök Boyu: 8 m
Kök Çapı: 0.13 m
Ankraj Aralığı: 1.5 m

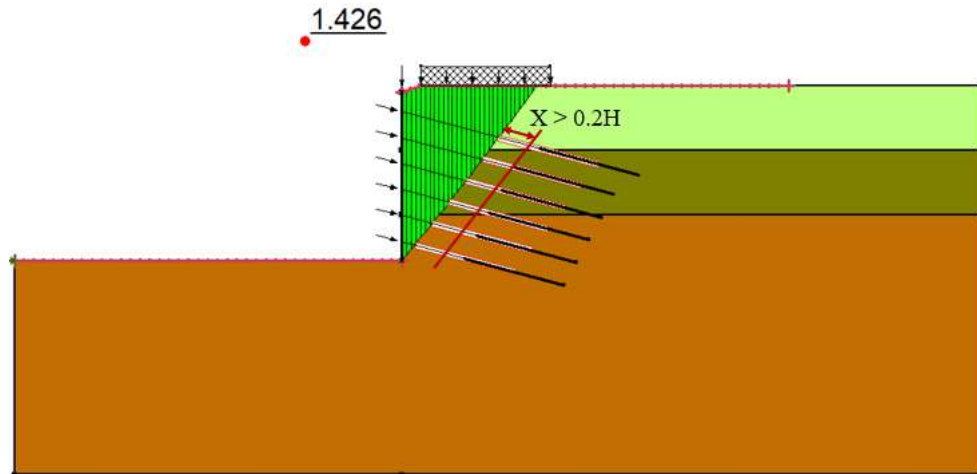
KÖK DİRENCİ

Nihai Birim Çeper Dayanımı: 250-350 kPa
Güvenlik Sayısı: 2.5



Şekil P16-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım

Şekil P16-3’te gösterilen “ön tasarım” için en düşük güvenlik sayısına sahip olası göçme yüzeyi Şekil P16-4’te gösterilmiştir. Güvenlik sayısı 1.426 olarak hesaplanmış ve Aşama 1 için gerekli olan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır. Şekilde görüldüğü üzere serbest uzunluk için $X=0.2H$ şartı sağlanmıştır.



Şekil P16-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı

Aşama 2 - SLS Kontrolü (SLS-GEO)

SLS hesapları sonlu elemanlar analizi ile yapılmıştır. Tüm imalat aşamaları aşağıdaki şekilde sayısal modele dahil edilmiştir.

Aşama 1: Yüklerin tanımlanması

Aşama 2: Eğimli yüzey kazısı

Aşama 3: Kazı 1 + Betonarme perde birinci ano + Ankraj 1

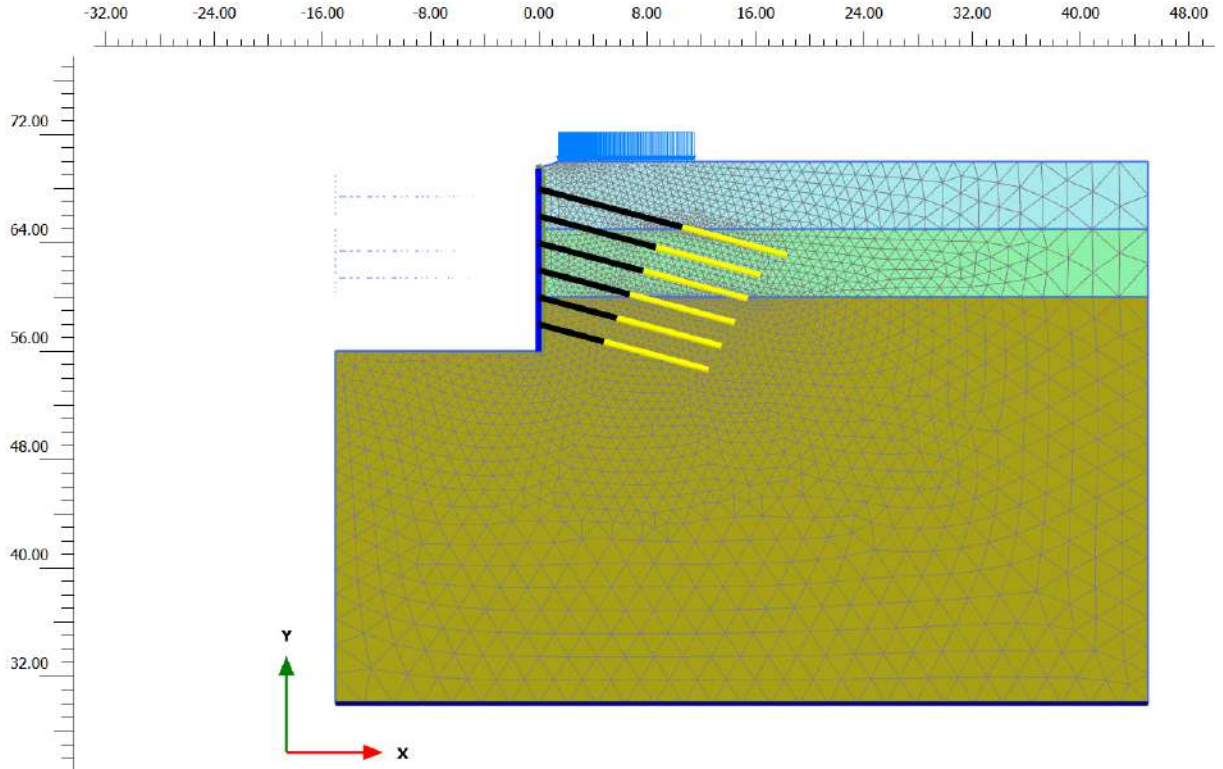
Aşama 4: Kazı 2 + Betonarme perde ikinci ano + Ankraj 2

...

...

Aşama 8: Kazı 6 + Betonarme perde ıaltıncı ano + Ankraj 6

Aşama 9: Nihai kazı + plansız kazı + Betonarme perde yedinci ano



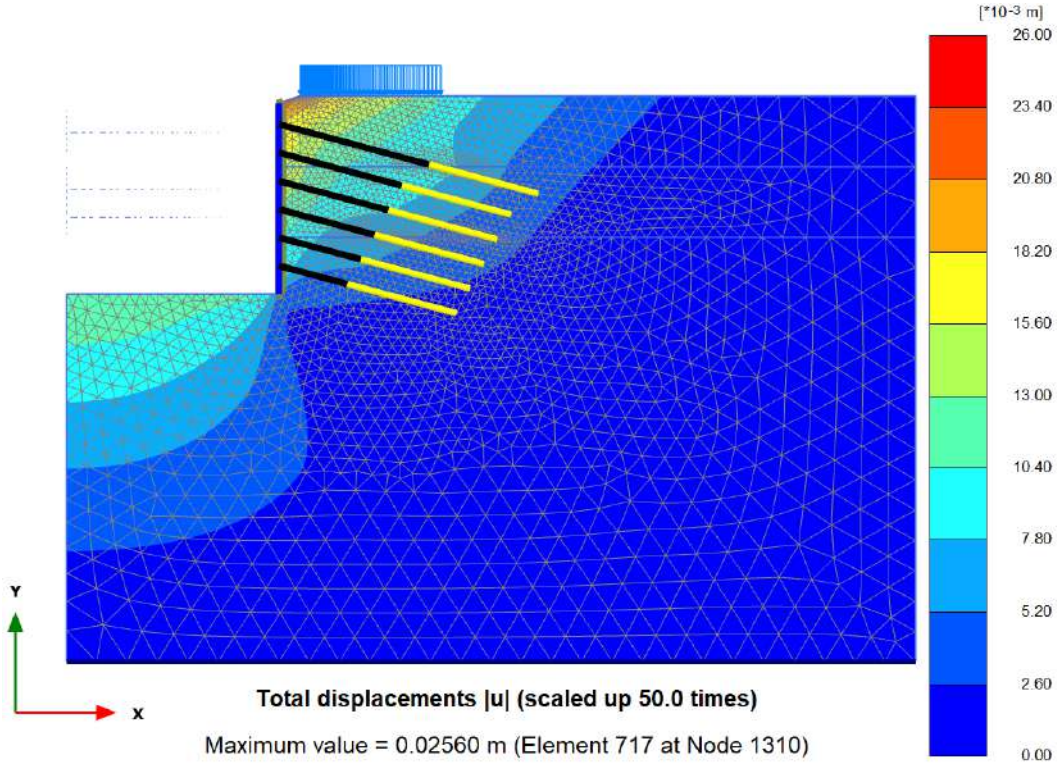
Şekil P16-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı

Hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağı Şekil P16-5'te verilmiştir. P16-3 başlığı altında tanımlanan ankraj kök karakteristik kapasitesi Kil-2 zeminde $T_k = 327$ kN ve Kil-3 zeminde $T_k = 457$ kN olarak hesaplandığı için sayısal modelde kullanılacak $F_{\text{prestress}}$ değerleri sınır değerlerden daha düşük olmalıdır. Bu nedenle;

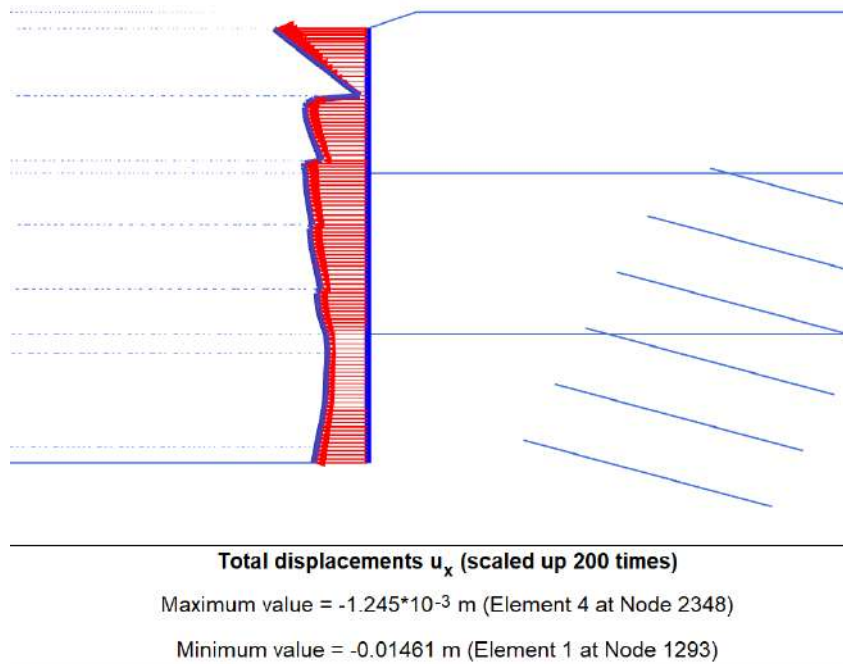
- ilk üç sıra ankraj Kil-2 tabakasında kaldığı için $F_{\text{prestress}}=250$ kN,
- diğer ankrajlar Kil-3 tabakasında kaldığı için $F_{\text{prestress}}=350$ kN

olarak seçilmiştir.

Analizler sonucunda model genelinde oluşan deplasmanlar Şekil P16-6’da verilmiştir. İksada oluşan yatay deplasmanlar yaklaşık olarak $\delta h \approx 1.5$ cm mertebesinde (Şekil P16-7). $\delta = 1.5\text{ cm} < 0.0015H = 0.0015 * 1350 = 2.0\text{ cm}$ olduğundan deplasman kriteri olarak seçilen $\delta h=0.0015H$ limit değerinin aşılmadığı görülmüştür. Yolda oluşan deplasmanlar da kabul edilebilir mertebededir.



Şekil P16-6: Model genelinde hesaplanan deplasmanlar



Şekil P16-7: İksa sisteminde oluşan yatay deplasmanlar

Aşama 3 - Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Bu aşamada yapısal elemanlar için kontroller yapılacaktır. Yapısal tasarım kontrolleri şunları içerir:

- Halat taşıma kapasitesinin kontrolü.
- Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması.
- Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda betonarme perdede hesaplanan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri.

İlk olarak halatlar üzerinde oluşan kuvvetler SLS modeli üzerinden kontrol edilmiştir. Birinci, ikinci, üçüncü, dördüncü, beşinci ve altıncı sıra ankrajlar üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 251 kN, 251 kN, 252 kN, 353 kN, 356 ve 350 kN olarak hesaplanmıştır (Tablo P16-3).

Tablo P16-3: Plansız kazı aşamasında (Aşama-9'da) ankrajlarda oluşan yükler

Ankraj No	Ankraj Kotu	Hesaplanan Yük Değeri [kN]
1. sıra ankraj	68.00	251.024
2. sıra ankraj	66.00	251.337
3. sıra ankraj	64.00	252.455
4. sıra ankraj	62.00	352.285
5. sıra ankraj	60.00	356.465
6. sıra ankraj	58.00	350.000

Bir sonraki aşamada, SLS analizlerinden elde edilen ankraj halat kuvvetleri 1.35 ile çarpılarak öngermeli üç halatın karakteristik çekme dayanımı ile karşılaştırılmıştır (Tablo P16-4). Ankraj halat kuvvetleri, üç halat seçilmesi durumunda $3 * P_{t,k} = 3 * 260 = 780 \text{ kN}$ 'dan küçüktür. Bu nedenle ankrajların üç halatlı olarak seçilmesine karar verilmiştir.

Tablo P16-4: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü

	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (SLS) * Kısmi kat sayısı $< 3 * P_{t,k}$		
	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (kN)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj halat kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	251	1.35	$339 < 780$
2. sıra ankraj	251	1.35	$339 < 780$
3. sıra ankraj	252	1.35	$340 < 780$
4. sıra ankraj	353	1.35	$477 < 780$
5. sıra ankraj	356	1.35	$481 < 780$
6. sıra ankraj	350	1.35	$473 < 780$

P6 örneğinde olduğu gibi P16 örneğinde de hesaplanan ankraj kuvvetleri 3 adet 0.6 inç halatın tasarım kapasitesinin oldukça altında kalmaktadır. Bu nedenle Geoteknik Tasarımcı bu problemde 3 adet 0.5 inç halat kullanarak analiz yapıp çözümün yeterli olduğunu ispat ederek tasarımını bu yönde değiştirebilir.

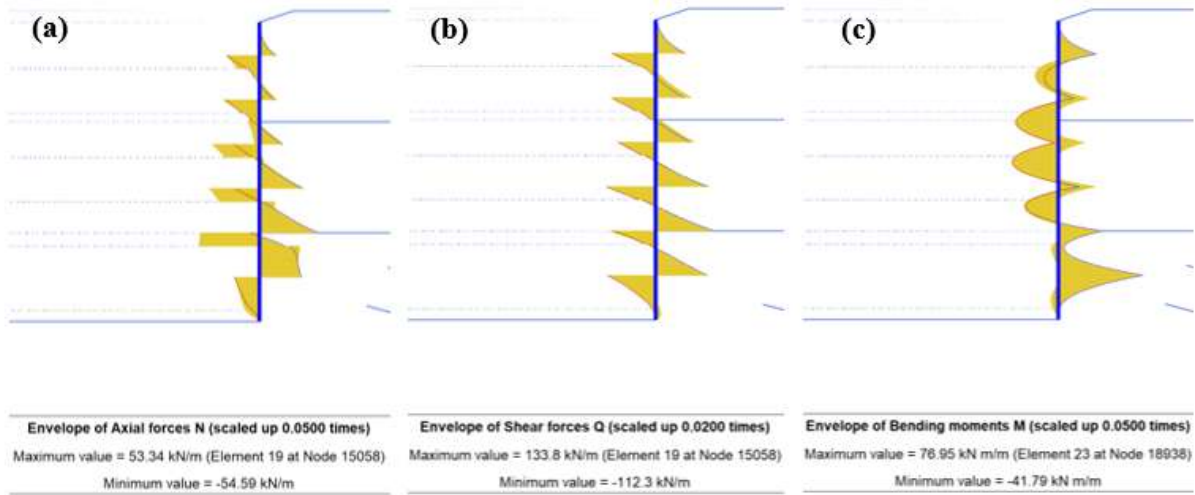
Bir sonraki aşamada ise her sıradaki ankraj köküne gelen kuvvetler bulunmuştur. Birinci, ikinci, üçüncü, dördüncü, beşinci ve altıncı sıra ankraj kökleri üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 158 kN/m, 136 kN/m, 135 kN/m, 198 kN/m, 175 kN/m ve 168 kN/m olarak hesaplanmıştır. Tablo P16-5'te her bir ankraj sırası

için hesaplanmış olan ankraj kökü kuvvetleri, ankraj kökü karakteristik taşıma kapasitesi ile karşılaştırılarak küçük olduğu gösterilmiştir.

Tablo P16-5: Ankraj kök kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması

Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (SLS) * Yatay ankraj aralığı * Kısmi katsayı < T_k				
	Hesaplanan ankrajda kök kuvveti, T_{maks} (kN/m)	Yatay ankraj aralığı, s_h (m)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj kök kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	158	1.5	1.35	320 < 327
2. sıra ankraj	136	1.5	1.35	275 < 327
3. sıra ankraj	135	1.5	1.35	273 < 327
4. sıra ankraj	198	1.5	1.35	401 < 457
5. sıra ankraj	175	1.5	1.35	354 < 457
6. sıra ankraj	168	1.5	1.35	340 < 457

Şekil P16-8’de Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda betonarme perde için bulunan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri verilmiştir. Kısmi katsayılar kullanılarak hesaplanan kesit tesirleri Tablo P16-6’da gösterilmiştir.



Şekil P16-8: Plansız kazı aşamasında (Aşama-9’da) betonarme perdede hesaplanan (a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti zarfları

Tablo P16-6: SLS kontrolü sonucunda betonarme perdede hesaplanan kesit tesirleri

Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kısmi katsayı = Tasarım kesit tesiri			
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	55	1.35	74
Kesme kuvveti (kN)	134	1.35	181
Eğilme momenti (kNm)	77	1.35	104

P17 - PÜSKÜRTME BETONLU VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI

P17-1. Projenin Tanıtımı

Bu projede P16’da tasarlanan kazı destek yapısına ait düşey yapısal elemanın, betonarme perde yerine daha pratik ve ekonomik bir imalat olan püskürtme beton olarak seçilmesi durumu incelenmiştir. Aynı duvar kalınlığı ve beton sınıfı seçildiği için geoteknik hesapların tekrarlanması gerek olmamıştır. Çok sıra ankrajlı düşey püskürtme beton duvarlarda ankrajların bulunduğu bölgelerde ve/veya duvar genelinde betonarme tasarım değişmektedir. Bu nedenle proje kapsamında P16 projesinden ilgili ankraj yükleri ve kesit tesirleri alınarak püskürtme beton eleman için betonarme hesaplar ve tasarımı sunulmuştur.

P17-2. Analizler

Bu projede kullanılacak ankraj yükleri ve kesit tesirleri P16 projesinden alınarak Tablo P17-1, P17-2’de verilmiştir. Kuşakların tasarımında Tablo P17-1’deki en yüksek ankraj kuvveti olan 356 kN tasarım kuvveti olarak seçilmiştir. Betonarme hesaplarda 1.35 ile faktörlenmiş değer olan 481 kN kullanılacaktır.

Tablo P17-1: Ankraj kuvvetleri

	Ankraj hesap kuvveti, P_{maks} (kN)	Kısmi katsayı	Ankraj tasarım kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	251	1.35	339
2. sıra ankraj	251	1.35	339
3. sıra ankraj	252	1.35	340
4. sıra ankraj	353	1.35	477
5. sıra ankraj	356	1.35	481
6. sıra ankraj	350	1.35	473

Tablo P17-2: SLS kontrolü sonucunda püskürtme betonda hesaplanan kesit tesirleri

	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	55	1.35	74
Kesme kuvveti (kN)	134	1.35	181
Eğilme momenti (kNm)	77	1.35	104

P17-3. Tasarım

Püskürtme Beton Kaplamada Eğilme Kontrolü

Bu projede püskürtme beton duvarın tasarımında fiziksel (gömülü) bir ankraj kuşağı kullanılmayacak, ankraj bölgelerine ve tüm duvar geneline ilave donatılar yerleştirilecektir. Bu nedenle püskürtme beton kaplamanın eğilmeye karşı kontrolünde TS500-11.4.4.2’de verilen “Moment Katsayıları Yöntemi” ile

de bir tasarım eğilme momenti hesaplanmasına ve GDA ile elde edilen Tablo P17-2'deki moment değeri ile karşılaştırılmasına karar verilmiştir.

Kaplamanın eğilmeye karşı yeterliliğinin hesaplanmasında, kaplama üzerinde etkili olan düzgün yayılı basınç değeri (P):

$$P = T_h / (S_v \cdot S_h) \quad (P17-1)$$

P : kaplama tasarımında kullanılacak düzgün yayılı basınç değeri

S_v : düşey ankraj aralığı

S_h : yatay ankraj aralığı

T_h : ankraj kuvveti yatay bileşeni

Püskürtme beton kaplamada eğilme ve zımbalama kontrolleri için plakaya etki eden tasarım ankraj yükü,

$$T_h = T \cdot \cos \alpha = 481 \cdot \cos 15 = 465 \text{ kN}$$

Ankrajların yatay ve düşey aralıkları S_h = 1.5, S_v = 2.0 m olduğu için P değeri aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$P = 465 / (2 \cdot 1.5) = 155 \text{ kN/m}^2$$

Püskürtme beton kaplamanın eğilmeye karşı kontrolünde TS500-11.4.4.2'de verilen "Moment Katsayıları Yöntemi" ile elde edilen moment değeri

$$M_0 = \frac{(P \cdot S^3)}{8} = 155 \text{ kN.m} \quad (P17-2)$$

olarak elde edilmektedir. Burada S değeri için yatay ve düşey ankraj aralıklarından büyük olan 2 m alınmıştır. Hesaplanan M₀ = 155 kNm, P17-2'de GDA ile elde edilen 104 kN.m değerinden büyük olduğu için tasarım momenti değeri olarak kabul edilmiştir.

Kaplamadaki toplam eğilme momenti değeri olan M₀ = 155 kNm değeri için açıklık momenti, mesnet momenti, kolon şeridi momenti ve orta şerit momenti aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$\text{Toplam Moment} : M_0 = 155 \text{ kNm}$$

$$\text{Açıklık Momenti} : M_{\text{a açıklık}} = 155 \cdot 0.35 = 54 \text{ kNm}$$

$$\text{Mesnet Momenti} : M_{\text{mesnet}} = 155 \cdot 0.65 = 101 \text{ kNm}$$

$$\text{Kolon Şeridi Momenti} : M_{\text{kolon}} = M_{\text{mesnet}} \cdot 0.75 + M_{\text{a açıklık}} \cdot 0.60 = 108 \text{ kNm}$$

$$\text{Orta Şerit Momenti} : M_{\text{orta}} = M_0 - M_{\text{kolon}} = 47 \text{ kNm}$$

Düşey Donatı Hesabı

Yapılan hesaplarda, kaplamadaki büyük moment değeri kolon şeridi yani ankrajların bulunduğu hatlar üzerinde elde edilmiştir. Bu durumda M_{kolon} değerine bağlı olarak gerekli eğilme donatısı miktarı aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır. Kaplama genişliği d = 30 cm ve pas payı 5 cm olduğunda etkili kesit genişliği d' = 25 cm olmaktadır.

$$K = (b \cdot d'^2) / M_{\text{kolon}} \quad (P17-3)$$

$$A_s = (k_s \cdot M_{\text{kolon}}) / d \quad (P17-4)$$

Burada:

- b : birim kaplama genişliği (1 m)
d' : etkili kesit genişliği (15 cm)
A_s : eğilme donatısı alanı
k_s : betonarme katsayı (abaklardan alınacak)

$$K = (1 \cdot 0.25^2)/108 = 0.0006 \text{ m}^2/\text{kN}$$

$$k_s = 2.93 \text{ (C25 sınıfı beton ve S420 çelik için abaktan okunmuştur)}$$

$$A_s = (2.93 \cdot 108)/0.25 = 1266 \text{ mm}^2 \text{ (1 m genişlik için gerekli olan donatı alanı)}$$

Kaplamada, çift sıra Q295/295 hasır çelik kullanılacağı göz önünde bulundurulduğunda çelik çubukların çapı 7.0 mm ve göz aralıkları 15 x 15 cm olmaktadır. Bu durumda 1 m genişliğindeki kaplamaya 7 adet çubuk donatı gelmektedir. 1 m genişlikte 7 adet $\phi 7.5$ mm donatı kullanılacağından, hasır donatı alanı:

$$A_{s(\text{hasır})} = [7 \cdot (7.5^2 \cdot \pi \cdot 0.25)] = 309 \text{ mm}^2$$

$$\text{Hesaplanan donatı alanı, } A_{s(\text{hesaplanan})} = 1266 - 269 = 957 \text{ mm}^2$$

Seçilen ilave donatı: $\phi 16/20$

$$\text{Seçilen ilave donatı alanı, } A_{s(\text{seçilen})} = 1000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(\text{seçilen})} > A_{s(\text{hesaplanan})}$$

Seçilen $\phi 16/20$ ilave düşey donatı miktarı ve kullanılacak olan çift sıra Q295/295 hasır çelik donatı uygundur.

Yatay Donatı Hesabı

Püskürtme betonun kesme kuvveti direnci,

$$V_c = 0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 187 \text{ kN}$$

Azaltılmış kesme kuvveti direnci,

$$V_{cr} = 0.8 \cdot V_c = 150 \text{ kN}$$

$$T_h = 465.0 \text{ kN} > V_{cr} = 150 \text{ kN} \text{ olduğundan ilave kayma donatısı gereklidir.}$$

Donatının karşılaması gereken kesme kuvveti,

$$V_s = 465 - 150 = 315 \text{ kN}$$

Q295/295 hasır çelik donatının karşıladığı kesme kuvveti,

$$V_{s(\text{hasır})} = \frac{A_{s(\text{hasır})} \cdot f_y \cdot d}{s} = 162 \text{ kN}$$

İlave yatay donatının karşılaması gereken kesme kuvveti,

$$V_{s(gerekli)} = V_s - V_{s(hasır)} = 153 \text{ kN}$$

Seçilen yatay donatı ve aralığı: $\phi 12/20$

$$A_{s(seçilen)} = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$V_{s(seçilen)} = \frac{A_{s(seçilen)} * f_y * d}{s} = 297 \text{ kN}$$

$$V_{s(seçilen)} > V_{s(gerekli)}$$

Seçilen $\phi 12/20$ ilave donatı miktarı ve kullanılacak olan çift sıra Q295/295 hasır çelik donatı uygundur.

Püskürtme Beton Kaplamada Zımbalama Kontrolü

Bu örnek proje kapsamında, 25 x 25 cm ebatlarında çelik ankraj plakaları kullanılacaktır. 30 cm genişliğindeki kaplamanın zımbalama dayanımının ($T_{d(zımbalama)}$), kaplama üzerinde hesaplanan maksimum tasarım çekme yükünden (T_h) büyük olması gerekmektedir.

$$T_{d(zımbalama)} \geq T_h \quad (\text{P17-5})$$

Zımbalama dayanımının hesabında, yüklenen alana d/2 uzaklıkta zımbalama çevresi ile belirlenen kesit alanı göz önüne alınmıştır. Kaplamanın zımbalama dayanımı TS500'e göre aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$T_{d(zımbalama)} = f_{ctd} \cdot u_p \cdot d \quad (\text{P17-6})$$

Burada:

u_p : Zımbalama çevresi (yüklenen alana d/2 uzaklıkta)

d : Döşemelerde, iki doğrultudaki faydalı yükseklikler ortalaması (0.25 m)

$$u_p = (25 + 25) * 4 = 200 \text{ cm (2.0 m)}$$

$$T_{d(zımbalama)} = 1150 * 2.0 * 0.25 = 575 \text{ kN}$$

$$T_h = 465 < T_{d(zımbalama)} = 575 \text{ kN}$$

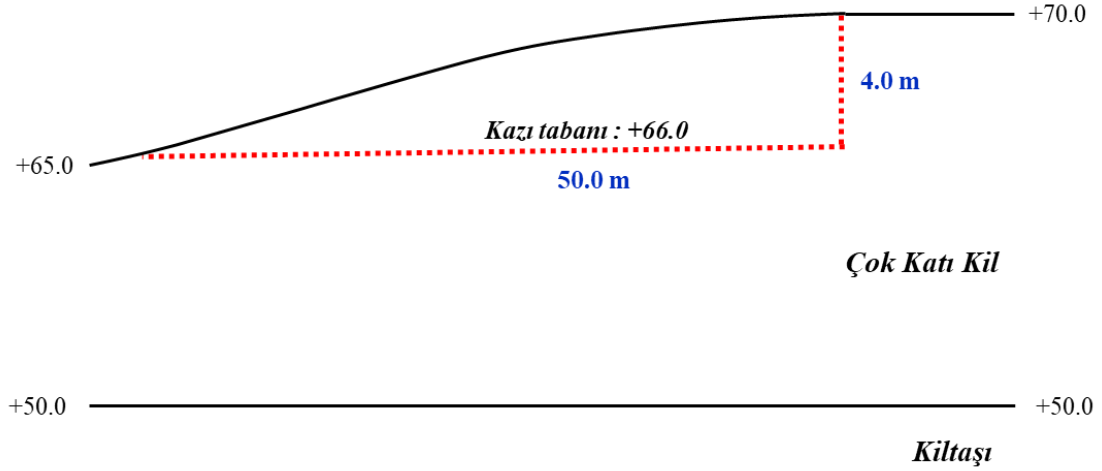
Elde edilen sonuçlara göre, kaplama kesitinin zımbalamaya karşı dayanımı yeterli olduğu hesaplanmıştır.

Bu projede tasarlanan ankrajlı püskürtme beton duvar için tipik kesit detayları “Bölüm-7: Tipik Yapısal Detaylar”da görülebilir. Bölüm-7’deki kesitlerde gömülü ankraj kuşağı seçeneği de verilmiştir. Eğer bu projede ankraj kuşakları püskürtme duvar içine yerleştirilseydi, yukarıda gösterilen TS500-11.4.4.2’de verilen “Moment Katsayıları Yöntemi” yerine yine TS500’de farklı mesnetlenme koşulları için verilen kiriş hesabı ile kuşak kirişin betonarme hesaplarının yapılması gerekecektir. Bu durumda tasarım momentinin GDA hesaplarına bağlı olarak alınması daha uygun olacaktır.

P18 – BERLİN DUVARI TİPİ KAZI DESTEK YAPISI

P18-1. Projenin Tanıtımı

Bu projede, çok katı kil biriminin hakim olduğu eğimli bir arazide yapılacak bir kazının desteklenmesi amaçlanmaktadır. Sahada yeraltı suyu tespit edilmemiştir. Proje sahası ve çevresindeki en yüksek kot +70.0 civarındadır. 4 m derinliğindeki kazı için kazı destek yapısı yalnızca tek cephede yapılacaktır. Zemin ve temel etüdü veri raporu kullanılarak saha için elde edilen zemin profili ve kazı alanı Şekil P18-1’de gösterilmiştir.



Şekil P18-1: Zemin profili ve kazı alanı

P18-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Bu sahaya ait Zemin ve Temel Etüdü Geoteknik Raporunda tanımlanan karakteristik değerler uygun bulunmuş ve aynen kullanılmıştır. Zeminler için seçilen tasarım parametreleri Tablo P18.1’de verilmiştir.

Tablo P18-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	Toplam Gerilme				Efektif Gerilme			
		p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	c / c_u (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Çok Katı Kil	19.0	100	90	60	0	100	5	15	30

P18-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Saha çevresinde kazıdan etkilenebilecek mesafede herhangi bir yapı bulunmamaktadır. Kazı çevresinde iş makineleri, hafriyat kamyonları gibi araçların çalışabileceği düşünülerek 10 kPa’lık sürşarj yükü dikkate alınmıştır.

Kazı Destek Sistemi Seçimi ve Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

Kazının yapılacağı parselin eğimli bir geometride olması nedeniyle geçici bir kazı destek yapısı en büyük kazı derinliğinin olduğu cephede inşa edilecektir. Bu noktada kazı derinliği 4 m'yi bulmaktadır. Sahada ağırlıklı olarak yüksek plastisiteli çok katı – katı killerin bulunması, zeminde yeraltı suyu ve çevrede yapı bulunmaması nedeniyle hızlı yapılabilecek ve ekonomik bir kazı destek yapısı tipi olan Berlin Duvarı yöntemi seçilmiştir. Bu seçim ile cepheyi şevlendirerek tutmak yerine imalat sürecinde sahada çalışacak işçilerin güvenliği sağlamak mümkün olacaktır.

Berlin duvarı aralıklarla teşkil edilecek çelik profiller arasına ahşap (kereste) koymak suretiyle oluşturulacaktır. Konsol olan bu kazı destek yapısı, kazı derinliği ve saha koşulları dikkate alındığında Kategori-1 sınıfına girmektedir.

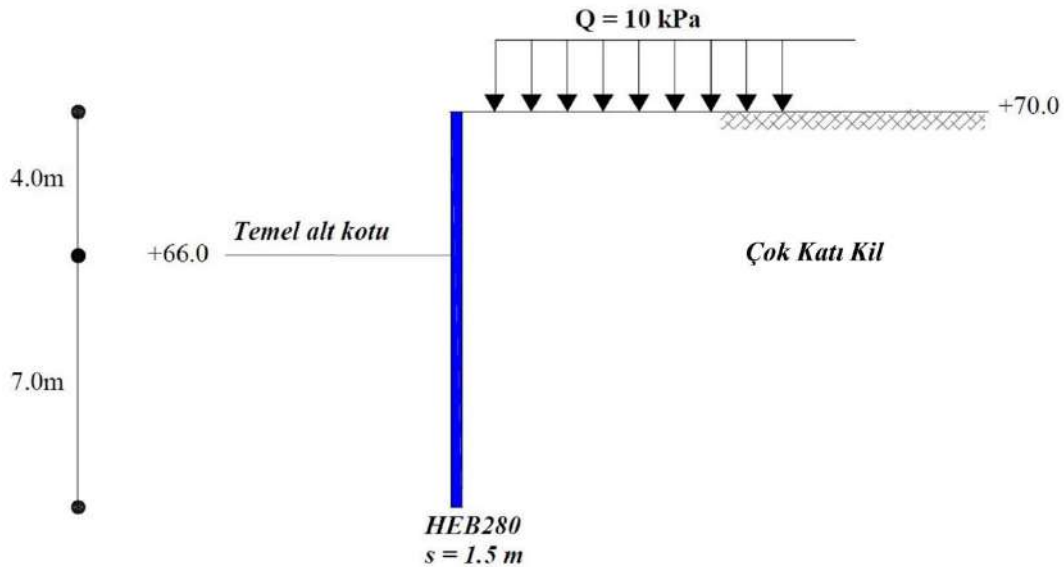
Deplasman Kriteri

Bu projede kazıdan etkilenebilecek mesafede bina ve yerleşim yeri bulunmaması sebebiyle deplasman şartı aranmamaktadır.

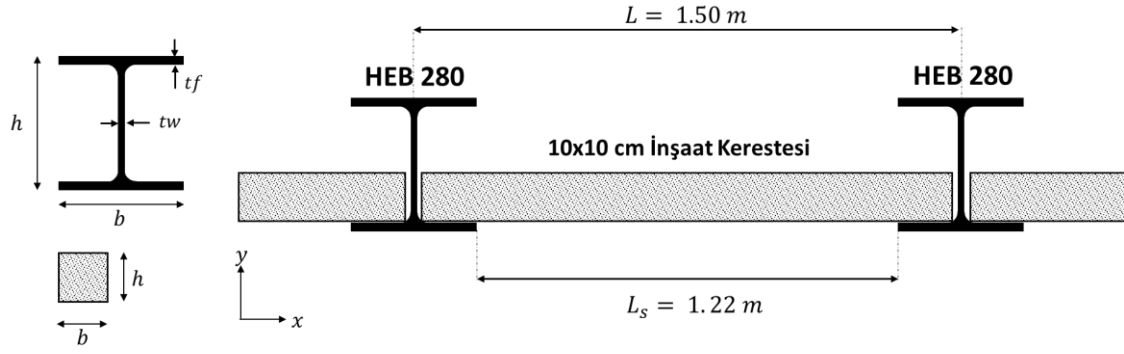
P18-4. Analizler

Bu kazı destek yapısının hesap kesitinde analizleri gerçekleştirebilmek için bir ön tasarım ve boyutlandırma yapılmıştır. Buna göre düşey destek elemanı olarak HEB280 profil çeliği 1.5 m aralıklarla zemine çakılacaktır. HEB280 profil özellikleri Tablo P18-2'de gösterilmiştir. Profillerin aralarına 10x10 cm ölçülerinde inşaat kerestesi yerleştirilecektir. Kerestenin geometrik özellikleri Tablo P18-3'te verilmiştir. Tasarıma esas hesap kesiti Şekil P18-2'deki gibidir. Berlin duvarı tipi kazı destek yapısının yapısal elemanlarının plan görüntüsü Şekil P18-3'te gösterilmiştir. Bu bölümde kazı destek yapısının ULS ve SLS kontrolleri, yapısal elemanların uygunluğunun kontrolü ve yapısal tasarıma esas iç kuvvetlerin belirlenmesi aşamaları açıklanmaktadır.

Berlin duvarı tipi kazı destek yapısının deplasman yapabildiği ve inşaatın yağışlı bir dönemde yapılacağı düşünülerek hesaplarda çok katı kil birimi için drenajlı (efektif) parametreler kullanılmıştır. Kohezyon değeri hesaplarda dikkate alınmamıştır.



Şekil P18-2: Kazı destek yapısı hesap kesiti



Şekil P18-3: Berlin duvarı tipi kazı destek yapısı uygulama planı

Tablo P18-2: HEB280 geometrik ve kesit özellikleri

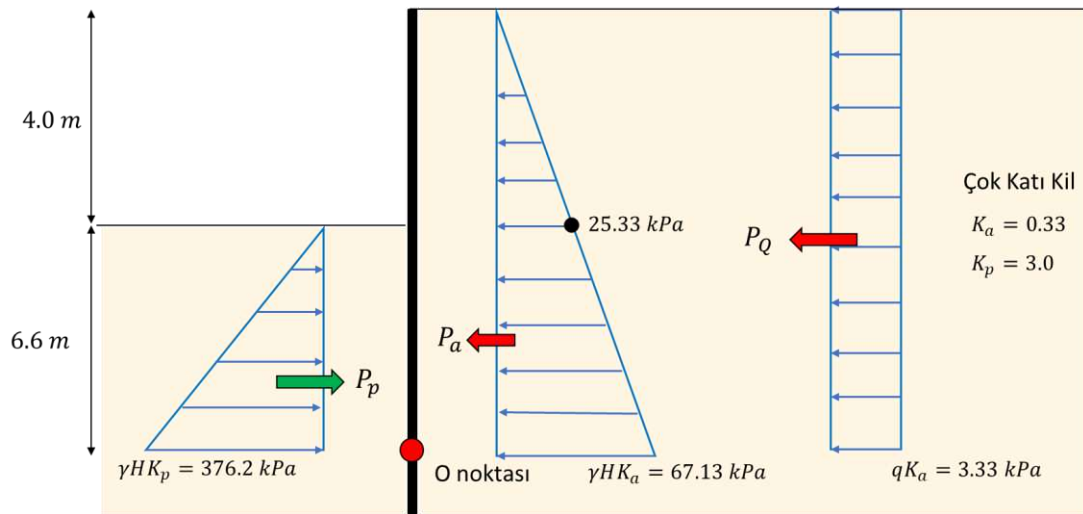
Malzeme	Akma dayanımı (Fy), MPa	h mm	b mm	tw mm	tf mm	Kesit Alanı mm ²	Elastik Kesit Modülü (x-x), *10 ³ mm ³
S355	355	280	280	10.5	18	13136	1376

Tablo P18-3: İnşaat kerestesi özellikleri

Malzeme	b cm	h cm	L cm	Kesit Alanı m ²	Kesit Modülü *10 ⁻⁵ m ³
Çam Ağacı	10	10	150	0.01	16.667

Aşama 1- Soket Boyu Kontrolü

Konsol olarak çalışan duvarlarda soket boyunun yeterliliği, Das ve diğ.(2018)'de önerilen basitleştirilmiş yaklaşım kullanılarak kontrol edilmiştir. Bu yaklaşıma göre kazı derinliğinin altında duvara gelen yanal kuvvetlerin momentlerinin sıfıra eşitlendiği ve duvarın serbest olarak dönebildiği bir O noktası tanımlamak gerekir. Duvara etkiyen yanal toprak basınçları Şekil 18-4'te gösterilmiştir. Bu projede O noktasının kazı derinliğinin 6.6 m altında olduğu varsayıldığında duvara etkiyen toprak basıncı kuvvetleri ve bu kuvvetlerin O noktasına göre momentleri Tablo P18-4'deki gibi hesaplanmıştır.



Şekil P18-4: Yanal toprak basıncı kuvvetlerinin ve O noktasına göre momentlerin hesabı

Tablo P18-4: Yanal toprak basıncı kuvvetlerinin ve O noktasına göre momentlerin hesabı

	Kuvvet kN/m	Kısmi Katsayı	Kuvvet Kolu m/m	O noktasına göre moment kNm/m
P_a	$\frac{1}{2} \cdot 67.13 \cdot (4 + 6.6) = 355.81$	$\gamma_{G,dst} = 1.35$	$X_1 = 3.53$	$P_a \cdot \gamma_{G,dst} \cdot X_1 = 1697.2$
P_Q	$3.33 \cdot (4 + 6.6) = 35.33$	$\gamma_{Q,dst} = 1.50$	$X_2 = 5.30$	$P_Q \cdot \gamma_{Q,dst} \cdot X_2 = 252.8$
P_p	$\frac{1}{2} \cdot 376.2 \cdot 6.6 = 1241.46$	$\gamma_{RE} = 1.40$	$X_3 = 2.20$	$P_{p,1} \cdot Y_1 / \gamma_{RE} = 1950.8$

Tabloda gösterilen hesaplara göre O noktasına göre toplam moment için,

$$M_O = P_a \cdot \gamma_{G,dst} \cdot X_1 + P_Q \cdot \gamma_{Q,dst} \cdot X_2 - \frac{P_p \cdot Y_1}{\gamma_{RE}} \quad (P18-1)$$

$$M_O = 1697.2 + 252.8 - 1950.8 \cong 0 \quad (P18-2)$$

bağıntısı yazılabilir. Bu hesaba göre O noktasındaki moment yaklaşık olarak sıfırdır. Bu durumda projede kazık soket boyu 6.6 metreden büyük olacak şekilde seçilebilir. Ön tasarım aşamasında belirlenen 7 metrelik boy güvenlidir.

Aşama 2 – LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

Bu aşamada Şekil P18-2'deki ön tasarım ile boyutları belirlenen kazı destek yapısının göçmeye karşı güvenlik sayısı, LEM yöntemlerini uygulayabilen bir yazılım aracılığı ile, KDYY Tablo 2.1'de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak kontrol edilmiştir. En düşük güvenlik sayısına sahip göçme yüzeyini belirlemek için farklı limit denge yöntemleri kullanılmıştır. Duvarın kesme kuvvetine karşı dayanımı ÇYTHYE-Bölüm 10'da I-enkesitli elemanlar için tanımlanan P18-3 bağıntısı ile hesaplanmıştır.

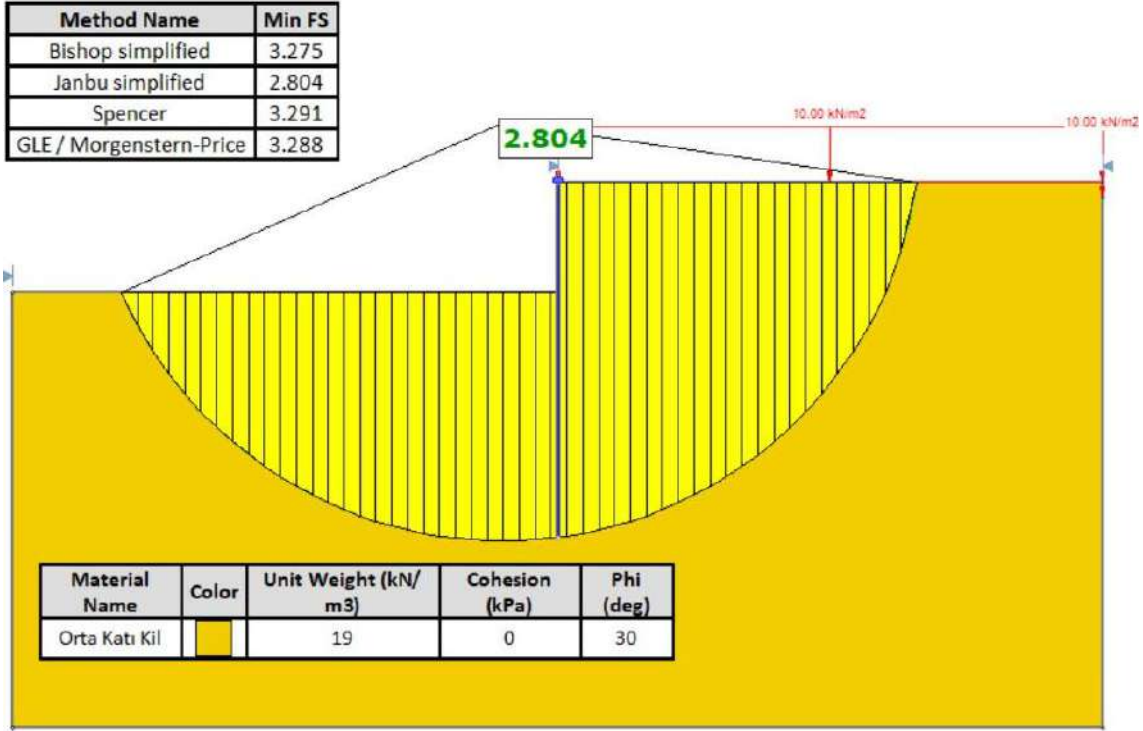
$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} = 0.6 \cdot 355 MPa \cdot (280^{mm} - 2 \cdot 18^{mm}) \cdot 10.5^{mm} = 545.7 kN \quad (P18-3)$$

Bu bağıntıda A_w profilin gövde alanını gösterir. C_{v1} parametresi gövde kesme kuvveti dayanım katsayısı olarak isimlendirilir ve HEB280 profilinin geometrik özellikleri nedeniyle 1.0'a eşit olmaktadır. Hesaplanan kesme kuvveti dayanımı çakılan HEB280 profil yatay aralığına bölünerek LEM yazılımına tanımlanır. Bu projede $V_n/1.5 = 363.8 kN$ olarak tanımlanmıştır.

Analiz sonucunda en düşük güvenlik sayısına sahip ($GS = 2.804$), en kritik göçme yüzeyi Şekil P18-5'deki gibi elde edilmiştir. Bu durumda KDYY-Tablo 3.5'te ULS-GEO analizi için tanımlanan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır.

Aşama 3 - Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Bu aşamada yanal toprak basınçları nedeniyle duvara etkiyen en büyük kesme kuvveti ve moment değerleri hesaplanarak seçilen profilin uygunluğu kontrol edilecektir. Duvara etkiyen en büyük kesme kuvveti, kazı tabanında oluşur. En büyük kesme kuvveti Şekil P18-4'te görülen toprak basıncı kuvvetleri kullanılarak,



Şekil P18-5: LEM analizi sonucunda bulunan en kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı

$$V_{maks} = P_a + 1.11P_Q = \frac{1}{2} \cdot 25.33 \cdot 4 + (1.11) \cdot 3.33 \cdot 4 = 65.45 \text{ kN/m} \quad (\text{P18-4})$$

bulunur. Burada güvenliği azaltıcı değişken etkiler, KDYY-Tablo 3.5'te belirtildiği gibi 1.11 katsayısı ile artırılmıştır. Bulunan kuvvet 1.35 kat artırılarak tasarım kesme kuvveti 88.4 kN/m hesaplanmıştır. Bu değer kazık aralığı ile çarpıldığında ise seçilen profilin karşılaması gereken minimum kesme kuvveti bulunur.

$$V_t = V_{maks} \cdot \gamma_{G,dst} \cdot s = 65.45 \cdot 1.35 \cdot 1.50 = 132.5 \text{ kN} \quad (\text{P18-5})$$

HEB280 profilinin kesme kuvveti dayanımı (P18-3) bağıntısı ile 545.7 kN olarak hesaplanmıştır. Tasarım kesme kuvveti bu değer oldukça altında kalmaktadır. Dolayısıyla seçilen profil kesme dayanımı açısından güvenlidir.

Duvara gelen en büyük moment değeri, kazı kotunun altında, kesme kuvvetinin sıfıra eşit olduğu bir “z” derinliğinde bulunur. Bu z derinliğini hesaplamak için,

$$\frac{\sigma_p \cdot z}{2} = \sigma_Q \cdot (4 + z) + \frac{\sigma_a \cdot (4 + z)}{2} \quad (\text{P18-6})$$

$$\frac{\gamma \cdot K_p \cdot z^2}{2} = 1.11 \cdot q \cdot K_a \cdot (4 + z) + \frac{\gamma \cdot K_a \cdot (4 + z)^2}{2} \quad (\text{P18-7})$$

eşitliği yazılabilir. Bu eşitlikten z=2.28 m olarak bulunur. Buradan moment alındığında $M_{maks} = 221.8 \text{ kNm/m}$ olarak hesaplanmıştır. Tasarım momenti,

$$M_t = M_{maks} \cdot \gamma_{G,dst} \cdot s = 221.8 \cdot 1.35 \cdot 1.50 = 449.1 \text{ kNm} \quad (\text{P18-8})$$

bağıntısı ile hesaplanır. Bu moment değerini karşılayabilecek H kesitli bir profilin kesit modülü,

$$S_{min} = \frac{M_{maks}}{F_{yk}} = \frac{449.1 \text{ kNm}}{355 \text{ MPa}} = 1265 \text{ cm}^3 \quad (\text{P18-9})$$

olmalıdır. HEB280 profilin güçlü eksenindeki kesit modülü 1376 cm³'tür. Seçilen profilin tasarım momentini güvenle taşıyabileceği görülmektedir.

Çelik profillerin aralarına yerleştirilecek inşaat kerestelerinin eğilme ve kesme kuvveti dayanımı kontrol edilmelidir. Kullanılacak kerestelerin mukavemet özellikleri TS EN 338 (2016) standardı ile belirlenmiştir. Bu standardın önerdiği ahşap sınıfları ve mukavemet özellikleri Tablo P18-5'te belirtilmiştir.

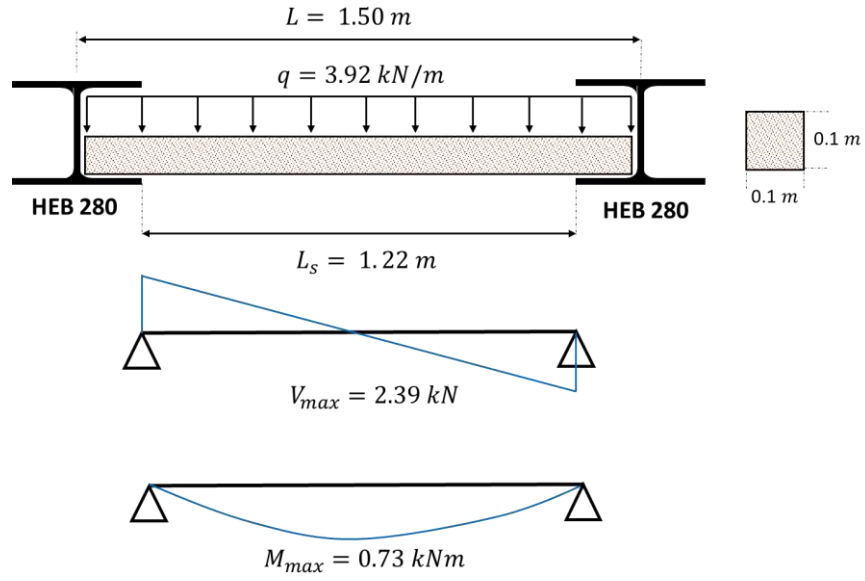
Tablo P18-5: Çam ağacı için ahşap sınıflarına göre karakteristik dayanım değerleri

Ahşap Sınıfı	Dayanım Özellikleri (MPa)					
	Eğilme $f_{m,k}$	Çekme (Liflere//) $f_{t,0,k}$	Çekme (Liflere ⊥) $f_{t,0,k}$	Basınç (Liflere//) $f_{c,0,k}$	Basınç (Liflere ⊥) $f_{c,90,k}$	Kayma $f_{v,k}$
C14	14	8	0.4	16	2.0	3.0
C16	16	10	0.4	17	2.2	3.2
C18	18	11	0.4	18	2.2	3.4
C20	20	12	0.4	19	2.3	3.6

Temel alt kotu (+66.00) seviyesine yerleştirilecek kerestelere en yüksek yanal toprak basınçları etkiyecektir. Şekil P18-4'te gösterildiği gibi, bu seviyede duvara etkiyen yanal toprak basıncı $\sigma_a = 25.33 \text{ kN/m}^2$, sürşarj yükü nedeniyle etkiyen basınç ise $\sigma_a = 3.33 \text{ kN/m}^2$ 'dir. Toprak basınçları kısmi katsayılar ile artırılarak toplam toprak basıncı (q) aşağıda hesaplanmıştır.

$$q = 25.33 \cdot 1.35 + 3.33 \cdot 1.5 = 39.2 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{P18-10})$$

H profillerin arasına Şekil P18.3'teki planda gösterildiği gibi Tablo P18.5'te verilen listeden her biri 0.1m x 0.1m boyutlarında olan C14 ahşap sınıfı inşaat kerestesi seçilmiştir. Bu kerestelerin oluşturduğu yüzey üzerine gelen ve üniform olacağı kabul edilen toprak basıncı $39.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0.1\text{m} = 3.92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ olmaktadır. Kerestelerde oluşacak kesit tesirleri Şekil P18-5'te gösterilmiştir.



Şekil P18-6: Kerestenin kesit tesirleri

Her bir keresteye gelecek tasarım kayma gerilmesi (P18-11) bağıntısı ile 239 kPa olarak hesaplanmıştır.

$$\tau = \frac{V_{max}}{A} = \frac{2.39 \text{ kN}}{0.01 \text{ m}^2} = 239 \text{ kPa} \quad (\text{P18-11})$$

Bu değer C14 kereste için tanımlanan karakteristik kayma dayanımı olan 3.0 MPa'ı aşmamaktadır. Kerestenin üzerindeki tasarım eğilme gerilmesi (normal gerilme)

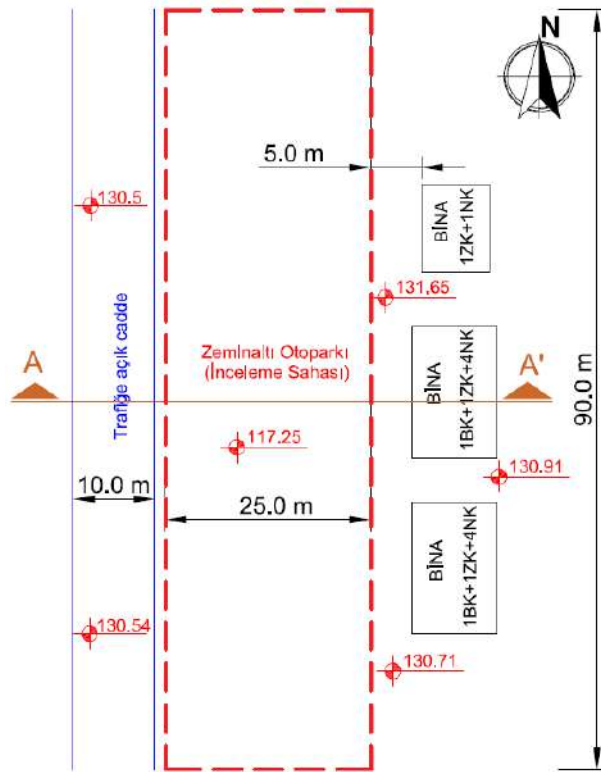
$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} = \frac{0.73 \text{ kNm}}{16.67 \cdot 10^{-5} \text{ m}^3} = 4379 \text{ kPa} = 4.4 \text{ MPa} \quad (\text{P18-12})$$

olarak hesaplanmıştır. Burada W mukavemet momentidir ($W = b \cdot h^2/6$). Hesaplanan eğilme dayanımı karakteristik eğilme dayanım değeri olan 14 MPa'dan küçük elde edilmiştir. Dolayısıyla, seçilen ahşap elemanlar uygun olduğu görülmüştür.

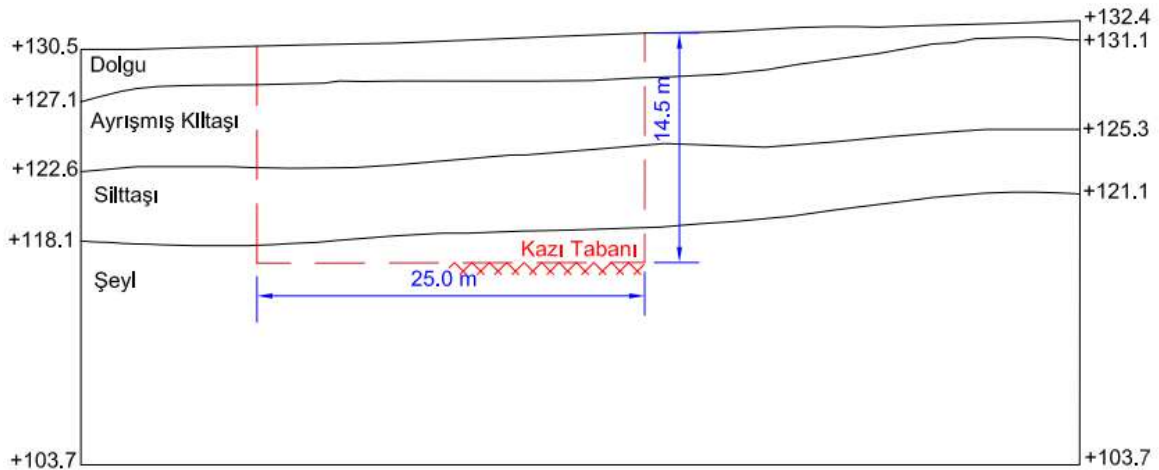
P19 – DİYAFRAM DUVARLI VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI

P19-1. Projenin Tanıtımı

Proje kapsamında 5 bodrum katlı yeraltı otoparkı inşa edilecek ve bu doğrultuda geçici bir kazı destek yapısı tasarlanacaktır. Doğu-batı doğrultusunda kazı yapılacak alanın genişliğinin 25 m, kuzey-güney doğrultusunda ise 90 m olması planlanmaktadır. Arazide kotlar +130.5 ile +131.65 arasında değişmektedir. Otopark temeli alt kotu ise +117.25’dir. Bu doğrultuda maksimum kazı derinliği 14.5 m olacaktır. Kazı alanı ve çevresinin durumunu gösteren plan görünümü Şekil P19-1’de sunulmaktadır. Planda görülen A-A’ kesitindeki zemin profili ve kazının ise Şekil P19-2’de gösterilmektedir.



Şekil P19-1: İnceleme sahası plan görünümü ve arazi kotları



Şekil P19-2: Zemin profili ve kazı alanı (A-A' Kesiti)

P19-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

İnceleme alanında gerçekleştirilen zemin sondajlarında, kireçtaşı bantlı yapay dolgu tabakasının hemen altında ayrılmış kiltası ve silttaşı tabakalara rastlanmıştır. Sondajlar şeyl tabakası ile sonlanmıştır. Geoteknik sorumlunun Zemin Etüdü ve Geoteknik Veri Raporunu yeniden değerlendirmesi sonucunda, kazı destek yapısı analizlerinde kullanmak üzere zemin ve kaya birimlere ait tasarım parametreleri Tablo P19-1'deki gibi belirlenmiştir. Ayrılmış kaya birimlerin hakim olduğu ve yeraltı suyunun bulunmadığı sahada drenajsız yükleme koşulları oluşmayacaktır. Bu sebeple, Zemin ve Temel Etüdü Geoteknik Raporunda toplam gerilmeler cinsinden zemin parametreleri türetilmemiştir.

Tablo P19-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	k (m/s)	Etkif Gerilme (Statik)			
			p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Dolgu	18.0	1.0E-6	100	15.0	3.0	24.0
Ayrılmış Kiltası	19.0	1.0E-7	100	60.0	10.0	28.0
Silttaşı	20.0	1.0E-8	100	80.0	15.0	28.0
Şeyl	21.0	3.0E-9	100	150.0	20.0	28.0

P19-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Bu bölümde, kazı destek yapısı için hazırlanacak ön tasarımda dikkat edilecek kriterler ve proje kabulleri anlatılacaktır. İlâveten çevre yapıların kazıyla olan etkileşim durumu, kazı sisteminin seçimi ve sebeplerine yer verilmiştir.

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kazı destek sisteminin çevrede bulunan mühendislik yapıları ile etkileşimine bakıldığında, inceleme sahasının batı cephesinin kuzey-güney doğrultusunda araç trafiğinin yoğun olduğu bir yol bulunmaktadır. Trafikten kaynaklanacak ilave karakteristik yükün 20 kPa mertebesinde olduğu kabul edilmiştir. Bununla birlikte, sahanın batı cephesinin arkasında konut amaçlı kullanılan yapıların olduğu tespit edilmiş olup 1 BK + 1 ZK ve 4 NK'dan oluşan bu bina temellerinden zemine aktarılan karakteristik yük 80 kPa alınmıştır. Doğu-batı aksından alınan A-A' kesiti üzerinden (Şekil P19-1) tasarım adımları gösterilecektir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

Kazı destek yapısı, KDYY-Tablo 1.1'de tanımlanan esaslara göre sınıflandırılmalıdır. Aşağıdaki özellikler dikkate alındığında, kazı destek yapısının tamamı Kategori-2'ye girmektedir.

- Hesaba esas kesitte kazı yüksekliği yaklaşık 14.0-14.5 m arasındadır.
- Zemin ortamında yeraltı suyuna rastlanılmamıştır.
- Kazı çevresinde kazıdan etkilenebilecek yakınlıkta yol ve betonarme yapılar bulunmaktadır.
- İksa yapısı geçici bir destek elemanı olarak tasarlanacaktır.
- Duvarın stabilitesini sağlamak için yatay destek elemanları kullanılacaktır.
- Zemin yüzeyinden itibaren kalınlığı değişken (3.0 m) kontrolsüz dolgu tabakası bulunmaktadır.

Kazı Destek Yapısı Seçimi

Kazının yapılacağı sahanın iki cephesinde bina ve araç trafiğine açık yol bulunduğundan inşa edilecek destek yapısının yatay deplasmanlarını sınırlandırılmak gerekmektedir. Sahanın zemin etüdü ve geoteknik raporuna göre elde edilen zemin profili incelendiğinde; ayrılmış kiltası ve silttaşı/şeyllerden oluştuğu için fore kazık delgisinde yaşanacak zorluklardan kaynaklı gecikmelerin önüne geçebilmek ve proje teslim tarihinin aşılmaması için iksa imalat süresini asgari seviyede tutabilmek amacıyla düşey destek elemanı olarak diyafram duvar uygulamasının seçilmesine ve kaya birimde hidrofreze ile delgi yapılmasına karar verilmiştir. Ayrıca sistem için yatay destek elemanı olarak zemin ankrajı seçilmesi durumunda imalatın zor olacağı öngörülmektedir. Bu nedenle duvarın doğu-batı aksında yer alan karşılıklı cephelerinin çelik boru profiller yardımıyla içten desteklenmesine karar verilmiştir.

Yapısal Elemanlar İçin Tasarım Parametreleri

İksa sisteminde kullanılacak çelik boru desteğin malzeme özellikleri ve burkulma dayanımı belirlenmelidir. Bu projede ihtiyaç olan tüm destek elemanları için tek tip (çap ve et kalınlığı bakımından özdeş) boru profil kullanılmıştır. Projenin gereklilikleri ve tasarım sonrasında hesaplanan iç kuvvetler dikkate alınarak farklı profiller kullanılabilir. Yatay destek elemanı olarak kullanılmasına karar verilen çelik boru profilin geometrik ve malzeme özellikleri Tablo P19-2’de gösterilmiştir.

Tablo P19-2:Çelik boru profil geometrik ve malzeme özellikleri

Dış Çap (D)	Et Kalınlığı (t)	Serbest uzunluğu (L)	Yatay Aralık (s)	Karakteristik Akma Dayanımı	Elastisite Modülü	Atalet Yarıçapı (i)
600 mm	10 mm	25 m	4.0 m	355 MPa	200000 MPa	20.9 cm

Projede kullanılacak çelik destek elemanları duvar düzlemine dik olarak konumlandırılacaktır. Bu nedenle destek elemanı, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar-Bölüm 8.2 (ÇYTHYDE, 2016) esas alınarak, eksenel basınç kuvveti etkisi altında tasarlanmıştır. Proje için seçilen çelik boru profil ÇYTHYDE-Tablo5.1A’ya göre narin en kesitli eleman olarak sınıflandırılmaktadır. Bu bölümle ilgili hesaplar, bu kitapta yer alan P1 nolu ve “Yumuşak Kilde Diyafram Duvarlı İçten Destekli Kazı Destek Yapısı” isimli örnekte detaylı bir biçimde anlatılmıştır.

Deprem Etkisi

KDYY-Tablo 2.6’da verildiği üzere, kazı yüksekliğinin 15 m’den küçük olması durumunda Kategori-1 ve Kategori-2 (KK-1 ve KK-2) kapsamına giren tüm geçici destek sistemlerinde sismik tasarım yöntemleri ile hesap yapılmasına gerek yoktur.

İçten Destekli Sistemler İçin Tasarım Kriterleri

Bu bölümde yatay destek elemanları kullanılarak içten destekli olacak şekilde inşa edilmesi planlanan kazı destek sistemlerinin tasarımında dikkate alınması gereken sabit ve değişken etkiler açıklanmaktadır. İçten destekli sistemlerin tasarım esasları KDYY-3.4’te detaylı olarak verilmiştir. Bu projedeki yatay destek elemanlarının tasarımında KDYY-3.4.2’de tanımlanan sabit ve değişken etkiler göz önünde bulundurulmuştur. Sabit ve değişken etkilerin farklı yük kombinasyonları (LC) ile nasıl birleştirileceği bu kitabın P1 nolu “Yumuşak Kilde Diyafram Duvarlı İçten Destekli Kazı Destek Yapısı” isimli örneğinde detaylı olarak verildiğinden burada tekrarlanmayacaktır.

Burada sadece yatay destek elemanının servis ömrü boyunca maruz kalacağı ısı etkiler $Q_{k,temp}$ ile tanımlanmıştır. $Q_{k,temp}$ değerini belirlemek için KDYY-3.4.2.9’da önerilen B3.33 eşitliğinden faydalanılabilir.

$$Q_{k,temp} = \alpha_t * \Delta t * E * A * (\beta/100) \quad (P19-1)$$

α_t : destek elemanının yapıldığı malzemenin ısı genleşme katsayısı,

Δt : montaj sıcaklığına kıyasla sıcaklık değişimi,

E : destek elemanının yapıldığı malzemenin elastisite modülü,

A : destek elemanının kesit alanı;

β : destek elemanında boy değişimi kısıtlanma yüzdesi

Isıl etkilerin yatay destek çelik boru profil elemanı üzerinde oluşturacak ilave kuvvetlerin mevsimsel koşullara bağlı hesaplanması gerekmektedir. Bu projede montajın Mayıs ayında yapılması ve desteklerin takip eden 8 ay boyunca kullanılması öngörülmektedir. Meteorolojik mevsim normalleri verilerine göre projenin yapılacağı bölgede Şubat aylarında görülen en düşük sıcaklık değeri 10°C’dir. Yaz aylarında görülen en yüksek sıcaklık değeri ise 38°C’dir. Bu nedenle montaj sırasındaki sıcaklık değerine oranla oluşabilecek en yüksek sıcaklık farkı 28°C olarak belirlenmiştir. Çelik boru profiller ve yapısal çelikler için genleşme katsayısı, rijitlik, en kesit alanı vb. gibi parametreler Tablo P19-3’de gösterilmiştir.

Tablo P19-3: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri

α_t (1/°C)	Δt (°C)	E (MPa)	A (cm ²)	β	$Q_{k,temp}$ (kN)
12*10 ⁻⁶	28.0	200000	185.35	50%	622.8

Deplasman Kriterleri

İçten destekli sistemler için KDYY-2.12’de tanımlanan üst sınır deplasman kriterleri aşağıdaki gibidir:

- İçten destekli/yatay destekli sistemler için meydana gelecek yanal deplasmanlar için $\delta h/H = \text{‰}2.5 - \text{‰}5.0$ (kazı derinliğinin binde iki buçuğu ila binde beşi) değerleri arasında kalacak şekilde bir üst limit kabul edilmektedir. Projelendirme, yanal deplasmanlar bu değerleri aşmayacak şekilde yapılmalıdır. Bu proje özelinde, komşu yapının yurt binası olmasından dolayı, kazı destek yapısındaki yanal deplasmanlar $\text{‰}0.1 * H = 14.5$ mm olarak sınırlandırılmıştır.
- Kazı nedeniyle komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme miktarı statik yükleme durumunda 1/500 değerini, dinamik yükleme durumlarında ise 1/250 değerini aşmamalıdır.

P19-4. Analizler

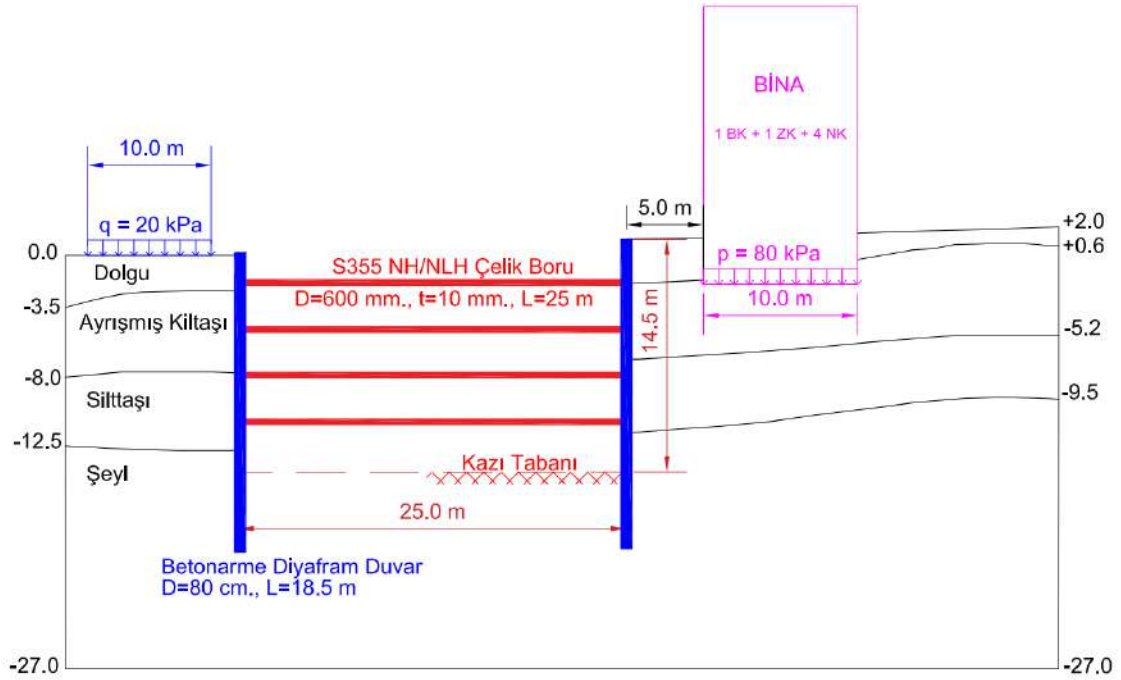
Kazı destek yapısının hesap kesiti olarak belirlenen A-A’ kesitinde +112.00 kotuna kadar diyafram duvar yapılmasına ve duvarın yatayda 4.0 m aralıklarla yerleştirilecek dört sıra çelik boru profil ile desteklenmesine karar verilmiştir. Yapılan ön tasarım sonucunda analizlerde kullanılacak kesit Tablo P19-3’teki gibidir.

Ön tasarımı yapılan sistemin limit denge analizi (ULS-GEO), hizmet görebilirlik sınır durum analizi (SLS-GEO) ve kazı destek sisteminin esasını oluşturan yapısal elemanların (betonarme diyafram duvar

ve yatay destek çelik boruların) kesit tesirlerine bağlı yapısal kontrolü (ULS-STR) yapılmıştır. Kontroller toptan göçme analizi için limit denge yöntemi (LEM) ve gerilme-deformasyon analizleri için (GDA) sonlu elemanlar yöntemi kullanan yazılımlar aracılığı ile sağlanmıştır. LEM ve GDA kullanılarak yapılacak destek yapısı tasarımının ana hatları KDYY-Tablo 3.5'te tanımlanmıştır. Bu proje için ilk aşamada LEM ile göçme sınır durumu (ULS-GEO) kontrolü yapılarak güvenlik koşullarının sağlandığı gösterilmiştir. KDYY-Tablo 3.5'e göre daha sonraki aşamada kazı destek sistemi sonlu elemanlar yöntemini kullanan yazılımlar aracılığıyla modellenerek kazı sonucunda oluşabilecek deplasmanların servis sınırları içerisinde olup olmadığı kontrol edilmiştir (SLS-GEO). Son olarak yapısal elemanların boyutlandırılması (ULS-STR) açıklanmaktadır.

Tasarım Parametreleri

Kazı destek yapısını oluşturan düşey ve yatay destek elemanlarının performansını değerlendirerek yapılan ön tasarımın, yönetmeliğe uygun olup olmadığını anlamak için yapılan gerilme-deformasyon analizlerinde zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışını gerçekçi bir şekilde tanımlayan bünye modelleri kullanılmalıdır. Bu projenin analizlerinde zemin ortamını oluşturan tüm tabakalar için zemin davranışı Hardening Soil bünye modeli kullanılarak tanımlanmıştır. Projede yeraltı suyu yoktur, ayrışmış kilaşı ve silttaşı birimlerin bulunduğu sahada yapılacak iksa uygulaması drenajlı durum zemin parametreleri için analiz edilmiştir. Bu nedenle, sonlu elemanlar modelinde, drenajlı durum için yapılan ULS ve SLS analizlerinde Tablo P19-4'te belirtilen zemin parametreleri kullanılmıştır.



Şekil P19-3: Proje için tasarım kesiti (A-A' kesiti)

Projedeki yatay ve düşey destek elemanlarının SLS ve ULS kontrolleri için yapılan gerilme-deformasyon analizlerinde uygun elemanlar kullanılarak modellenmeleri gerekmektedir. Bu elemanların modellerde kullanılan aksel rijitlik ve eğilme rijitliği parametreleri Tablo P19-5'de gösterilmiştir.

Tablo P19-4: Statik yükleme durumunda sayısal analizlerde kullanılan bünye modeli, mukavemet ve rijitlik parametreleri

Birim	c' (kPa)	ϕ' (°)	HS Model			
			E'50,ref (MPa)	E'oed,ref (MPa)	E'ur,ref (MPa)	p _{ref} (kPa)
Dolgu	3.0	24.0	15.0	15.0	45.0	100
Ayrışmış Kilitaşı	10.0	28.0	60.0	60.0	180.0	100
Silttaşı	15.0	28.0	80.0	80.0	240.0	100
Şeyl	20.0	28.0	150.0	150.0	450.0	100

Tablo P19-5: Yapısal elemanların rijitlikleri

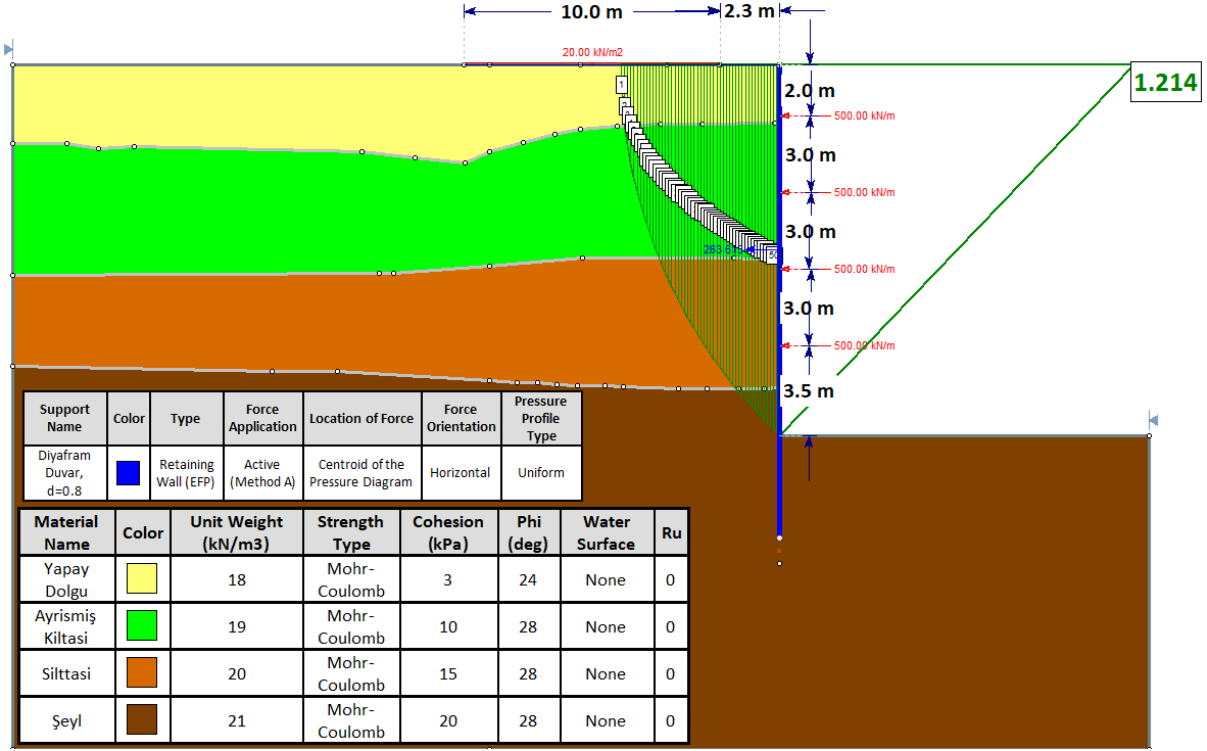
Yapısal Eleman	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	Yatay Aralık (m)
Diyafram Duvar (d=80 cm.)	24*10 ⁶	128*10 ⁴	-
Çelik Boru(D.600mm-t:10mm)	3.7*10 ⁶	-	4

Aşama 1: LEM ile Göçme Sınır Durumu Kontrolü (ULS-GEO)

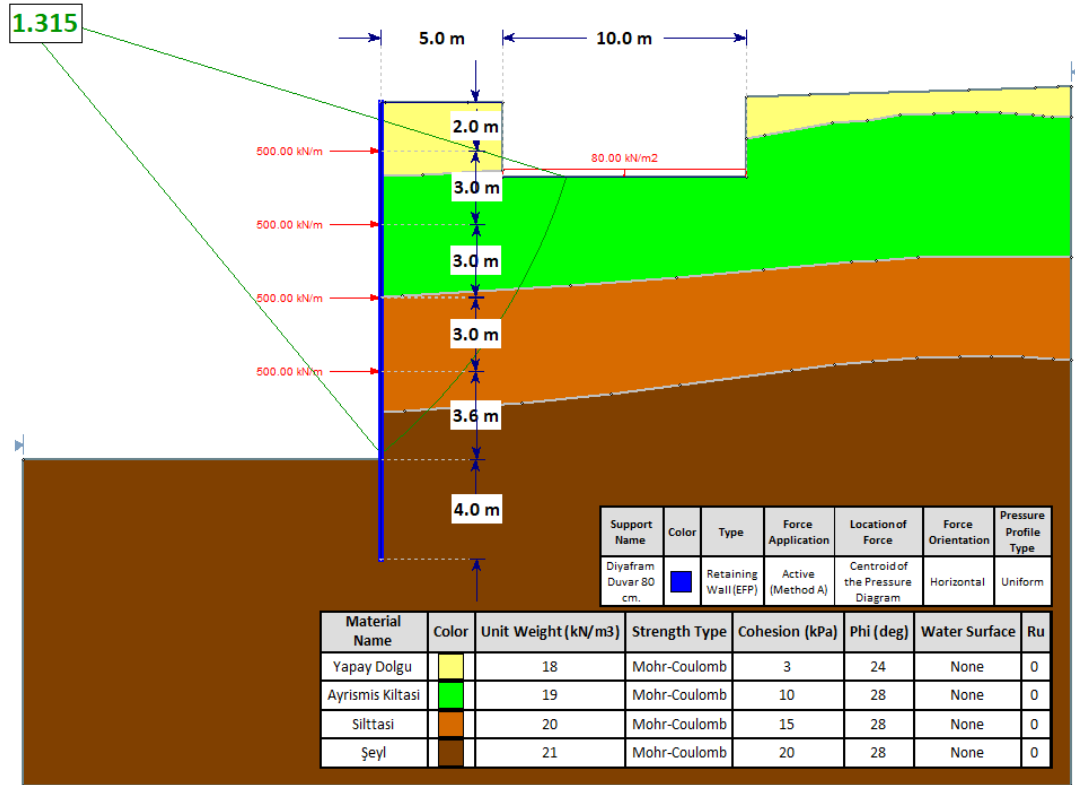
Kazı destek sisteminin statik yükler altında göçmeye karşı güvenlik sayısı, LEM analizi yapabilen yazılımlardan faydalanılarak hesaplanmıştır. Bu projede doğu ve batı kesitleri farklı zemin kalınlıklarına ve çevre yapı etkileşimlerine sahip olduğu için ayrı ayrı modellenmiştir.

LEM yazılımında 2 boyutlu olarak modellenen kesitler Şekil P19-4 ve Şekil P19-5'de görülmektedir. Sistemde bulunan tüm yapısal elemanlar ve çevre yapılar da yazılımın arayüzü kullanılarak modellere dahil edilmiştir. Limit denge yaklaşımı ile yapılan hesaplarda çelik yatay destek borular için özel bir eleman türü olmadığı için, boru destekler ön tasarımı noktasal yük olarak tanımlanmıştır. Tanımlanan yük değeri, çelik desteğin tasarım burkulma dayanımının, yatay destek elemanlarının akstan aksa yatay mesafelerine (s) bölünmesi ile elde edilmektedir. Bu doğrultuda hesaplarda, çapı 600 mm ve et kalınlığı 10 mm olarak seçilen boru profillerin tasarım burkulma dayanımı (P_n) 2651 kN olarak hesaplanmıştır. Destekler 4 m aralıklı olarak yerleştirildiğinden her bir metreye denk gelen burkulma dayanımı, 2651/4 = 662 kN olarak bulunur. Projedeki riskler göz önünde bulundurulmuş ve modeldeki noktasal yükler 500 kN olarak tanımlanmıştır.

Düşey destek elemanı olarak seçilen duvarların dayanımı limit denge yöntemindeki kuvvet dengesinde hesaba katılarak, oluşacak göçme düzlemlerini doğrudan etkiler. Kullanılan yazılımın içinde, istinat yapıları için tanımlı doğrudan bir modül bulunduğundan, bu seçenek Şekil P19-4'teki tabloda verildiği hali ile sisteme dahil edilmiştir. Depremsiz durumdaki ULS hesaplarında kullanılması gereken kısmi katsayılar KDYY-Tablo 2.1'de tanımlanmıştır. Kullanılan yazılımda katsayıların doğru tanımlanması gerekir; kısmi katsayıların LEM'de tanımlanması ile ilgili detaylar Bölüm 9'da açıklanmıştır.



Şekil P19-4: LEM yazılımında modellenen yol (batı kesiti) ve en kritik göçme yüzeyi



Şekil P19-5: LEM yazılımında modellenen yol (batı kesiti) ve en kritik göçme yüzeyi

Yapılan limit denge analizi sonucunda farklı olası göçme düzlemlerinden elde edilen güvenlik sayıları incelenerek $GS > 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmelidir. Şekil P19-4’de yol cephesinin bulunduğu kesite ait sonuçlar verilmiştir; buna göre kesite ait en düşük güvenlik sayısına sahip olası göçme

yüzeylerinin global güvenlik sayısı $GS=1.21$ ve Şekil P19-5’de gösterilen binalı cephe için güvenlik sayısı $GS=1.31$ ’dir. Buna göre, analizler sonucunda oluşabilecek en kritik göçme yüzeylerinin güvenlik sayıları içten destekli kazı destek sisteminde Aşama 1 için gerekli olan $GS > 1.0$ şartını rahatlıkla sağlamaktadır.

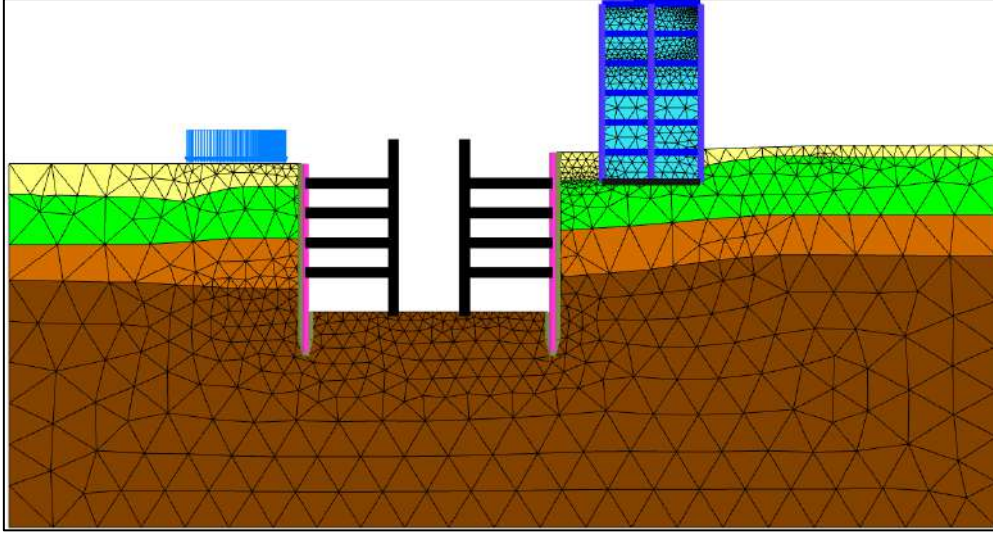
Aşama 2: Hizmet Görebilirlik Sınır Durumu Kontrolü (SLS-GEO)

Hizmet görebilirlik sınır durumu kontrol aşamasında kazı nedeniyle oluşabilecek deplasmanların servis koşulları bakımından izin verilen sınırlar içinde olup olmadığı kontrol edilir. Bu projede deplasmanlar, sonlu elemanlar yöntemini kullanan yazılımlar ile yapılan gerilme deformasyon analizleri sonucunda belirlenmiştir. Hesap kesiti için hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve sonlu elemanlar ağı Şekil P19-6’da gösterilmiştir. Hizmet görebilirlik sınır durumu kontrolü için oluşturulan sonlu elemanlar metodu ile hazırlanan sayısal çözümde tanımlanan inşaat aşamalar şu şekildedir:

- Aşama 1: Başlangıç fazı (gravity loading)*
- Aşama 2: Diyafram duvar imalatı*
- Aşama 3: 1.çelik boru profil (strut) seviyesinin 1.0 m altına kadar kazı*
- Aşama 4: 1.borunun yerleştirilmesi*
- Aşama 5: Kazı-2*
- Aşama 6: 2.Strut yerleşimi*
- ...
- Aşama 10: Nihai kazı + öngörülemeyen kazı*
- Aşama 11: Bina temeli inşası*
- Aşama 12: Bodrum 4.kat döşemesi imalatı*
- Aşama 13: 4.sıra borunun kaldırılması*
-
- Aşama 19: 1. sıra borunun kaldırılması*
- Aşama 20: Zemin kat döşemesi imalatı*

KDYY-Tablo 3.5’te belirtildiği üzere SLS-GEO kontrolü yapılırken herhangi bir kısmi katsayı seti kullanılmaz. Yalnızca güvenliği azaltıcı değişken etkilerin 1.11 katsayısı ile artırılması önerilmiştir. Bu modelde de yol yükü 1.11 kat artırılmış ve 22.2 kPa olarak tanımlanmıştır.

LEM analizleri ile hesaplanacak olası göçme yüzeyleri Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, Corps of Engineers vb. yöntemler ile hesaplanabilir. İsveç Dilim Yöntemi tasarım hesaplarında kullanılamaz. Bu projede göçmeye karşı güvenlik sayısı (i) dilimler arası kayma ve normal kuvvetleri de hesaba katan (ii) kuvvet ve moment dengesine göre hesap yapabilen, (iii) yarı sinüs kenar fonksiyonlu Morgenstern-Price (Morgenstern & Price, 1967) yöntemi ile belirlenmiştir. Analizlerde LEM yazılımı, her bir göçme dairesini minimum 0.1 m genişliğinde 30 dilime ayrılarak dengeyi koruyan ve bozan kuvvetleri hesaplamıştır.

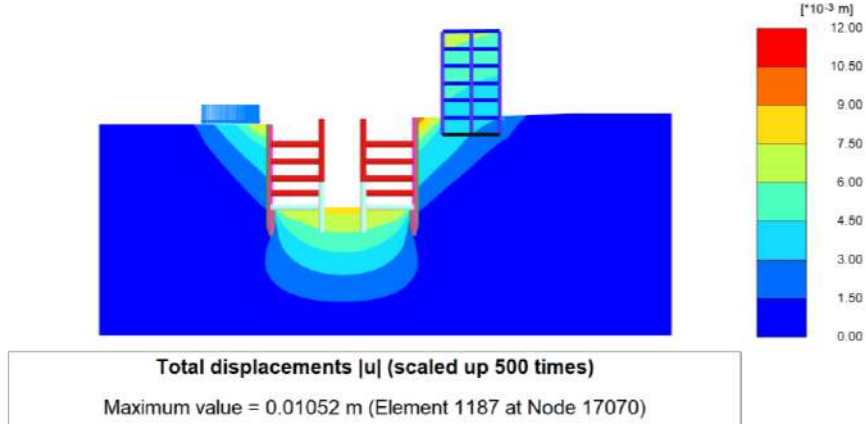


Şekil P19-6: Hesap kesiti için hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağı

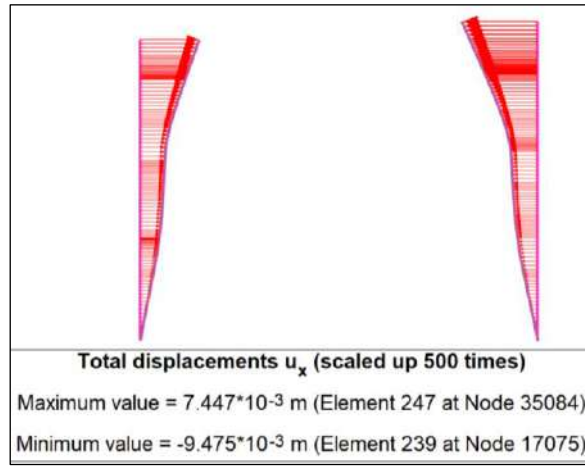
Derin kazılar ve kazı destek yapıları genellikle kademeli olarak yapıldığı için içten destek elemanı olarak seçilen boru profillerde deplasmanlar ve iç kuvvetler her kademede değişmekte ve farklı etkilere sebep olabilmektedir. Bu nedenle kazı destek sistemlerinde sonlu elemanlar analizi yapılırken inşaat aşamalarının da doğru olarak modellenmesi son derece önemlidir. Bu projede planlanan inşaat aşamaları, sonlu elemanlar yazılımında bu kitapta yer alan P1 no.lu projede anlatıldığı gibi tanımlanarak modelde her inşaat aşamasında deplasmanlar ve iç kuvvetler hesaplanmıştır. Nihai kazı kotuna gelindiğinde KDYY-2.8.5.2’de önerilen 0.5 m yüksekliğindeki plansız kazı aşaması da modelde inşaat aşaması olarak tanımlanmıştır. Son olarak, projenin kazı tabanı alt kotuna inildiği aşamadan sonra çelik boru profiller kaldırılmış, yerlerine üst yapı temeli ve kat döşemelerin aktif edildiği aşamalar SLS analizlerinde göz önünde bulundurulmuştur. Bina ve araç trafiğine açık cephelerin deplasman konturlarının verildiği Şekil P19-7’de görüldüğü üzere, sistemde en büyük deplasman değeri 1.1 cm olup; bina cephesinin düşey destek elemanı ile birleştiği bölgede hesaplanmaktadır.

Diyafram duvarların yatay deplasmanlarının başlangıçta belirlenen deplasman kriterleri ile karşılaştırılması için Şekil P19-8’de her iki cephede yer alan duvarlarda tüm inşaa kademelerinde oluşan en büyük yatay deplasman değerleri sunulmuştur. Bu deplasman değeri son yatay destek elemanın kaldırıldığı aşamada meydana gelmiştir ve yaklaşık 1.0 cm’dir. Deplasman kriterleri bölümünde sistemin yapabileceği maksimum deplasman değeri olarak tanımlanan 1.45 cm değeri aşılmamıştır.

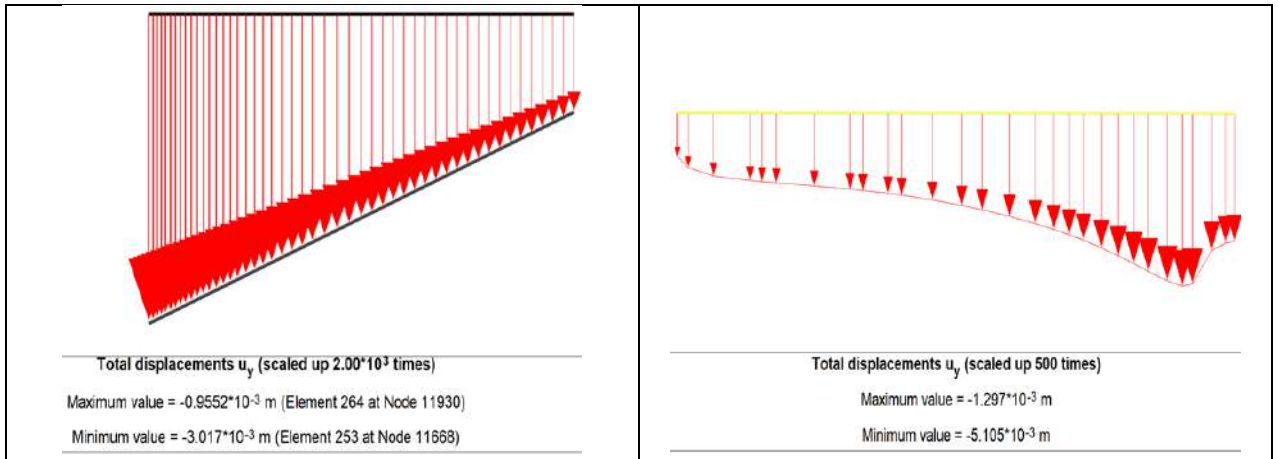
Kazı nedeniyle çevre binaların temelinde meydana gelebilecek dönme miktarını kontrol edebilmek için bina temelinin düşey deplasman profilinin incelenmesi gerekir. Son kazı aşaması sonucunda komşu binadaki ve yoldaki düşey deplasman profili Şekil P19-9(a) ve (b)’deki gibidir. Bina temelindeki farklı oturma $3.1 \text{ mm} - 0.96 \text{ mm} = 2.1 \text{ mm}$ olarak hesaplanır. Farklı oturma’nın temel genişliğine oranı, $2.1 \text{ mm} / 10000 \text{ mm} = \% 0.021$ olarak hesaplanır. Bu durumda deplasman kriterleri bölümünde tanımlanan en büyük açısal dönme değeri $\%0.2$ (1/500) aşılmamıştır. Benzer şekilde, batı cephesi boyunca yer alan araç trafiğine açık yolda oluşan düşey deformasyonlar kontrol edildiğinde farklı oturma değeri $5.1 \text{ mm} - 1.3 \text{ mm} = 3.8 \text{ mm}$ olarak hesaplanmıştır ve bu durumda yoldaki dönme miktarı da belirlenen kriter aşılmamıştır. Kazı destek sistemi deplasman SLS kontrolünü başarıyla geçmiştir.



Şekil P19-7: Tüm inşa aşamalarında sistemde olan maksimum toplam deplasmanlar



Şekil P19-8: Son çelik desteğin kaldırıldığı aşamadaki yatay duvar deplasmanları



Şekil P19-9: Tüm inşa kademelerinde (a) yatay desteğin kaldırıldığı aşamada komşu bina temelinde (b) yoldaki düşey deplasmanlar

Aşama 3 – Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Bu bölümde ilk olarak yatay destek elemanının eksenel yük taşıma kapasitesi tasarım esaslarında belirtilen yük kombinasyonları ile kontrol edilir. Bu nedenle yük kombinasyonlarında kullanılan $G_{k,GEO}$, G_k , $Q_{k,temp}$ ve $Q_{k,tesadüfi}$ yüklerinin bu aşamada hesaplanması gerekmektedir.

$G_{k,GEO}$ değeri, SLS, ULS ve Statik Eşdeğer Hesap yükleme durumlarında, en olumsuz inşaat aşamasında yatay destek elemanına gelen eksenel yükler (P_{SLS} , P_{ULS} , P_{PSD}) kullanılarak hesaplanır. Daha sonra büyük olan değerler seçilip yük kombinasyonlarında kullanılarak en olumsuz durumun temsil edilmesi amaçlanır. P_{SLS} değeri, Aşama 2’de drenajlı durumda yapılan SLS analizlerindeki en olumsuz inşaat aşamasında 1225 kN olarak bulunmuştur. Bu değer SLS analizinden bulunduğu için, $G_{k,GEO}$ değeri her yük kombinasyonu için farklı değerler olacaktır.

$$LC1 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.4 * 1225 * 1 = 1715 \text{ kN} \quad (P19-2)$$

$$LC2 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.2 * 1225 * 1 = 1470 \text{ kN} \quad (P19-3)$$

$$LC3 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.0 * 1225 * 1 = 1225 \text{ kN} \quad (P19-4)$$

Kısmi faktörler ile çevre yapıların etkisinin artırıldığı gerilme deformasyon analizi sonucunda (ULS-GDA) P_{ULS} değeri, en olumsuz inşaat aşamasında 1370 kN olarak hesaplanmıştır.

$$G_{k,GEO} = P_{ULS} * \gamma_{sd} = 1370 * 1 = 1370 \quad (P19-5)$$

Yapılan hesaplamalar sonucunda $G_{k,GEO}$ değerinin LC1 ve LC2 yük kombinasyonları için SLS-GEO analizinde, LC3 yük kombinasyonu için ise ULS analizinde daha büyük bir değer olduğu görülmektedir. Bu nedenle en olumsuz durumu temsil etmek amacıyla LC1 ve LC2 yük kombinasyonları için SLS-GEO analizi, LC3 için ise ULS analizi sonucu ile hesaplanan $G_{k,GEO}$ değeri kullanılacaktır. Isıl etkisiyle çelik boru profilde oluşacak normal kuvvetler P19-3’te hesaplanıp; burada tüm kombinasyonlarda ilgili yerlerde hesaplara dahil edilmiştir.

KDYY’ye göre içten destekli yapılarda yatay desteklere gelen kuvvetler belirlenirken hem SLS hem de ULS analizlerinden elde edilen etkiler dikkate alınmalıdır. Fakat KDYY-Tablo 3.5’te gösterilen hesap adımlarında, kısmi faktörlerin kullanıldığı bir ULS-gerilme deformasyon analizi tanımlanmamıştır. Bu nedenle sadece içten destekli yapılarda, desteklere gelen kuvvetleri (P_{ULS}) artırılmış etkiler ile hesaplamak amacıyla ayrıca bir gerilme deformasyon analizi yapmak gerekir (ULS-GDA). Bu analiz, SLS analizindeki yükleme koşulları ve malzeme parametreleri, KDYY-Tablo 2.1’deki kısmi katsayılar ile revize edilerek yapılabilir. Analizdeki sonlu elemanlar modeli ve sınır koşulları SLS ile aynı olabilir.

ULS-GDA analizinde yalnızca yatay destek elemanlarına gelen kuvvetlerin, çevre yapıların etkisinin artırıldığı koşullarda hesaplanması amaçlanmaktadır. Bu nedenle yalnızca çevre yapıların etkileri kısmi faktörler ile artırılmalıdır. Örneğin bu projedeki duvarın arkasındaki yol yükü, güvenliği azaltıcı değişken etki olduğu için, “ $\gamma_{Q,dst} = 1.50$ ” katsayısı ile artırılmıştır. Aynı zamanda çevre yapılardan gelen yükler, güvenliği azaltıcı sabit etkiler oldukları için, “ $\gamma_{G,dst} = 1.35$ ” katsayısı ile artırılmıştır.

Desteğin ağırlığı (G_k) bulunurken çeliğin özgül ağırlığından faydalanılır. Çeliğin özgül ağırlığı 7.85 gr/cm³’tür. Buna göre;

$$G_k = \rho_s * A * L = 7.85 \frac{gr}{cm^3} * 185.35 cm^2 * 2500 cm = 3.64 t = 36.4 \text{ kN} \quad (P19-6)$$

Yatay destek elemanının servis ömrü boyunca maruz kalacağı ısı etkileri ($Q_{k,temp}$) “İçten Destekli Sistemler İçin Tasarım Kriterleri” bölümünde açıklanmış ve bu problem için 622.8 kN olarak

hesaplanmıştır. Destek elemanının üzerinde 1 kN/m büyüklüğünde bir yük varmış gibi kabul edilerek tesadüfi etkiler dikkate alınmıştır.

$$Q_{k,tesadüfi} = 1 \frac{kN}{m} * 25 m = 25 kN \quad (P19-7)$$

Bulunan tüm etkiler kullanılarak tasarım esaslarında açıklanan yük kombinasyonları hesaplanır.

$$LC1 : 1.4 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.0 * Q_{k,temp} = 1.4 * 36.4 + 1.0 * 1715 + 1.0 * 622.8 = 2390 kN \quad (P19-8)$$

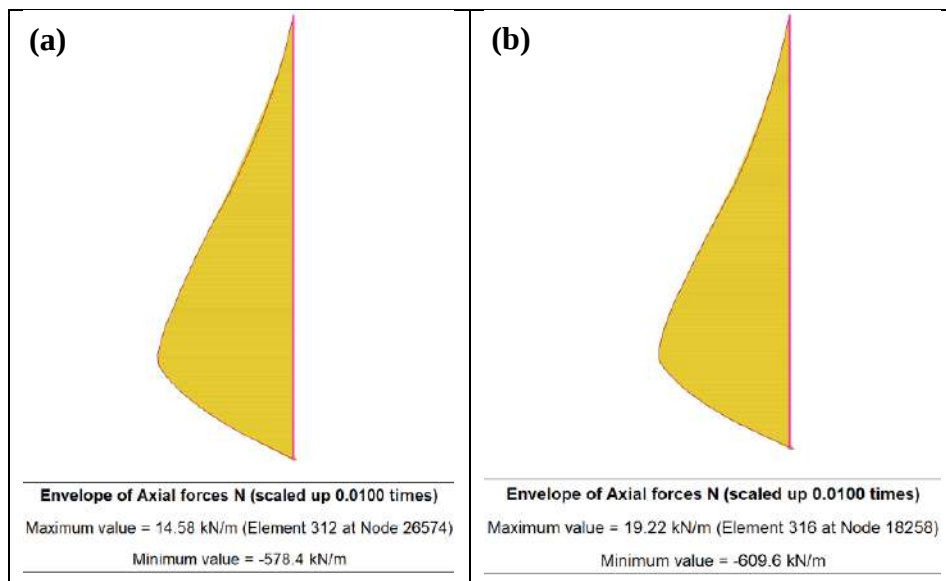
$$LC2 : 1.2 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.6 * Q_{k,temp} = 1.2 * 36.4 + 1.0 * 1470 + 1.6 * 622.8 = 2510 kN \quad (P19-9)$$

$$LC3 : 1.0 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 0.5 * Q_{k,temp} + 1.6 * Q_{k,tesadüfi} = 1.0 * 36.4 + 1.0 * 1370 + 0.5 * 622.8 + 1.6 * 25.0 = 1757 kN \quad (P19-10)$$

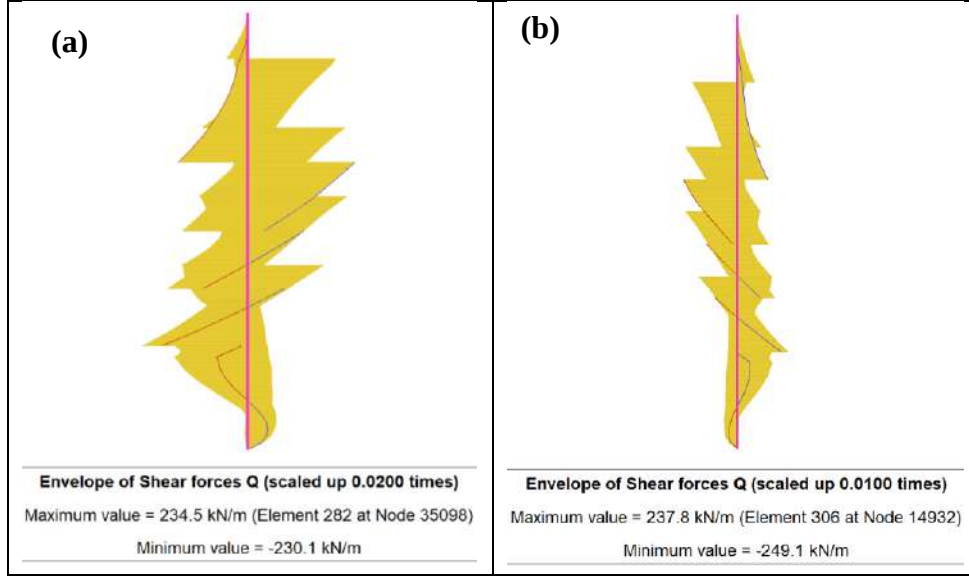
Kullanılan yatay destek elemanının burkulma dayanımı 2651 kN'dur. Hesaplanan yük kombinasyonlarının tümünün bu değerden daha düşük olduğu anlaşılmaktadır.

Gerilme-deformasyon analizlerinin yapıldığı SLS-GEO durumunda, yapısal açıdan betonarme diyafram duvarın seçilen kesitinin uygunluğunu incelemek ve donatı alanını (A_s) belirlemek gerekmektedir. Bu nedenle, Şekil P19-10 ila Şekil P19-12 arasında diyafram duvarda tüm inşaat aşamalarında meydana gelen kesit tesirleri her iki (yol ve bina) cephesi için ayrı ayrı gösterilmiştir.

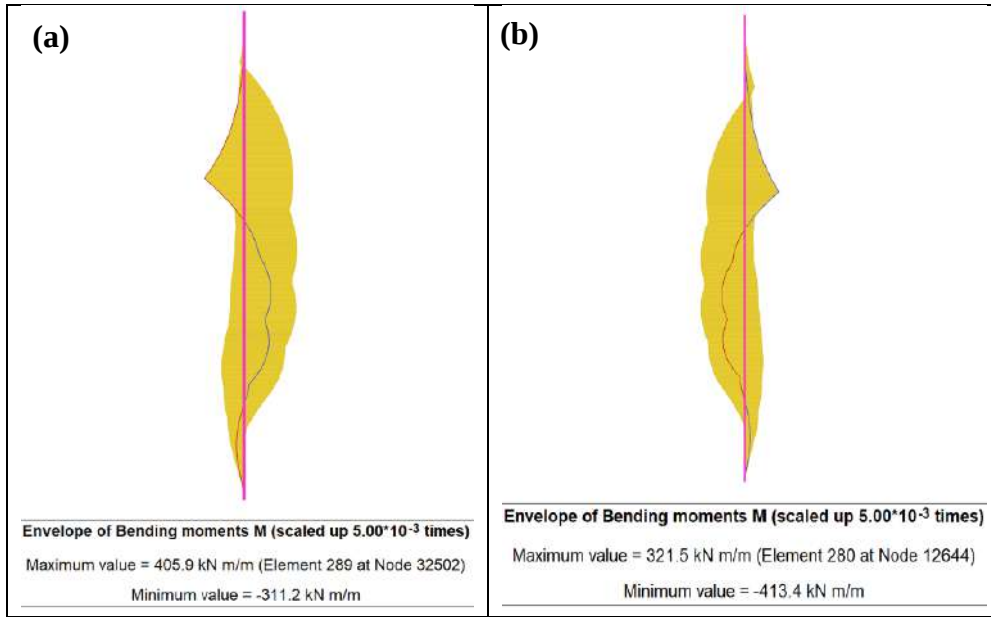
Diyafram duvarın tasarıma esas kesit tesirleri belirlenirken SLS-GEO analizi ile bulunan kesit tesirleri hesaplanmıştır. Aşama 2'de yapılan SLS-GEO analizinde hesaplanan (N, Q, M) kesit tesirleri $\gamma_{G,dst} = 1.35$ ile çarpılmıştır. Bulunan kesit tesirlerinden daha büyük olanı kullanılarak duvarın yapısal tasarımı yapılır. Bu projede SLS-GEO hesap kesitlerinde kazının yol ve bina cephesinde bulunan duvarların iç kuvvetleri ve tasarım için seçilen kuvvetler Tablo P19-6'te gösterilmiştir.



Şekil P19-10: Tüm inşaat aşamaları dikkate alındığında diyafram duvarda oluşan maksimum normal kuvvet zarf eğrisi: (a) Yol cephesi (b) Bina cephesi



Şekil P19-11: Tüm inşaat aşamaları dikkate alındığında diyafram duvarda oluşan maksimum kesme kuvveti zarf eğrisi: (a) Yol cephesi (b) Bina cephesi



Şekil P19-12: Tüm inşaat aşamaları dikkate alındığında diyafram duvarda oluşan maksimum eğilme momenti zarf eğrisi: (a) Yol cephesi (b) Bina cephesi

Tablo P19-6: Diyafram duvar için hesaplanan ve tasarımda kullanılacak kesit tesirleri

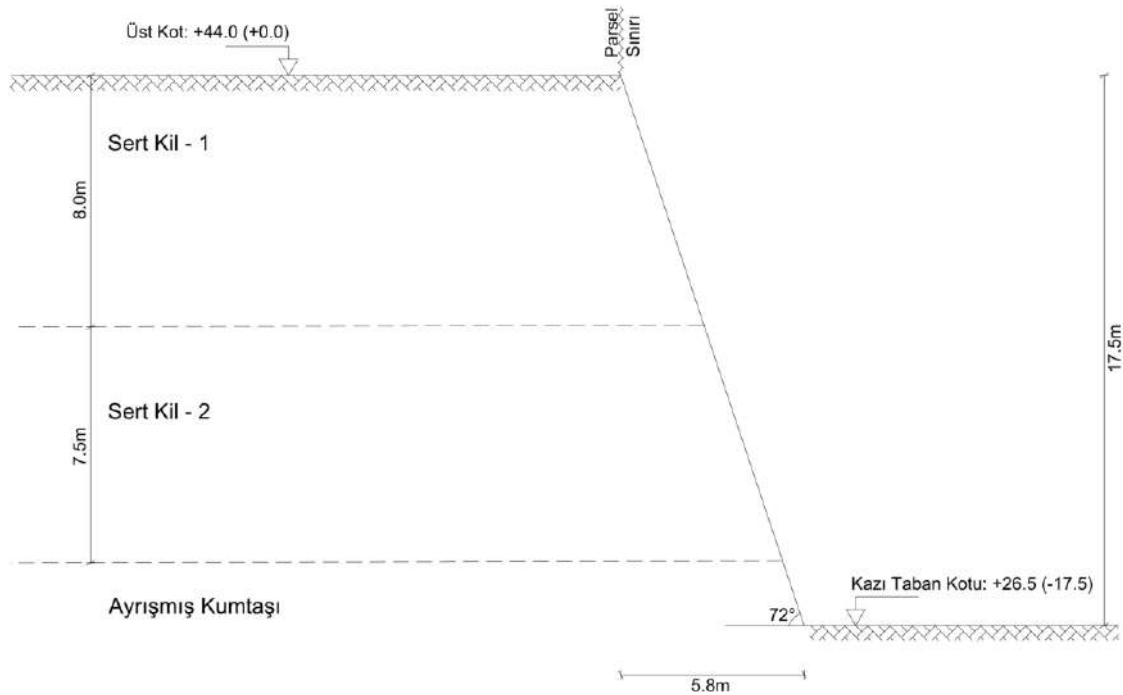
İç Kuvvet	Yol Cephesi		Bina Cephesi	
	SLS-GEO	SEÇİLEN	SLS-GEO	SEÇİLEN
Normal Kuvvet (kN/m)	578.4	$1.35 \times SLS$ =781	609.6	$1.35 \times SLS$ =823
Kesme Kuvveti (kN/m)	234.5	$1.35 \times SLS$ =317	249.1	$1.35 \times SLS$ =336
Eğilme Momenti (kNm/m)	405.9	$1.35 \times SLS$ =528	413.4	$1.35 \times SLS$ =558

P20 – PÜSKÜRTME BETONLU VE ÇİVİLİ KALICI KAZI DESTEK YAPISI

P20-1. Projenin Tanıtımı

Proje kapsamında, inşaat kazısı yapılacak bölgede, kazı yüzeylerinin desteklenmesi amacıyla kalıcı destek yapısı tasarımı yapılmıştır. Mevcut durumda saha +44.0 kotundadır ve bu seviye proje kotu (+0.0) olarak alınmıştır. Kazı taban kotu +26.5 (-17.5) olarak belirlenmiştir ve 17.5 m derinliğinde kazı yapılacaktır. Sahada yapılan zemin etüt çalışmalarında zemin profilinde yüzeyden 15.5 m derinliğe kadar sert kil birimlerin, daha derinde ise ayrışmış kumtaşı birimin olduğu belirlenmiştir. Sondaj çalışmaları sırasında arazide yeraltı suyuna rastlanmadığı belirtilmiştir. İnşaat yapılacak parselde komşu parsel sınırından yeterli çekme mesafesi bulunduğu için KDYY-Tablo 1.3.10 maddesine uygun olacak şekilde şevli kazı yapılmasına karar verilmiştir. Kazı yapılacak cepheye komşu parsel mevcut imar planına göre yapılaşmanın yasak olduğu bir bölgedir ve söz konusu parselde herhangi bir yol/altyapı tesisi/bina bulunmamaktadır. Komşu parselde yapılaşmanın yasak olması nedeniyle, örnek projede tasarlanan kalıcı destek yapısının hesaplarında, gelecekte de bir yapının yapılmayacağı kabul edilerek ilave sürşarj yükü etkilenmemiştir.

Kazı destek yapısının kalıcı olması nedeniyle, tasarımda deprem hesapları KDYY-Tablo 2.6 ve Tablo 2.7’de verilen hesap yöntemlerine ve deprem düzeylerine göre yapılmıştır. Örnek proje kapsamında, deprem hesaplarının ilk aşamasında “Yöntem 1 Statik Eşdeğer Hesap” yapılmış ve DD-2 deprem düzeyi için pseudo-statik analizler yapılarak sistemin yeterli stabiliteye sahip olmadığı gösterilmiştir. Bunun üzerine “Yöntem 2 Şekil Değiştirmeye Göre Hesap” adımları izlenmiş, DD-2a deprem düzeyi için “Yöntem 2 – 1.Aşama Statik Eşdeğer Hesap” yapılarak sistemin stabilitesi kontrol edilmiş ve “2.aşama Zaman Tanım Aralığında Hesap” için projede belirlenen sahaya özgün DD-2 deprem düzeyinde 11 deprem kaydı ile SLS analizleri yapılarak kalıcı destek yapısı tasarlanmıştır. Projeye ait kazı cephesinin kesit görünüşü ve arazi kotları Şekil P20-1’de verilmiştir.



Şekil P20-1: Arazi kotları ve planlanan kazı

P20-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

İnceleme sahasında, iksa kazısı yapılacak cephe boyunca açılan sondaj kuyularından ve yapılan zemin ve temel etüt çalışmalarından elde edilen sonuçlara göre sahadaki zemin tabakalanmasının yüzeyden 15.5 m derinliğe kadar sert kil birimlerden ve altında ise ayrıışmış kumtaşı birimden meydana geldiği belirlenmiştir. Kil birimler zemin özelliklerine ve mukavemet parametrelerine göre yüzeyden itibaren 0.0-8.0 m arasında “Sert Kil-1” ve 8.0-15.5 m derinlikleri arasında “Sert Kil-2” olarak tanımlanmıştır. Sondajlarda yeraltı suyu tespit edilmemiştir. Bu nedenle de tasarımda hesaplara yeraltı suyu etkisi dahil edilmemiştir. Projenin zemin etüt çalışmaları kapsamında yapılmış olan geoteknik arazi karakterizasyonunun uygun olduğu kabul edilmiş ve sahadaki zemin ve kaya birimlere tasarım parametreleri Tablo P20-1(a)’da verilmiştir.

Tablo P20-1: (a) Sahadaki zemin ve kaya için statik yükleme durumu için tasarım parametreleri; (b) Dinamik analizde kullanılan “Hardening Soil with Small Strain” modeli ve Rayleigh sönüm parametreleri

(a)					Toplam Gerilme				Etkatif Gerilme			
Birim	γ (kN/m ³)	K_0	p_{ref} (kPa)	$G_{0,ref}$ (MPa)	p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	c (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Sert Kil – 1	19.0	0.53	76	127	76	100	90	0	76	75	10.0	28.0
Sert Kil – 2	20.0	0.53	227	190	227	150	150	0	227	150	30.0	28.0
Ayrıışmış Kumtaşı	21.5	-	-	-	-	2,000	50	30	-	2400	50.0	30.0

(b)											
Birim	c (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	$E_{oed,ref}$ (MPa)	$E_{ur,ref}$ (MPa)	$G_{0,ref}$ (MPa)	$\gamma_{0.7}$ (-)	ξ (%)	α	β
Sert Kil – 1	90.0	0.0	76	100	100	300	127	0.0044	3.0	0.03696	1.872E-3
Sert Kil – 2	150.0	0.0	227	150	150	450	190	0.0054	3.0	0.03696	1.872E-3
Ayrıışmış Kumtaşı	50.0	30.0	-	2,000	-	-	-	-	2.0	0.02464	1.872E-3

Proje kapsamında statik eşdeğer ve şekil değiştirmeye göre (dinamik) analizler gerçekleştirilecektir. Dinamik analizlerde Kil-1 ve Kil-2’nin histerezis sönüm davranışını tanımlayabilmek için Hardening Soil with Small Strain (HSsmall) bünye modeli kullanmış ve gereken parametreler Tablo P20-1(a)’da verilmiştir. Kumtaşı ise Mohr-Coulomb modeli ile tanımlanmıştır. Analizlerde minimum sönüm oranı (D_{min}) Rayleigh sönüm oranına (ξ) bağlı elde edilen α ve β parametreleri ile sağlanmıştır.

P20-3. Proje Kabulleri, Kazı Kategorisi ve Sistem Seçimi

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

İnşaat yapılacak parsel ile komşu parsel sınırında yeterli çekme mesafesi bulunduğu için şevli kazı yapılmasına karar verilmiştir. Kazı yapılacak cepheye komşu parsel mevcut imar planına göre yapılaşmanın yasak olduğu bir bölgedir ve söz konusu parselde herhangi bir yol/altyapı tesisi/bina bulunmamaktadır. Komşu parselde yapılaşmanın yasak olması nedeniyle, örnek projede tasarlanan kalıcı destek yapısının hesaplarında, gelecekte de bir yapının yapılmayacağı kabul edilmiş ve ilave sürşarj yükü etkilememiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi ve Kazı Destek Sistemi Seçimi

KDYY-Tablo 1.1’de verilen kriterler tek tek aşağıdaki şekilde irdelenmiş, kazı derinliği, kazı destek yapısının kalıcı olması ve yatay destek elemanları olarak zemin çivilerinin kullanılacak olması nedenleriyle Kazı Destek Yapısının bütün kesitleri “Kategori-3” olarak belirlenmiştir.

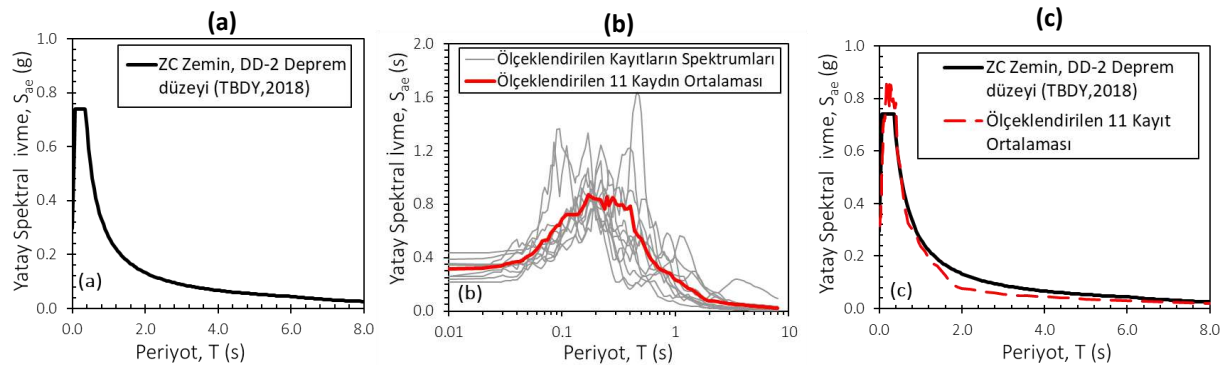
Kazı Derinliği	: $H > 7\text{m}$
Kazı Taban Seviyesi Üzerinde YASS	: YASS yok
Zemin Cinsi	: katı-sert kil / kaya
Komşu Yapı Uzaklığı	: kazı sınırına yakın konumda yol ve komşu yapı yok
Yapı Ömrü	: kalıcı
Yatay Destek	: zemin çivileri

Bu bilgiler ışığında püskürtme beton ve zemin çivili kazı destek yapısı uygun görülmüştür.

Deprem Durumu

Proje kapsamında kazı kategorisinin KK-3 olması ve kazının kalıcı olması deprem hesapları için belirleyicidir. Tasarımda deprem hesabı için ilk aşamada “Yöntem 1: Statik Eşdeğer Hesap” yapılmış ve DD-2 deprem düzeyi için pseudo-statik analizler yapılarak sistemin yeterli stabiliteye sahip olup olmadığı kontrol edilmiştir (KDYY-Tablo 2.7). DD-2 deprem düzeyi için inceleme konusu sahada yatay deprem ivme katsayısı $k_h = 0.338$ olarak kullanılmıştır. DD-2 deprem düzeyi için yapılan pseudo-statik analizlerde, sistemin güvenli olmadığı görülmüş ve bunun üzerine “Yöntem 2: Şekil Değiştirmeye Göre Hesap” adımları izlenerek DD-2a deprem düzeyi için “Yöntem 2 – 1. Aşama: Statik Eşdeğer Hesap” yapılmış ve sistemin stabilitesi kontrol edilmiştir. DD-2a deprem düzeyi için yapılan pseudo-statik analizlerde yatay deprem ivme katsayısı $k_h = 0.235$ olarak hesaplanmıştır. “Yöntem 2 – 2. Aşama: Zaman Tanım Aralığında Hesap” için projede belirlenen sahaya özgün DD-2 deprem düzeyinde 11 deprem kaydı ile SLS analizleri yapılarak kalıcı destek yapısı tasarlanmıştır.

Zemin ve Temel Etüdü Veri ve Geoteknik Raporlarında yer alan jeofizik yöntemler ile yapılan ölçümler dikkate alındığında, inceleme sahasının yerel zemin sınıfı ZC olarak belirlenmiştir. Saha için Türkiye Deprem Bölgeleri Haritası’ndan ZC yerel zemin sınıfı ve DD-2 deprem seviyesi için elde edilen spektrum Şekil P20-2(a)’da verilmiştir. Şekil P20-2(b)’de basit ölçeklendirme metodu ile ölçeklendirilmiş 11 adet gerçek depreme ait spektral ivme-periyot değerleri ile ortalama değer sunulmuştur. Son olarak, Şekil P20-2(c)’de TBDY 2018’e göre belirlenen tasarım spektrumu ile 11 kaydın aritmetik ortalama spektrumunun karşılaştırması verilmiştir.



Şekil P20-2: (a) TBDY-2018’e göre ZC zemin türü ve DD-2 Deprem düzeyi için tasarım spektrumu (b) Zaman-tanım aralığında dinamik hesap için kullanılacak 11 adet ölçeklendirilmiş deprem kaydına ait yatay spektral ivme ve ortalamaları (c) tasarım spektrumu ve 11 ölçeklendirilmiş deprem kaydının ortalamasının karşılaştırılması

Yukarıdaki şekillerde spektral ivme-periyot ilişkisi sunulan her bir kayda ait depremsellik parametreleri, ölçüm alınan istasyonun ortalama kayma dalgası hızı değeri, orijinal kayıtların basit ölçeklendirme yöntemi ile ölçeklendirmesinde kullanılan ölçek faktörleri Tablo P20-2 özetlenmiştir.

Tablo P20-2: Seçilen deprem kayıtlarına ait sismik ve coğrafi özellikler

Deprem No.	RSN	Deprem Adı	Yıl	Büyüklik (Mw)	Fay Tipi	Rjb (km)	Rrup (km)	V _{s,30} (m/s)	Ölçek Katsayısı
1	459	Morgan Hill	1984	6.19	SS	9.9	9.9	663.3	0.96
2	1111	Kobe, Japonya	1995	6.90	SS	7.1	7.1	609.0	0.72
3	1161	Kocaeli, Türkiye	1999	7.51	SS	7.6	10.9	792.0	1.66
4	1633	Manjil, İran	1990	7.37	SS	12.6	12.6	724.0	0.49
5	1787	Hector Mine, ABD	1999	7.13	SS	10.4	11.7	726.0	1.28
6	3220	Chi-Chi-05, Tayvan	1999	6.20	R	41.5	47.5	652.9	2.05
7	3943	Tottori, Japonya	2000	6.61	SS	9.1	9.1	616.6	1.54
8	4064	Parkfield-02, ABD	2004	6.00	SS	4.3	4.9	656.8	1.32
9	5820	Iwate, Japonya	2008	6.90	R	53.9	53.9	640.1	1.51
10	6928	Darfield, Yeni Zelanda	2010	7.00	SS	25.2	25.7	649.7	1.08
11	8164	Duzce, Türkiye	1999	7.14	SS	2.7	2.7	690.0	1.14

Deplasman Kriterleri

Proje için deplasman kriteri olarak KDYY-2.12.8'e göre zemin çivili sistemlerde $\delta h = 0.005 \cdot H_{kazi}$ değeri üst limit değeri olarak alınmış ve deplasman kontrol kontrolü için SLS analizleri yapılmıştır.

Malzeme Kabulleri

Proje hesaplarında kullanılacak beton ve çelik için malzeme özellikleri Tablo P20-3'te verilmiştir.

Tablo P20-3: Malzeme özellikleri

Malzeme	Beton Sınıfı	Çelik Sınıfı
Püskürtme Beton	C30	-
Zemin Çivisi Donatısı ($\phi 32$ mm)	-	B420C
Hasır Çelik Donatı (Q257/257)*	-	S500

*Hasır donatının çelik sınıfı S500 olarak seçilmiştir.

P20-4. Tasarım Esasları

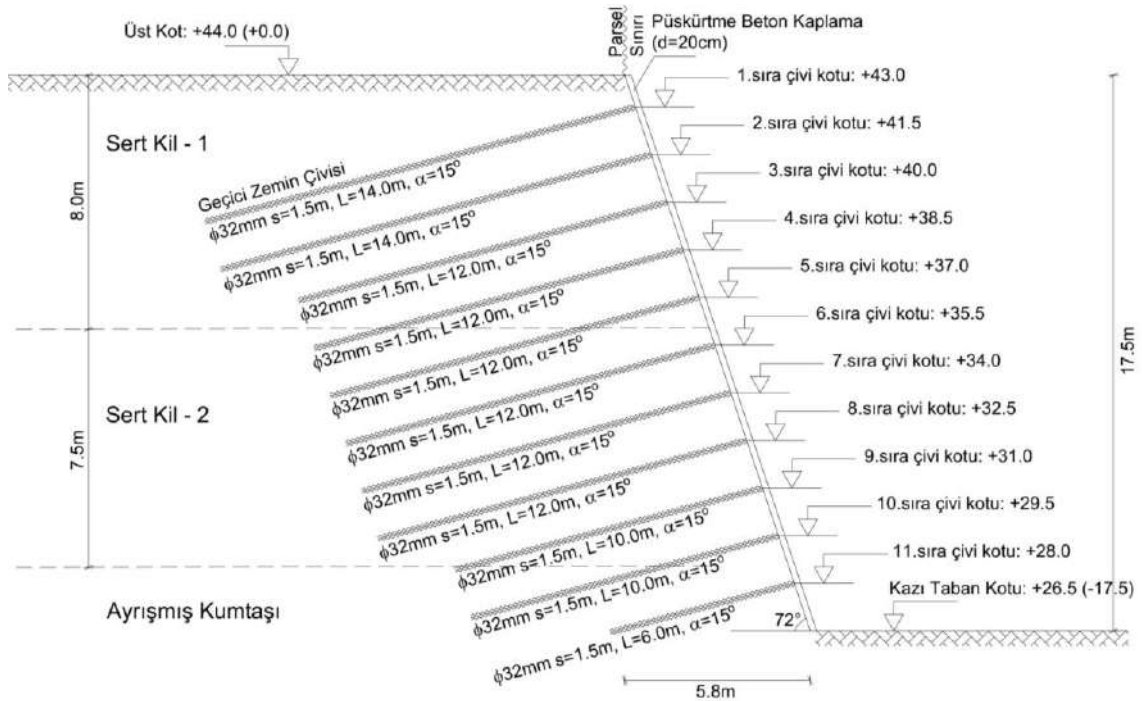
Zemin çivili kazı destek sisteminde yatay destek elemanı olarak $\phi 32$ mm çapında nervürlü donatı kullanılacaktır. Kazı destek yapısının kalıcı olacağı göz önünde bulundurularak çivi aralıklarının sık olması uygun görülmüş ve ön tasarımda zemin çivilerinin yatay ve düşey aralıkları 1.5 m olarak belirlenmiştir. Çivilerin önünde 20 cm kalınlığında püskürtme beton kaplama yapılması planlanmıştır. İlk sıra çiviler üst kottan 1.0 m aşağıda (+43.0 kotunda) imal edilecek şekilde tasarlanmıştır. Proje kapsamında hesap yapılacak kazı cephesine komşu yapı/yol/cadde/altyapı tesisi bulunması nedeniyle tasarımda göçme sınır durumu (ULS) ve hizmet görebilirlik sınır durumu (SLS) analizleri yapılmıştır (KDYY-3.3.3.1). Ayrıca, kazı destek sisteminin **kalıcı** olması nedeniyle deprem durumu göz önünde bulundurularak 1.aşamada “Yöntem 1 – Statik Eşdeğer Hesap”, ikinci aşamada “Yöntem 2 – Şekil Değiştirmeye Göre Hesap” yapılmıştır (KDYY-Tablo 2.6). Limit denge analizlerinde Morgenstern-Price dilim yöntemi seçilmiştir. Yapısal elemanların özellikleri Tablo P20-4'te özetlenmiştir.

P20-5. Analizler

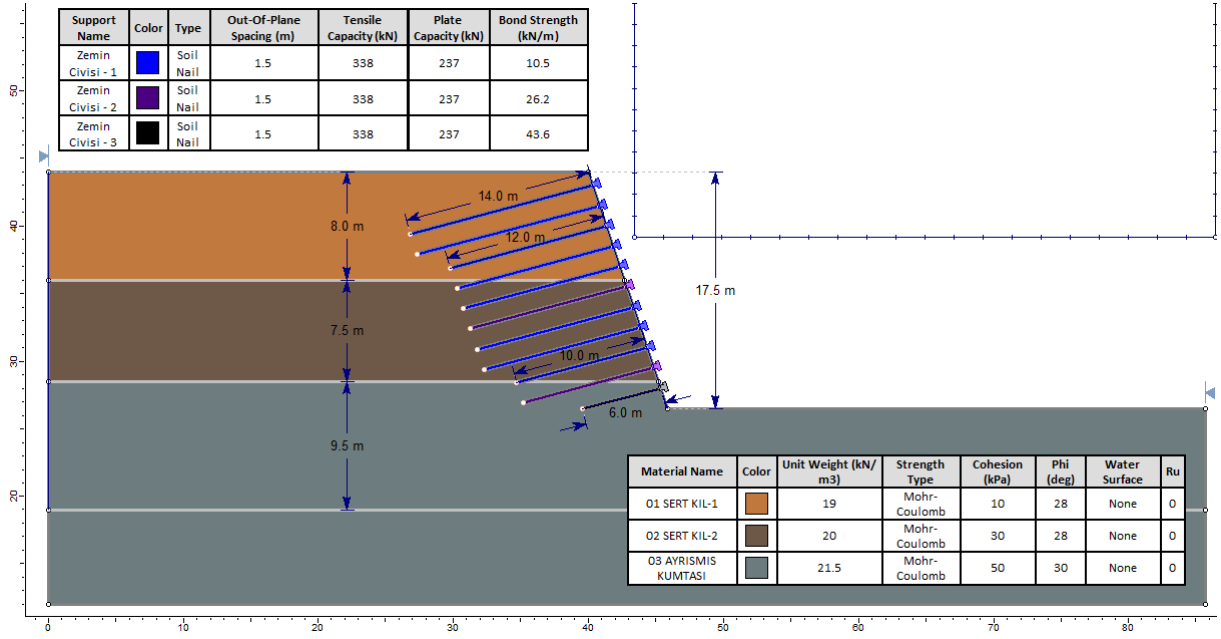
Projede çözülen püskürtme betonlu ve zemin çivili geçici kazı destek yapısı için belirlenen ön tasarım kesit çizimi ve bu kesite ait limit denge analiz modeli Şekil P20-3 ve Şekil P20-4'te verilmiştir. Göçme sınır durumu (ULS) analizlerinde “Kısmi Yük Faktörleri”, KDYY-Tablo 3.16’da verildiği şekilde alınarak tasarımda kullanılmıştır. Zemin çivilerinin tasarımı ve tahkikleri için nihai birim adezyon/sürtünme değerleri ampirik çekme deneyi verileri kullanılarak KDYY-Tablo 3.18’e göre belirlenmiş, sert kil birimleri için $\tau_{bu(kil)} = 45 \text{ kN/m}^2$, ayrışmış kumtaşı birim için ise $\tau_{bu(kumtaşı)} = 190 \text{ kN/m}^2$ olarak alınmıştır. Şekil P20-4’te görüldüğü üzere 10. sıra zemin çivisi Sert Kil-2 ve Ayrışmış Kumtaşı birimleri içinden geçmektedir. Bu nedenle 10. sıra çivinin hesaplarında birim sürtünme değeri (τ_{bu}) ortalama bir değer olarak seçilmiştir. Tasarımda, zemin çivilerinin nihai sürtünme değerleri için ampirik çekme deneyi verileri kullanıldığından, karakteristik ve tasarım sürtünme değerlerinin bulunmasında kısmi güvenlik faktörleri KDYY-Tablo 3.17’ye göre belirlenmiştir. Nihai birim sürtünme değerlerine (τ_{bu}) bağlı olarak karakteristik sürtünme değerlerinin (τ_{bk}) hesaplanması için $\gamma_k = 1.8$, tasarım sürtünme değerlerinin (τ_{bd}) hesaplanması için $\gamma_{rb} = 1.1$ değerleri kullanılmıştır.

Tablo P20-4: Yapısal eleman özellikleri

Yapısal Eleman	Çelik Akma Dayanımı, f_{yk} (MPa)	Beton Tasarım Basınç Dayanımı, f'_{cd} (Mpa)	Beton Çekme Dayanımı, f_{ctd} (Mpa)	Elastisite Modülü, E (kPa)	Poisson Oranı, ν
$\phi 32\text{mm}$ nervürlü donatı	420	-	-	200×10^6	-
Hasır Çelik Donatı (S500)	500	-	-	200×10^6	-
Püskürtme Beton (d=20cm)	-	20.0	1.25	32×10^6	0.2
Zemin çivisi	-	-	-	28×10^6	-



Şekil P20-3: Geçici kazı destek yapısı için analiz yapılan ön tasarım kesiti



Şekil P20-4: Ön tasarım kesiti için limit denge analiz modeli

Zemin çivili duvar tasarımında aşağıdaki ULS ve SLS kriterlerinin hepsi ayrı ayrı kontrol edilmiş ve her bir durum için yeterli güvenliğin sağlandığı gösterilmiştir (KDYY-3.3.3.1).

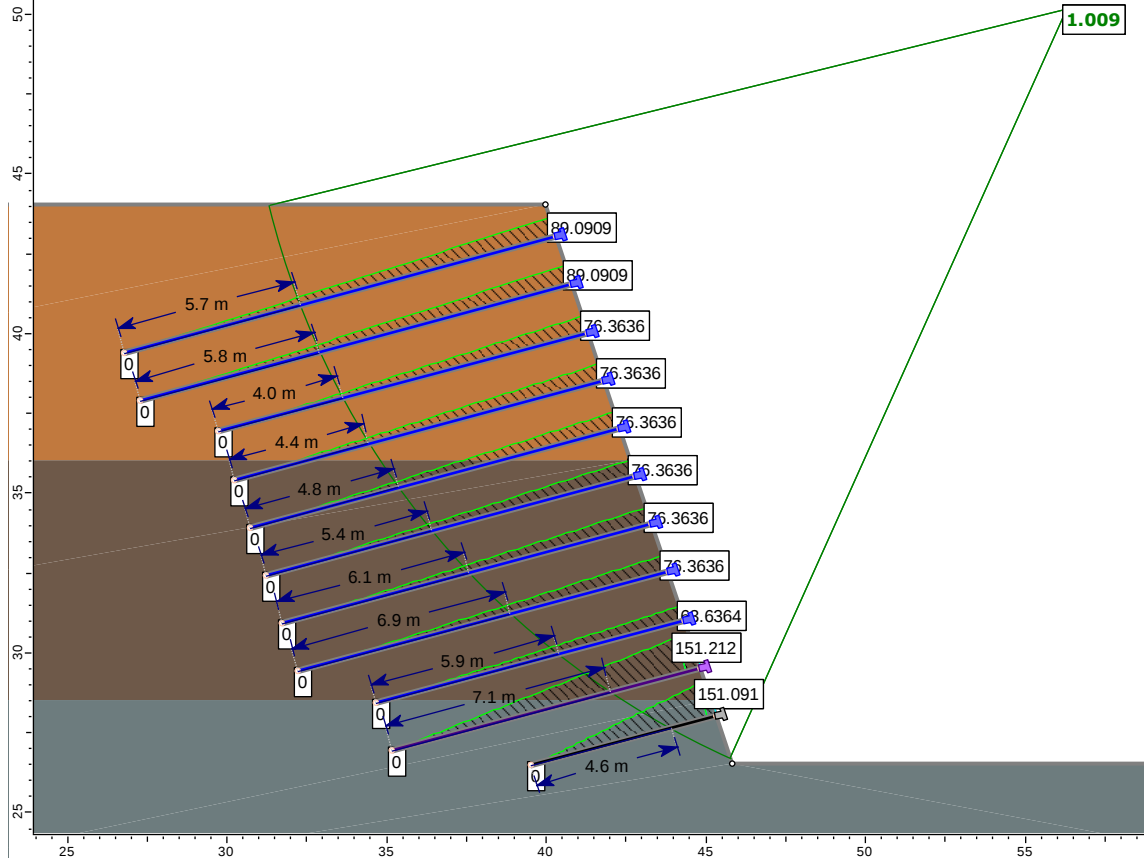
- 1) İç ve dış stabilite kontrolleri (ULS)
- 2) Tabanda kayma kontrolü (ULS)
- 3) Çivilerde sıyrılmaya karşı güvenlik kontrolü (ULS)
- 4) Çivilerde kopmaya karşı güvenlik kontrolü (ULS)
- 5) Kaplamada eğilme kontrolü (ULS)
- 6) Kaplamada zımbalama kontrolü (ULS)
- 7) Deformasyon kontrolü (SLS)

Kazı destek yapısının kalıcı olarak tasarlanması, kazı kategorisinin KK-3 olması nedeniyle DD-2 ve DD-2a deprem düzeyleri için pseudo-statik hesaplar ve DD-2 deprem düzeyi için 11 deprem kaydı ile SLS analizleri yapılmıştır.

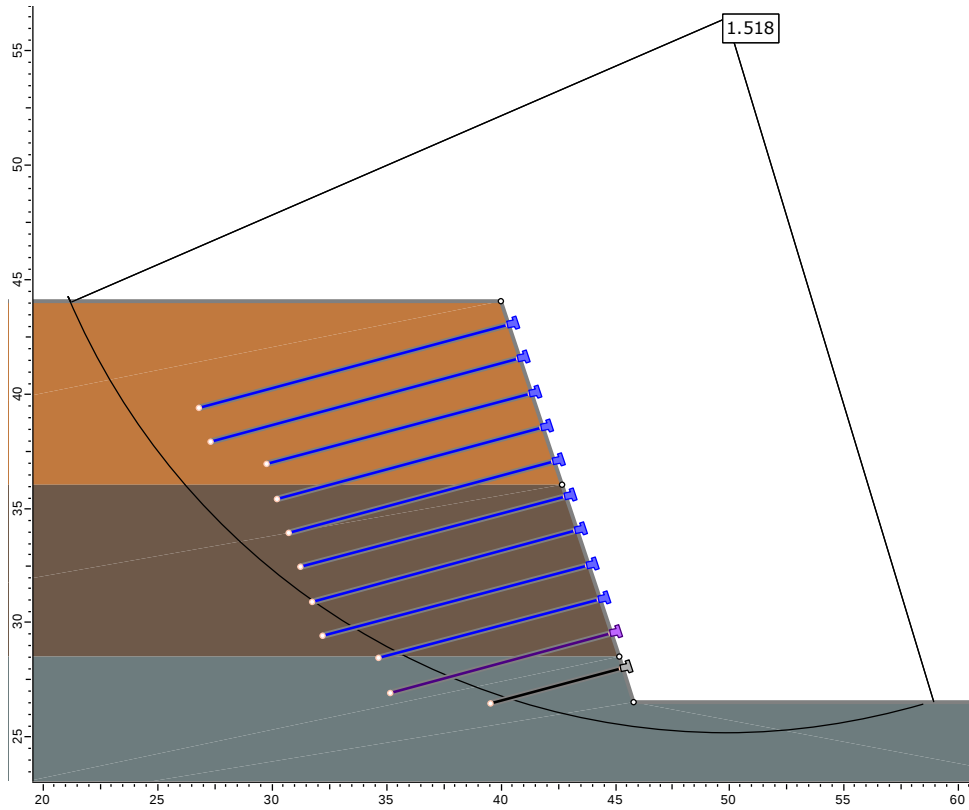
İç ve Dış Stabilite Analizleri (Statik Hesap)

Şekil P20-4’de gösterilen ön tasarım analiz modeli üzerinde, zemin çivili kalıcı kazı destek yapısı için statik durumda limit denge analizleri yapılmıştır. Analizlerde “Morgenstern-Price” yöntemi kullanılmış olup iç ve dış stabilite hesap sonuçları Şekil P20-5 ve Şekil P20-6’te verilmiştir.

Limit denge analiz sonuçlarına göre, zemin çivili kazı destek yapısının iç stabilite için güvenlik sayısı $GS=1.01$, dış stabilite için güvenlik sayısı ise $GS=1.52$ olarak hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlara göre tasarlanan sistemin statik durumda iç ve dış stabilitesi için yeterli güvenlik seviyesini sağlamaktadır.



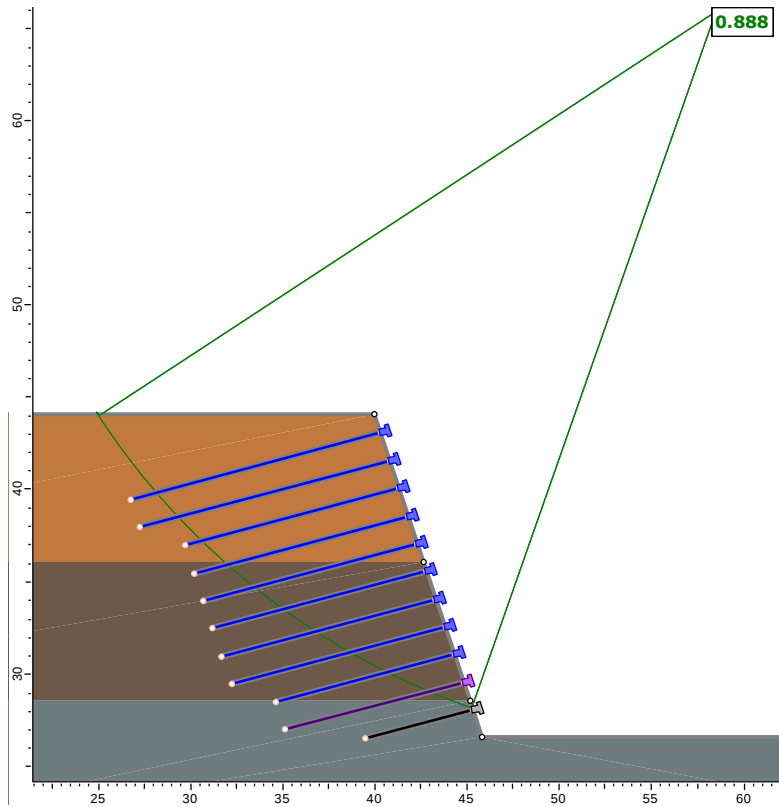
Şekil P20-5: Statik durumda iç stabilite hesap sonucu ($GS_{statik}=1.009$)



Şekil P20-6: Statik durumda dış stabilite hesap sonucu ($GS_{statik}=1.518$)

İç ve Dış Stabilité Analizleri (Yöntem-1 Statik Eşdeğer Hesap)

İnşaat sahası için “Türkiye Deprem Tehlike Haritası” kullanılarak ZC zemin sınıfı ve DD-2 (475 yıl tekrarlanma periyotlu) deprem düzeyi ile $S_{DS,475} = 1.2675$ bulunmuştur. Bu durumda yatay deprem ivme katsayısı $k_{h475} = 0.338$ hesaplanmıştır. Tasarlanan kalıcı kazı destek yapısının deprem durumunda stabilite hesaplarında DD-2 deprem düzeyi için $k_h = 0.338$ yatay deprem ivme katsayısı kullanılarak limit denge analizleri yapılmıştır. DD-2 deprem düzeyi için iç stabilite hesap sonucu Şekil P20-7’de verilmiştir. DD-2 deprem düzeyi için yapılan Yöntem-1 statik eşdeğer hesap sonuçlarına göre iç stabilite için güvenlik sayısı $GS=0.888$ olarak hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlar, tasarlanan sistemin deprem durumunda yeterli güvenlik seviyesini sağlamadığını göstermektedir.



Şekil P20-7: Yöntem-1 statik eşdeğer hesap sonucunda DD-2 deprem düzeyi için iç stabilite durumu (GS=0.888)

DD-2 deprem düzeyinde iksa sisteminin güvenli olmadığı görüldüğünden DD-2a (144 yıl tekrarlanma periyotlu) deprem düzeyi için yatay ivme katsayısı KDYY-2.14.2.3’de anlatıldığı gibi Denklem P20-1 kullanılarak elde edilmiştir.

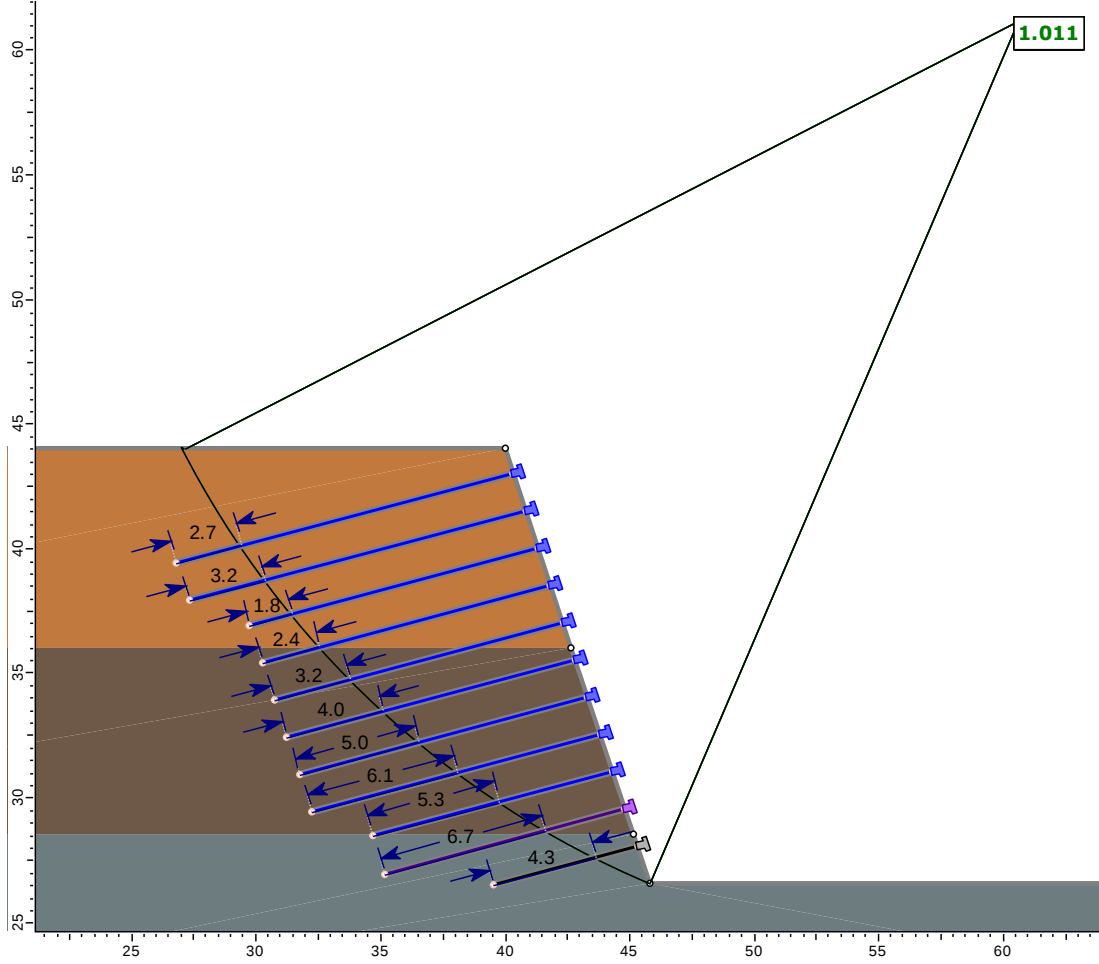
$$\log(S_{DS,144}) = [0,37 \cdot \log(S_{DS,475})] + [0,63 \cdot \log(S_{DS,72})] \quad (P20-1)$$

Saha için DD-3 (72 yıl tekrarlanma periyotlu) deprem düzeyi için $S_{DS,72} = 0.7119$ olarak belirlenmiştir. Buna bağlı olarak DD-2a deprem düzeyi için yatay deprem ivme katsayısı k_{h144} aşağıda verildiği gibi hesaplanmıştır. Yöntem-1 statik eşdeğer hesap sonucunda DD-2a deprem düzeyi için stabilite sonucu Şekil P20-8’de verilmiştir.

$$\log(S_{DS,144}) = [0,37 \cdot \log(1,2675)] + [0,63 \cdot \log(0,7119)]$$

$$S_{DS,144} = 0,8813$$

$$kh_{144} = \frac{S_{DS,144} \cdot 0,4}{r} = \frac{0,8813 \cdot 0,4}{1,5} = 0,235$$



Şekil P20-8: Yöntem-1 statik eşdeğer hesap sonucunda DD-2a deprem düzeyi için iç stabilite durumu (GS=1.011)

Tabanda Kayma Kontrolü

Kazı tabanından itibaren düşük dayanımlı zeminlerin bulunması durumunda, duvarın bir blok olarak tabanda kayabileceği göz önünde bulundurulmalı ve tabanda kayma ve taşıma gücü sınır durumları için kontroller yapılmalıdır (KDYY-3.3.3.1). Bu örnek kapsamında, yeraltı su seviyesinin tespit edilmemiş olması, kazı tabanında yumuşak ve düşük dayanımlı bir zemin tabakasının bulunmaması ve zemin profilinin ayrılmış kıltaşı birimden oluşması nedeniyle, tabanda kayma kontrolünün yapılması gerekli görülmemiştir.

Bu kontrolün yapılması gerektiği durumlarda ağırlık tipi istinat duvarları için geliştirilen yöntemler kullanılabilir (ör. FHWA Soil Nail Walls Reference Manual – Bölüm 5.7.3).

Çivilerde Sıyrılmaya Karşı Güvenlik Kontrolü

Zemin çivileri üzerinde etkili olacak maksimum tasarım çekme yükleri ($T_{d,maks}$), hesaplanan tasarım taşıma yükünden küçük olmalıdır ($T_{d,maks} \leq P_d$).

Proje kapsamında yapılan limit denge analizlerinde, düşeyde on bir sıra çivide hesaplanan maksimum kuvvetler statik ve deprem durumları için (T_{maks} ve $T_{i,maks}$) Şekil P20-9 ve Şekil P20-10'da verilmiştir.

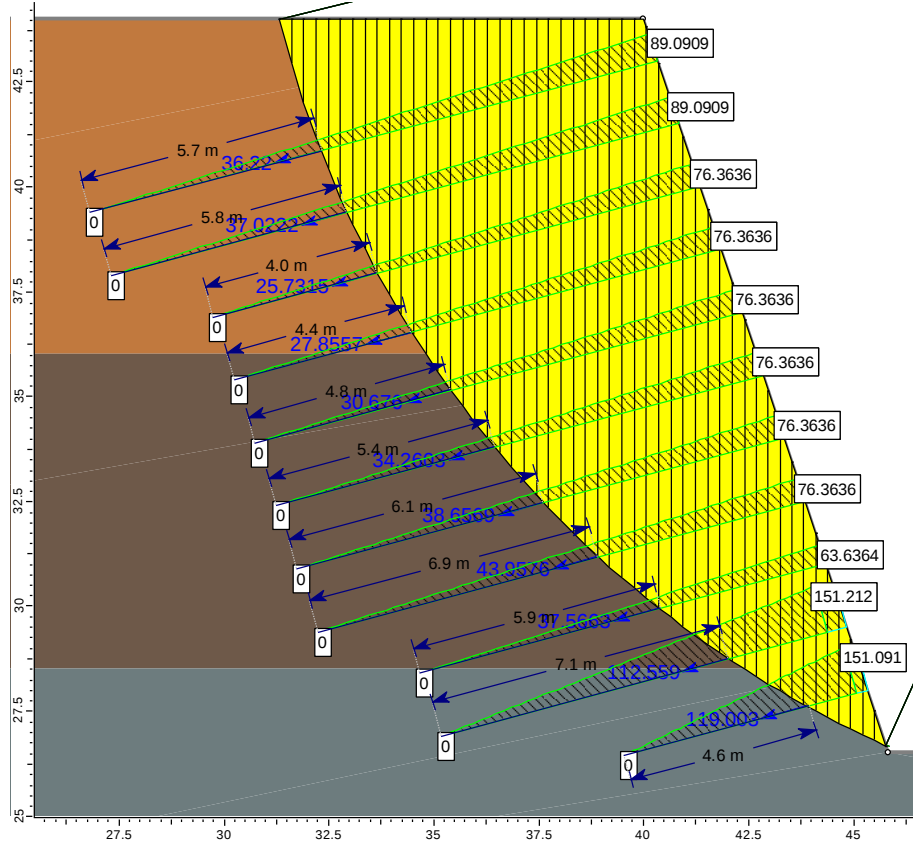
Tablo P20-5: Zemin çivilerinde hesaplanan çekme yükleri (ULS sonuçları)

Çivi Sırası	Toplam Çivi Boyu L (m)	Kayma Düzlemi Dışında Kalan Çivi Boyu L_b (m)		Çivideki Maksimum Çekme Yüğü T_{maks} (kN)		Kayma Düzlemi Dışında Kalan Çivi Boyundaki Çekme Yüğü $T_{i,maks}$ (kN)	
		Statik	Dinamik DD-2a	Statik	Dinamik DD-2a	Statik	Dinamik DD-2a
1.sıra	14.0	5.7	2.7	89.1	112.0	36.2	21.5
2.sıra	14.0	5.8	3.2	89.1	112.0	37.0	25.4
3.sıra	12.0	4.0	1.8	76.4	96.0	25.7	14.0
4.sıra	12.0	4.4	2.4	76.4	96.0	27.9	19.2
5.sıra	12.0	4.8	3.2	76.4	96.0	30.7	25.2
6.sıra	12.0	5.4	4.0	76.4	96.0	34.3	32.1
7.sıra	12.0	6.1	5.0	76.4	96.0	38.7	39.8
8.sıra	12.0	6.9	6.1	76.4	96.0	43.9	48.5
9.sıra	10.0	5.9	5.3	63.6	80.0	37.6	42.3
10.sıra	10.0	7.1	6.7	151.2	166.3	112.6	116.4
11.sıra	6.0	4.6	4.3	151.1	166.2	119.0	122.6

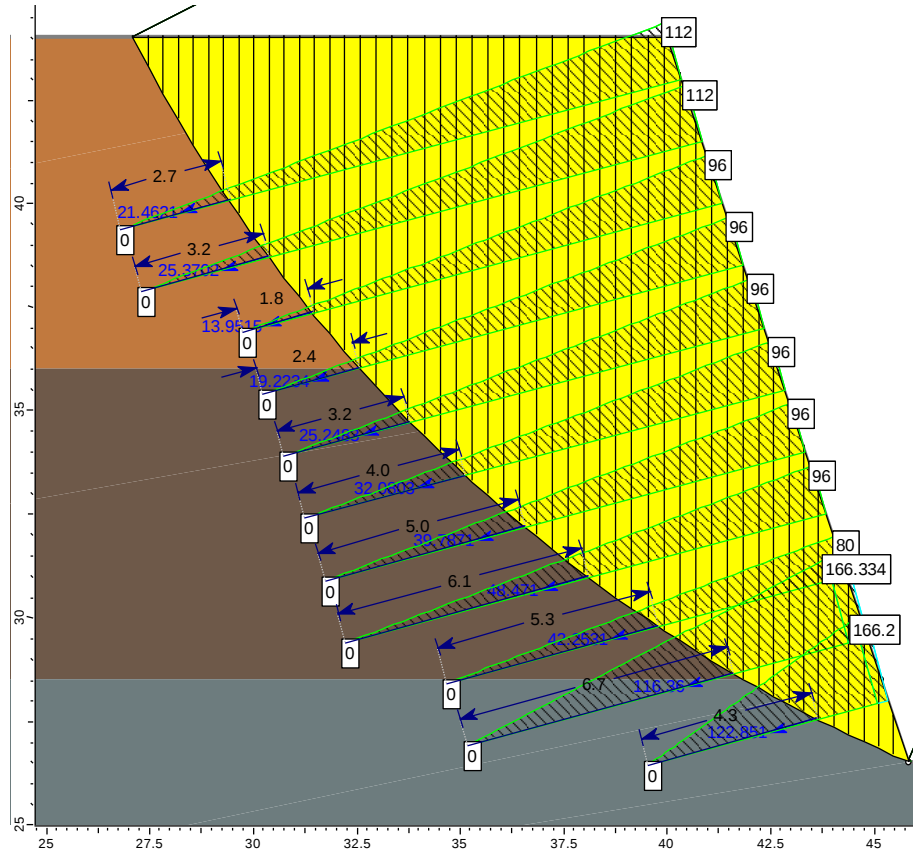
Yukarıdaki bölümlerde de yazıldığı üzere, nihai birim adezyon/sürtünme değerleri KDYY-Tablo 3.18'e göre sert kil birimler için $\tau_{bu(kil)} = 45 \text{ kN/m}^2$, ayrışmış kumtaşı birim için ise $\tau_{bu(kumtaşı)} = 190 \text{ kN/m}^2$ olarak seçilmiştir.

Çivilerin sıyrılmaya karşı güvenlik kontrolünde, çiviler üzerinde etkili olan maksimum çekme yükleri (T_{maks}), her bir çivinin kayma düzlemi dışında kalan kök boyunun (L_b) taşıması gereken yük olarak limit denge analiz sonuçlarına göre FHWA Soil Nail Walls Reference Manual – Bölüm 5.2.1'de anlatıldığı üzere hesaplanmaktadır.

Çivilerin sıyrılmaya karşı güvenliğinin hesaplanmasında, (P22 projesi örnek çözümünde anlatıldığı şekilde) çivinin kayma düzlemi dışında kalan kökü üzerinde etkili olan maksimum çivi çekme yükleri ($T_{i,maks}$) statik ve deprem durumları için ayrı ayrı hesaplanmış ve değerlendirilmiştir.



Şekil P20-9: Statik durumda kritik kayma yüzeyi dışında kalan çivi boyları ve hesaplanan çivi yükleri



Şekil P20-10: Deprem durumunda kritik kayma yüzeyi dışında kalan çivi boyları ve hesaplanan çivi yükleri

Statik ve deprem durumunda kritik kayma yüzeyi dışında kalan çivi boylarına bağlı olarak çivilerin tasarım taşıma yükleri ($P_{d,statik}$, $P_{d,deprem}$) aşağıda verildiği gibi hesaplanmıştır. Zemin çivilerindeki maksimum tasarım çekme yükleri ($T_{d,maks}$), maksimum çekme yükleri ($T_{i,maks}$) statik durum için 1.35 katsayısıyla çarpılarak, deprem durumu için ise 1.0 katsayısıyla çarpılarak elde edilmiştir.

Tablo P20-6: Statik yüklerde kayma düzlemi dışında kalan çivi boyundaki maks. çivi çekme yükleri

Zemin Çivisi	Maksimum Çekme Yüğü, ($T_{i,maks}$) (kN)	Maksimum Tasarım Çekme Yüğü ($T_{d,maks}$) (kN)
1.çivi	36.2	$36.2 * 1.35 = 48.9$
2.çivi	37.0	$37.0 * 1.35 = 50.0$
3.çivi	25.7	$25.7 * 1.35 = 34.7$
4.çivi	27.9	$27.9 * 1.35 = 37.7$
5.çivi	30.7	$30.7 * 1.35 = 41.4$
6.çivi	34.3	$34.3 * 1.35 = 46.3$
7.çivi	38.7	$38.7 * 1.35 = 52.2$
8.çivi	43.9	$43.9 * 1.35 = 59.3$
9.çivi	37.6	$37.6 * 1.35 = 50.8$
10.çivi	112.6	$112.6 * 1.35 = 152.0$
11.çivi	119.0	$119.0 * 1.35 = 160.7$

Tablo P20-7: DD-2a depreminde maksimum çivi çekme yükleri

Zemin Çivisi	Maksimum Çekme Yüğü, ($T_{i,maks}$) (kN)	Maksimum Tasarım Çekme Yüğü ($T_{d,maks}$) (kN)
1.çivi	$21.5 * 1.0 = 21.5$	21.5
2.çivi	$25.4 * 1.0 = 25.4$	25.4
3.çivi	$14.0 * 1.0 = 14.0$	14.0
4.çivi	$19.2 * 1.0 = 19.2$	19.2
5.çivi	$25.2 * 1.0 = 25.2$	25.2
6.çivi	$32.1 * 1.0 = 32.1$	32.1
7.çivi	$39.8 * 1.0 = 39.8$	39.8
8.çivi	$48.5 * 1.0 = 48.5$	48.5
9.çivi	$42.3 * 1.0 = 42.3$	42.3
10.çivi	$116.4 * 1.0 = 116.4$	116.4
11.çivi	$122.6 * 1.0 = 122.6$	122.6

Kayma düzleminin dışında kalan çivi kök boyuna (L_b) bağlı olarak tasarım taşıma yükleri (P_d) hesaplanmış ve çivilerin sıyrılmaya karşı kontrolleri yapılmıştır. Zemin çivileri için delik çapları $d = 0.13$ m olarak kullanılmıştır.

$$P_d = \tau_{bd} \cdot \pi \cdot d \cdot L_b \quad (P20-2)$$

$$L_b = \frac{P_d}{\tau_{bd} \cdot \pi \cdot d} \quad (P20-3)$$

Zemin tabakaları için nihai birim adezyon/sürtünme değerine (τ_{bu}) bağlı olarak karakteristik (τ_{bk}) ve tasarım (τ_{bd}) birim sürtünme değerleri aşağıdaki tabloda görüldüğü gibi hesaplanmıştır.

Örnek proje kapsamında zemin çivilerinin sıyrılmaya karşı kontrolleri hem statik hem de depremli durum için ayrı ayrı hesaplanmış ve sonuçlar Tablo P20-9 ve Tablo P20-10'da verilmiştir.

Tablo P20-8: Zemin birimlerinin sürtünme değerleri

Zemin Cinsi	Karakteristik Birim Sürtünme Direnci Faktörü (γ_k)	Tasarım Birim Sürtünme Direnci Faktörü (γ_{rb})	Nihai Birim Sürtünme Değeri, kPa (τ_{bu})	Karakteristik Birim Sürtünme Değeri, kPa ($\tau_{bk} = \tau_{bu} / \gamma_k$)	Tasarım Birim Sürtünme Değeri, kPa ($\tau_{bd} = \tau_{bk} / \gamma_{rb}$)
Sert Kil – 1	1.8	1.1	45.0	25.0	22.7
Sert Kil – 2	1.8	1.1	45.0	25.0	22.7
Ayrışmış Kumtaşı	1.8	1.1	190.0	105.6	96.0

Tablo P20-9: Zemin çivilerinin statik durum için sıyrılmaya karşı güvenlik hesap sonuçları

Zemin Çivisi	Tasarım Birim Sürtünme Değeri, kPa (τ_{bd})	Maksimum Tasarım Çekme Yüğü, $T_{d,maks}$ (kN)	Kayma Düzlemi Dışında Kalan Hesap Çivi Boyu, L_b (m)	Gerekli Olan Çivi Kök Boyu, L_b (m)	AÇIKLAMA
1.çivi	22.7	48.9	5.7	5.3	Çivi boyu yeterlidir
2.çivi	22.7	50.0	5.8	5.4	Çivi boyu yeterlidir
3.çivi	22.7	34.7	4.0	3.7	Çivi boyu yeterlidir
4.çivi	22.7	37.7	4.4	4.1	Çivi boyu yeterlidir
5.çivi	22.7	41.4	4.8	4.5	Çivi boyu yeterlidir
6.çivi	22.7	46.3	5.4	5.0	Çivi boyu yeterlidir
7.çivi	22.7	52.2	6.1	5.6	Çivi boyu yeterlidir
8.çivi	22.7	59.3	6.9	6.4	Çivi boyu yeterlidir
9.çivi	22.7	50.8	5.9	5.5	Çivi boyu yeterlidir
10.çivi*	59.4	152.0	7.1	6.3	Çivi boyu yeterlidir
11.çivi	96.0	160.7	4.6	4.1	Çivi boyu yeterlidir

* Statik durum için kayma düzlemi dışında kalan çivi kök boyları (L_b), limit denge analizi sonunda Şekil P20-9'de görüldüğü gibi ölçülmüştür. 10.sıra zemin çivisi "Sert Kil – 2" ve "Ayrışmış Kumtaşı" birimleri içinden geçmektedir. Bu nedenle bu çivi için Tasarım Birim Sürtünme Değeri (τ_{bu}) ortalama olarak 59.4 kPa alınmıştır.

Tablo P20-10: Zemin çivilerinin depremli durum için (DD-2a deprem düzeyi) sıyrılmaya karşı güvenlik hesap sonuçları

Zemin Çivisi	Tasarım Birim Sürtünme Değeri, kPa (τ_{bd})	Maksimum Tasarım Çekme Yüğü, $T_{d,maks}$ (kN)	Kayma Düzlemi Dışında Kalan Hesap Çivi Boyu, L_b (m)	Gerekli Olan Çivi Kök Boyu, L_b (m)	AÇIKLAMA
1.çivi	22.7	21.5	2.7	2.3	Çivi boyu yeterlidir
2.çivi	22.7	25.4	3.2	2.7	Çivi boyu yeterlidir
3.çivi	22.7	14.0	1.8	1.5	Çivi boyu yeterlidir
4.çivi	22.7	19.2	2.4	2.1	Çivi boyu yeterlidir
5.çivi	22.7	25.2	3.2	2.7	Çivi boyu yeterlidir
6.çivi	22.7	32.1	4.0	3.5	Çivi boyu yeterlidir
7.çivi	22.7	39.8	5.0	4.3	Çivi boyu yeterlidir
8.çivi	22.7	48.5	6.1	5.2	Çivi boyu yeterlidir
9.çivi	22.7	42.3	5.3	4.6	Çivi boyu yeterlidir
10.çivi	59.4	116.4	6.7	4.8	Çivi boyu yeterlidir
11.çivi	96.0	122.6	4.3	3.1	Çivi boyu yeterlidir

* depremli durum için kayma düzlemi dışında kalan çivi kök boyları (L_b), limit denge analizi sonunda Şekil P20-10'da görüldüğü gibi ölçülmüştür.

Tablo P20-9 ve Tablo P20-10'da verilen sonuçlara göre, on bir sıra çivi için ön tasarım boylarının gerek statik gerekse depremli durum (DD-2a deprem düzeyi) için yapılan hesaplarda sıyrılmaya karşı yeterli güvenlikte olduğu görülmüştür.

Deformasyon Kontrolü (SLS analizi) – Statik Hesap

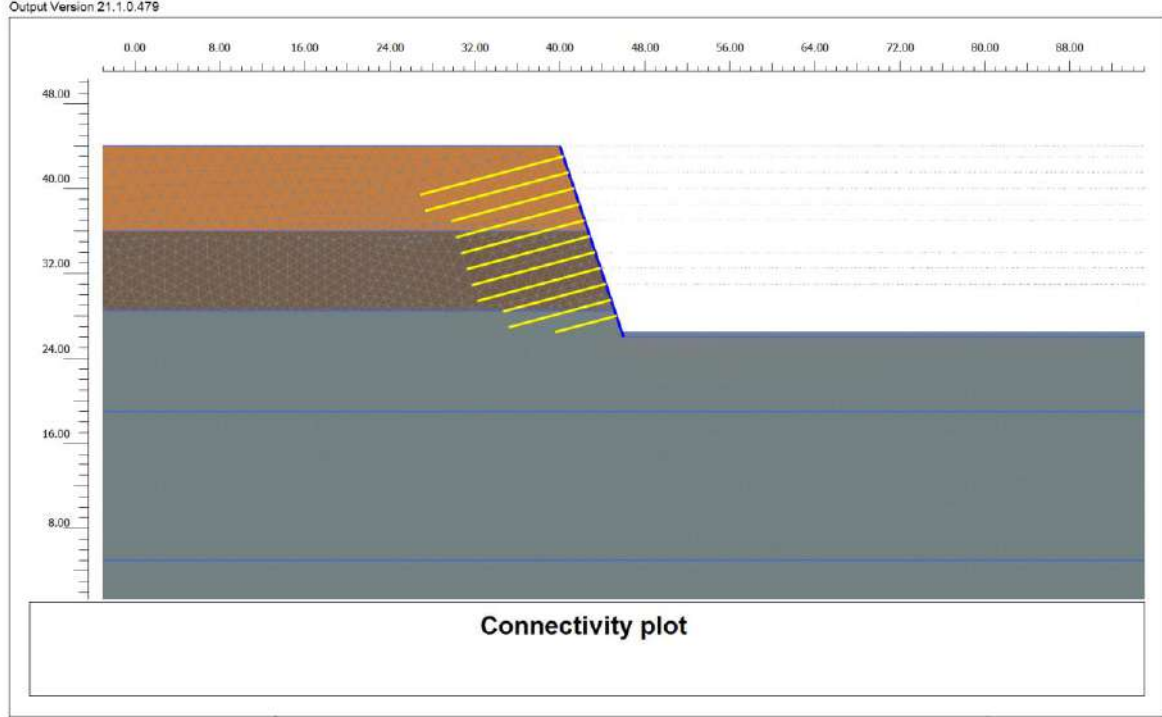
“P20-4.Tasarım Esasları” bölümünde belirtildiği ve Şekil P20-3'de görüldüğü üzere hesap yapılacak kazı cephesine komşu yapı/yol/cadde/altyapı tesisi bulunmamaktadır, ancak kazı destek yapısının kalıcı olarak tasarlanması nedeniyle hem göçme sınır durumu (ULS) hem de hizmet görülebilirlik sınır durumu (SLS) analizleri yapılmıştır. Kazı destek yapısı deplasmanlarının hesaplanması için sonlu elemanlar programı kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri Tablo P20-1'de, yapısal eleman özellikleri Tablo P20-4'te verilmiştir.

SLS hesaplarında KDYY-Tablo 3.5'te anlatıldığı üzere kısmi katsayı setleri kullanılmamıştır ve KDYY-2.8.5.2'de belirtildiği gibi analizlerde 0.5 m derinliğindeki öngörülemez-plansız kazı durumu da göz önünde bulundurularak hesap adımlarına dahil edilmiştir. Deprem hesapları KDYY-Tablo 2.6 ve Tablo 2.7'de verilen hesap yöntemlerine ve deprem düzeylerine göre yapılmıştır.

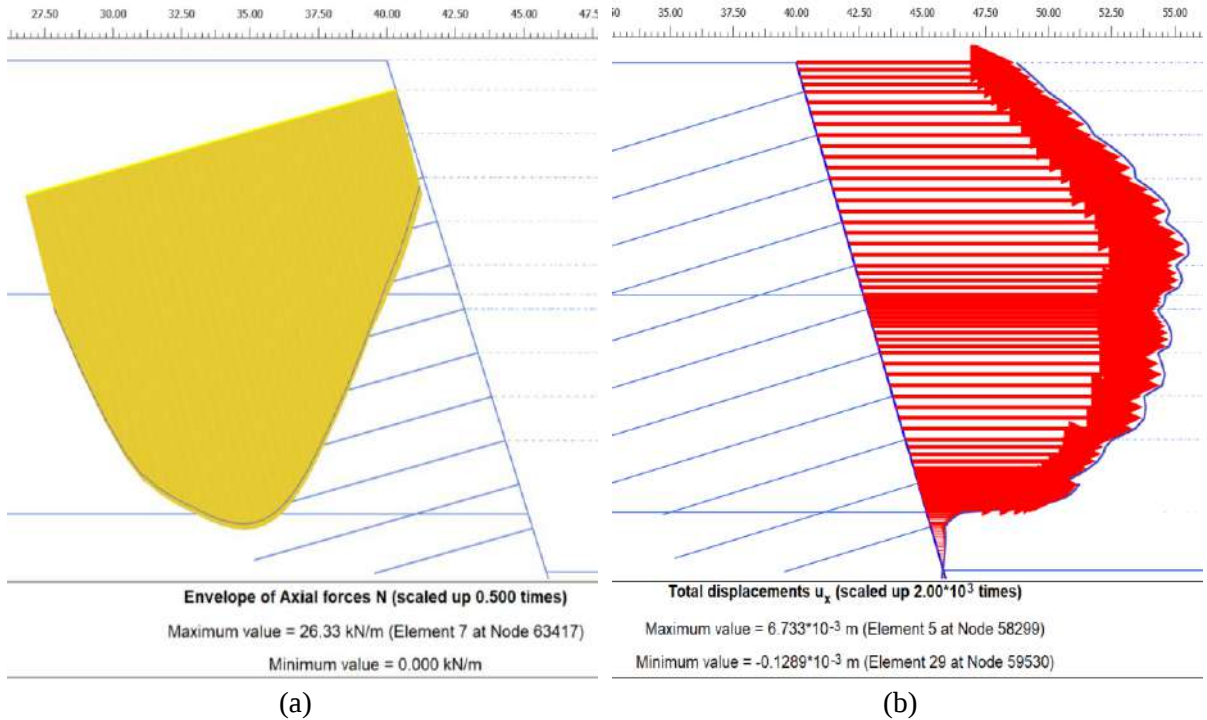
İnşaat sahası için “Türkiye Deprem Tehlike Haritası” kullanılarak DD-2 (475 yıl tekrarlanma periyotlu) deprem düzeyinde $S_{DS,475} = 1.2675$ olarak alındığı daha önce belirtilmiş idi. Buna uygun olarak KDYY-Tablo 2.6 ve Tablo 2.7'de anlatılan “Yöntem 2 Şekil Değiştirmeye Göre Hesap – 2.aşama Zaman Tanım Aralığında Hesap” yöntemi kullanılmış ve saha için 11 deprem kaydı ile SLS hesapları yapılmıştır. Statik yükleme durumunda ve örnek olarak seçilen E09 deprem kaydı ile depremli durumda hesaplanan püskürtme beton kaplamadaki yatay deplasmanlar, kaplamadaki kesit tesirleri ve zemin çivilerindeki

çekme yükleri sonuçları aşağıdaki şekillerde ve tablolarda verilmiştir.

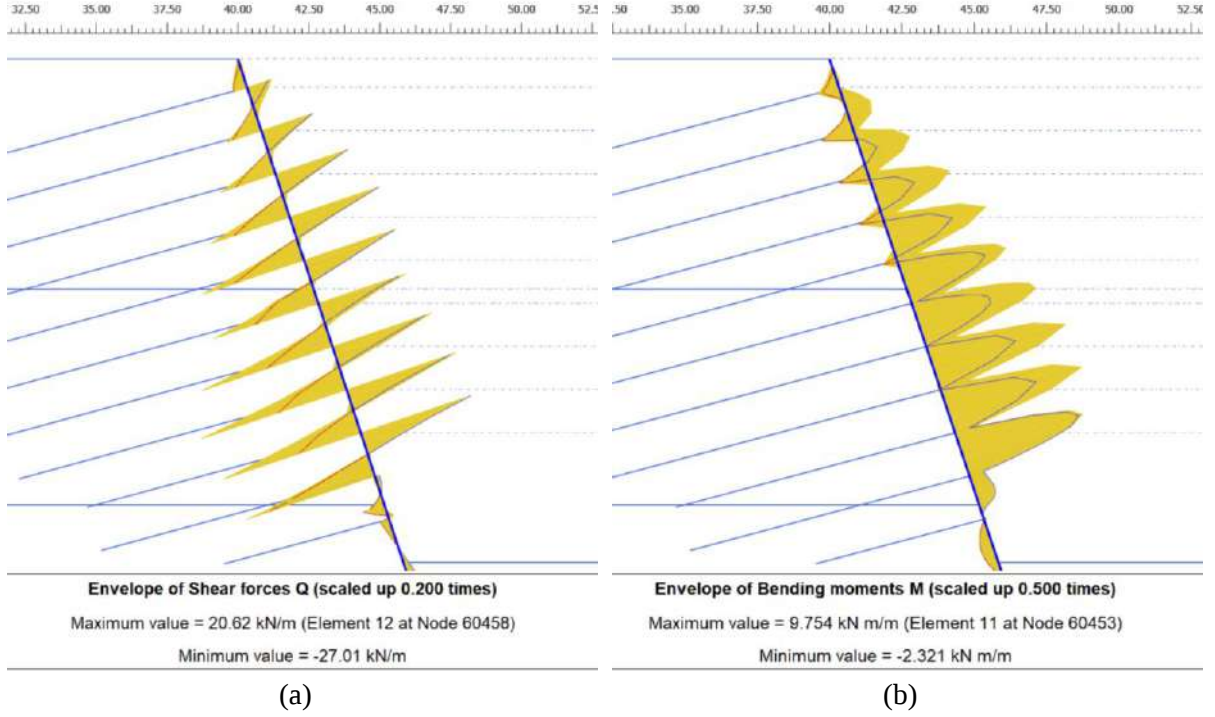
Deprem kayıtlarının seçilmesi ve ölçeklenmesi, kitapta “P10 – Fore Kazıklı ve Ankrajlı KDY” projesi örnek çözümünde detaylı olarak verilmiştir.



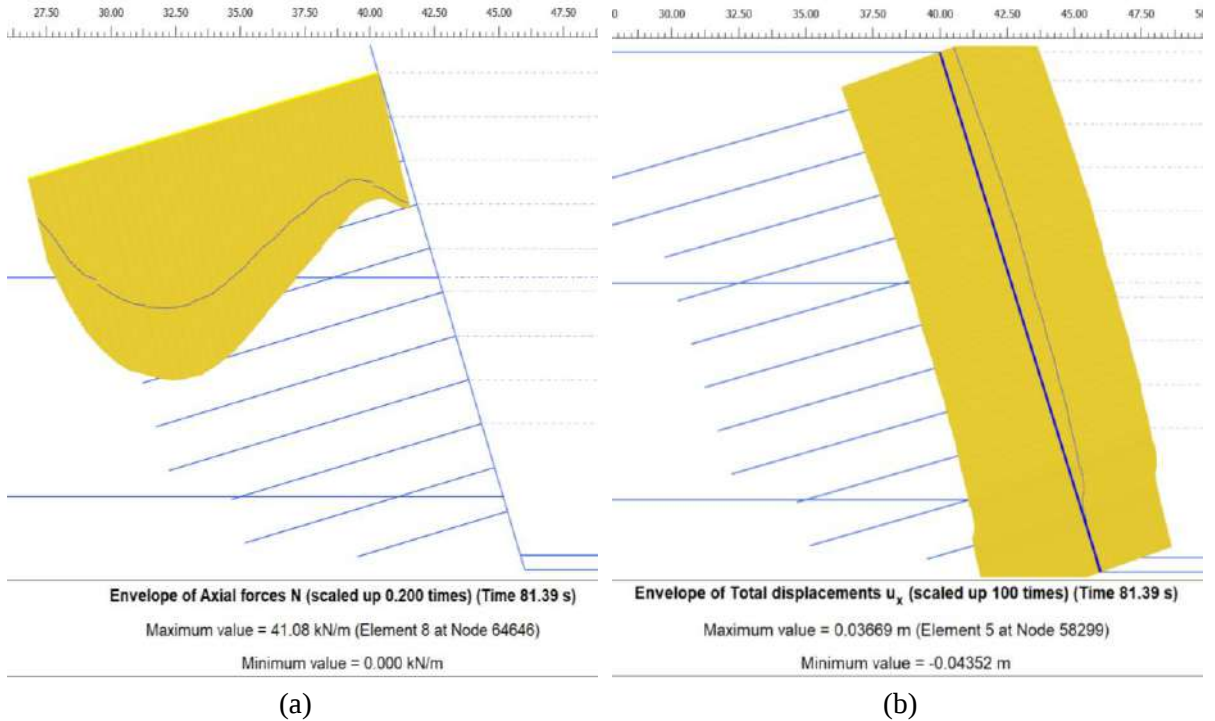
Şekil P20-11: Kalıcı kazı destek yapısı için sonlu elemanlar analiz modeli



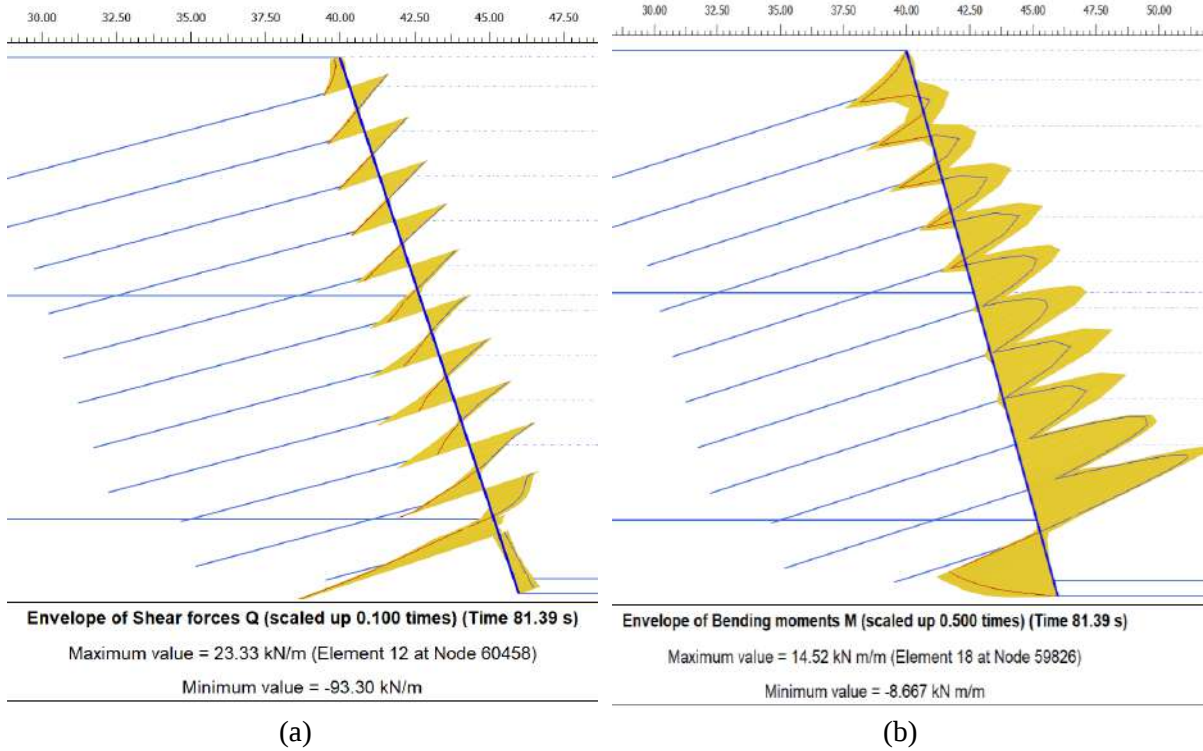
Şekil P20-12: Kazı sonunda statik durumda: (a) 1.sıra (en üst sıra) Zemin çivisinde hesaplanan eksenel kuvvetler ($T_{\max}=26.3$ kN/m), (b) püskürtme beton kaplamada hesaplanan yatay deplasman değeri ($u_x=0.7$ cm)



Şekil P20-13: Kazı sonunda statik durumda: (a) püskürtme beton kaplamada hesaplanan kesme kuvvetleri ($Q_{maks}=27.0$ kN/m), (b) püskürtme beton kaplamada hesaplanan eğilme momentleri ($M_{maks}=9.8$ kNm/m)



Şekil P20-14: E09 depremi için: (a) 1.sıra (en üst sıra) Zemin çivisinde hesaplanan eksenel kuvvetler ($T_{maks}=41.1$ kN/m), (b) püskürtme beton kaplamada hesaplanan yatay deplasman değeri ($u_x=4.4$ cm)



Şekil P20-15: E09 depremi için (a) püskürtme beton kaplamada hesaplanan kesme kuvvetleri ($Q_{maks}=93.3$ kN/m), (b) püskürtme beton kaplamada hesaplanan eğilme momentleri ($M_{maks}=14.5$ kN/m)

Tablo P20-11: SLS analizleri sonucunda zemin çivilerinde hesaplanan maksimum yükler

Analiz Türü		Maksimum Çivi Yükü, T_{max} (kN)										
		Zemin Çivisi Sırası										
		1.sıra	2.sıra	3.sıra	4.sıra	5.sıra	6.sıra	7.sıra	8.sıra	9.sıra	10.sıra	11.sıra
STATİK		39.5	46.1	57.2	68.7	74.4	82.7	89.0	92.6	90.0	63.8	2.6
DEPREM	E01	43.9	49.5	59.3	70.2	75.9	83.8	89.8	93.1	90.3	75.5	47.4
	E02	44.9	50.6	60.8	71.2	77.2	84.6	90.5	95.6	111.5	140.0	104.1
	E03	67.1	69.8	74.2	78.2	80.1	84.2	89.9	105.9	128.0	198.5	207.3
	E04	48.0	53.1	62.3	72.0	77.7	84.6	90.8	100.7	116.9	149.2	129.2
	E05	57.7	58.5	62.1	72.5	81.0	84.5	104.1	127.7	160.1	230.1	211.2
	E06	55.2	59.0	65.5	74.2	82.2	85.4	98.7	114.1	132.0	177.0	184.5
	E07	67.2	75.6	86.8	82.5	79.2	86.0	108.2	131.1	161.3	243.2	255.9
	E08	57.4	62.4	69.8	74.1	77.4	84.6	90.3	96.5	110.0	137.9	142.7
	E09	61.7	63.9	69.6	75.8	79.5	85.9	91.5	103.0	116.8	150.8	161.6
	E10	49.4	53.0	61.9	71.4	77.1	84.1	90.0	100.0	117.2	157.4	136.4
	E11	48.2	54.2	63.3	73.1	78.6	84.7	95.2	114.3	143.4	224.6	203.1
ORTALAMA		54.6	59.1	66.9	74.1	78.7	84.7	94.4	107.5	126.1	171.3	162.1

* Tabloda verilen çivi yükleri, SLS hesaplarında elde edilen sonuçlar çiviler arasındaki yatay mesafe ile ($Sh=1.5m$) çarpılarak hesaplanmıştır.

Statik durum için ve 11 deprem kaydı ile yapılan SLS analizleri sonunda çivilerde hesaplanan eksenel kuvvetler, püskürtme beton kaplamadaki yatay deplasmanlar ve kesit tesiri değerleri Tablo P20-11 ve Tablo P20-12’de özetlenmiştir. Tablo P20-11’de sunulan sonuçlara göre, statik durumda maksimum çivi yükü 8. sıra çivide hesaplanmıştır ve $T_{maks(statik)} = 92.6$ kN’dur. 11 adet deprem kaydı ile yapılan SLS sonuçlarının ortalamasında ise maksimum çivi yükü 10. sıra çivide hesaplanmıştır ve $T_{maks(deprem)} = 171.3$ kN’dur.

Tablo P20-12: SLS analizleri sonucunda püskürtme beton kaplamada hesaplanan kesit tesirleri ve yatay deplasmanlar

Analiz Türü		Püskürtme Beton Kaplamada		
		Kesme Kuvveti Q (kN/m)	Eğilme Momenti M (kNm)	Yatay Deplasman Ux (cm)
STATİK		27.0	9.8	0.7
DEPREM	E01	21.0	9.8	1.1
	E02	54.8	14.1	3.3
	E03	117.8	23.0	0.9
	E04	71.6	14.2	8.1
	E05	118.9	20.7	21.0
	E06	105.5	15.6	3.6
	E07	144.1	22.7	1.0
	E08	83.1	12.4	4.3
	E09	93.3	14.5	4.4
	E10	76.0	13.7	4.9
	E11	117.4	17.2	20.1
ORTALAMA		91.2	16.2	6.6

Tablo P20-12’de sunulan sonuçlara göre, statik durumda püskürtme beton kaplamada kesme kuvveti $Q_{maks(statik)} = 27.0$ kN, eğilme momenti $M_{maks(statik)} = 9.8$ kNm, yatay deplasman değeri ise $U_{x(statik)} = 0.7$ cm olarak hesaplanmıştır. 11 adet deprem kaydı ile yapılan SLS sonuçlarının ortalamasında ise maksimum kesme kuvveti $Q_{maks(deprem)} = 91.2$ kN, eğilme momenti $M_{maks(deprem)} = 16.2$ kNm, yatay deplasman değeri ise $U_{x(deprem)} = 6.6$ cm hesaplanmıştır.

SLS hesapları sonucu püskürtme beton kaplamada yanal deplasman değeri statik yükleme durumu için zemin çivili sistemlerde kabul edilen $\delta h = 0.005 \cdot H_{kazı}$ üst limit değerinden oldukça küçüktür ve deplasmanlar açısından riskli bir durum olmadığı görülmektedir (KDYY-Bölüm 2.12.8). Depremler için hesaplanan ortalama yatay deplasman değerinin ise, kazının arkasında risk teşkil edecek bir yapı/yol/altyapı tesisinin bulunmaması nedeniyle kabul edilebileceğine karar verilmiştir.

Çivilerde Kopmaya Karşı Güvenlik Kontrolü

Burada sunulan örnek proje çözümünde, zemin çivisi donatısı olarak B420C sınıfı $\phi 32$ mm çapında nervürlü inşaat demiri kullanılması uygun görülmüştür. Buna göre, demir çubuk donatısının tasarım çekme mukavemeti değeri (R_{td}) aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$R_{td} = \frac{R_{tk}}{\gamma_s} \quad (P20-4)$$

$$R_{tk} = A_s \cdot f_{yk} \quad (P20-5)$$

R_{tk} : çelik çubuğun karakteristik çekme mukavemeti

γ_s : çekme mukavemetine uygulanan kısmi faktör (kalıcı/geçici durumlarda 1.15)

f_{yk} : çelik çubuğun karakteristik akma mukavemeti (B420C için 420 MPa)

A_s : çelik çubuğun kesit alanı ($\phi 32$ mm için 0.0008 m^2)

$$R_{tk} = 0.0008 \cdot 420000 = 336 \text{ kN}$$

$$R_{td} = 336/1.15 = 292.2 \text{ kN}$$

Zemin çivilerinde kullanılan donatıların kopmaya karşı güvenli olabilmesi için tasarım çekme mukavemeti (R_{td}) değerinin, ULS ve SLS analizlerinde statik ve depremlili durumlar için çivilerin tüm uzunluğu boyunca çiviler üzerinde etkili olan maksimum çekme yükünden (T_{maks}) büyük olması gereklidir.

Çivilerdeki kopma kuvvetleri, çivilerin toplam boyu üzerinde etkili olan maksimum çekme yüklerine (T_{maks}) göre, sıyrılma kuvvetleri ise tüm çiviler için çivilerin kayma düzlemi dışında kalan boyları üzerinde etkili olan maksimum çekme yüküne ($T_{i,maks}$) göre hesaplanmış ve Tablo P20-13’da verilmiştir.

Tablo P20-13: Zemin çivileri için hesaplanan maksimum tasarım çekme yükleri

Maksimum Tasarım Çivi Çekme Yükleri, (kN) (kopma/sıyrılma)	Statik durum		Deprem durumu (DD-2a)	11 Deprem Kaydının Ortalaması (DD-2)
	ULS	SLS	ULS	SLS
$T_{d,maks}$ (kopma)*	$151.2 * 1.35 = 204.1 \text{ kN}$ (10.çivi)	$92.6 * 1.35 = 125.0 \text{ kN}$ (8.çivi)	$166.3 * 1.0 = 166.3 \text{ kN}$ (10.çivi)	$171.3 * 1.0 = 171.3 \text{ kN}$ (10.sıra)
$T_{d,maks}$ (sıyrılma)*	$119.0 * 1.35 = 160.7 \text{ kN}$ (11.çivi)	-	$122.6 * 1.0 = 122.6 \text{ kN}$ (11.çivi)	-

Tablo P20-13’da gösterildiği üzere maksimum tasarım çivi çekme yükleri ($T_{d,max}$), maksimum çivi yüklerinin statik durum için 1.35, deprem durumu için 1.0 katsayısı ile çarpılarak hesaplanmış ve büyük olan değer maksimum çivi çekme yükü olarak kullanılmıştır. Bu durumda, zemin çivilerinde hesaplanan maksimum tasarım çekme yükleri ($T_{d,maks}$), çelik çubuk tasarım çekme mukavemeti (R_{td}) değerinden küçük olmaktadır.

$$T_{d,max} \leq R_{td} \quad (P20-6)$$

$$204.1 \text{ kN} < 292.2 \text{ kN}$$

Elde edilen sonuçlara göre, zemin çivilerinde kullanılan $\phi 32$ mm çapındaki B420C sınıfı nervürlü çelik çubuğun kopmaya karşı güvenli olduğu görülmüştür.

Püskürtme Beton Kaplamada Eğilme Kontrolü

Zemin çivili ve püskürtme beton kaplamalı kalıcı kazı destek yapısı tasarımında, kaplama olarak $d=20\text{cm}$ kalınlığında çift sıra hasır çelikli püskürtme beton uygulaması yapılacaktır. Seçilen kaplamanın eğilmeye karşı yeterliliği, TS500’de düzgün yayılı basınç ile yüklenmiş çift yönlü kirişsiz döşeme tahkiki esasları kullanılarak yapılmıştır. Kaplamanın eğilmeye karşı yeterliliğinin hesaplanmasında, kaplama üzerinde etkili olan düzgün yayılı basınç değeri (P):

$$P = T_0 / (S_V \cdot S_H) \quad (P20-7)$$

P : kaplama tasarımında kullanılacak düzgün yayılı basınç değeri

S_V : düşey çivi aralığı

S_H : yatay çivi aralığı

T_0 : çivi kafasındaki çekme yükü

Çivi kafasındaki çekme yükü (T_0) değeri, çivi aralıklarından büyük olan değere ($S=\max: S_v, S_h$) bağlı olarak aşağıdaki formüllerden hesaplanmaktadır.

$$T_0 = T_{maks} \cdot 0.6 \quad S < 1 \text{ m} \quad (\text{P20-8})$$

$$T_0 = T_{maks} \cdot [0.5 + ((S - 0.5)/5.0)] \quad 1 \text{ m} \leq S < 3 \text{ m} \quad (\text{P20-9})$$

$$T_0 = T_{maks} \quad S \geq 3 \text{ m} \quad (\text{P20-10})$$

Kaplamadaki eğilme ve zımbalama kontrollerinde Denklem P20-8 – Denklem P20-10’da verilen T_{maks} değeri, KDYY-3.3.3.8.d maddesinde yazıldığı üzere duvar tasarımında kullanılan maksimum çekme yükü olmaktadır ve kopma-sıyrılma yüklerinden küçük olanı olarak alınmaktadır.

Bu örnekte, sıyrılma ve kopma kontrolleri için maksimum tasarım çekme yükleri (Tablo P20-13):

$$T_{d,\max(\text{sıyrılma})} = 160.7 \text{ kN}$$

$$T_{d,\max(\text{kopma})} = 204.1 \text{ kN}$$

Püskürtme beton kaplamada eğilme ve zımbalama kontrolleri için maksimum tasarım çekme yükü $T_{d,\max} = T_{d,\max(\text{sıyrılma})} = 160.7 \text{ kN}$ olarak kullanılmıştır. Çivilerin yatayda ve düşeyde aralıkları $S_h = S_v = 1.5 \text{ m}$ olduğu için T_0 ve P değerleri aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$T_0 = T_{d,\max} \cdot [0.5 + ((S - 0.5)/5.0)] = 112.5 \text{ kN}$$

$$P = 112.5 / (1.5 \cdot 1.5) = 50 \text{ kN/m}^2$$

Püskürtme beton kaplamada eğilme kontrolü hesabı, TS500-11.4.4’te “İki Doğrultuda Çalışan Kirişsiz Döşemeler için Yaklaşık Yöntemler” başlığı altında anlatıldığı üzere sonraki örnek proje çözümünde (P22) detaylı şekilde verilmiştir.

Püskürtme beton kaplamanın eğilmeye karşı kontrolünde ve kullanılacak hasır çelik özelliklerinin belirlenmesinde TS500-11.4.4.2’de verilen “Moment Katsayıları Yöntemi” kullanılmıştır. Kaplamadaki düzgün yayılı basınç (P) değerine bağlı olarak toplam eğilme momenti değeri Denklem P20-11 kullanılarak hesaplanmıştır.

$$M_0 = (P \cdot S^3) / 8 \quad (\text{P20-11})$$

$$M_0 = 21.1 \text{ kN.m olmaktadır.}$$

ULS analizlerinden elde edilen çivi çekme yüklerine bağlı olarak kaplamada hesaplanan toplam eğilme momenti değeri $M_0 = 21.1 \text{ kN.m}$ olarak hesaplanmıştır. SLS hesaplarında ise gerek statik gerekse depremlı durumlar için kaplamada hesaplanan moment değerleri daha küçük elde edilmiştir (Tablo P20-12). Bu nedenle eğilme momenti değeri büyük olan değer olarak seçilmiştir. Buna bağlı olarak açıklık momenti, mesnet momenti, kolon şeridi momenti ve orta şerit momenti aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\begin{aligned}
\text{Toplam Moment} & : M_0 = 21.1 \text{ kNm} \\
\text{Açıklık Momenti} & : M_{a\text{çıklık}} = 21.1 \cdot 0.35 = 7.4 \text{ kNm} \\
\text{Mesnet Momenti} & : M_{mesnet} = 21.1 \cdot 0.65 = 13.7 \text{ kNm} \\
\text{Kolon Şeridi Momenti} & : M_{kolon} = M_{mesnet} \cdot 0.75 + M_{a\text{çıklık}} \cdot 0.60 = 14.7 \text{ kNm} \\
\text{Orta Şerit Momenti} & : M_{orta} = M_0 - M_{kolon} = 6.4 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Zemin çivilerinin yatay ve düşey aralıklarının aynı olması nedeniyle iki doğrultudaki momentler de eşit değerdedir.

Yapılan hesaplarda, kaplamadaki büyük moment değeri kolon şeridi üzerinde elde edilmiştir. Bu durumda M_{kolon} değerine bağlı olarak gerekli eğilme donatısı miktarı aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır. Kaplama genişliği $d = 20$ cm ve pas payı 5 cm olduğunda etkili kesit genişliği $d' = 15$ cm olmaktadır.

$$K = (b \cdot d'^2) / M_{kolon} \quad (P20-12)$$

$$A_s = (k_s \cdot M_{kolon}) / d \quad (P20-13)$$

Burada:

- b : birim kaplama genişliği (1 m)
- d' : etkili kesit genişliği (15 cm)
- A_s : eğilme donatısı alanı
- k_s : betonarme katsayı (abaklardan alınacak)

$$K = (1 \cdot 0.15^2) / 14.7 = 0.00153 \text{ m}^2/\text{kN}$$

$k_s = 2.38$ (C30 sınıfı beton ve S500 çelik için abaktan okunmuştur)

$$A_s = (2.38 \cdot 14.7) / 0.15 = 233 \text{ mm}^2 \text{ (1 m genişlik için gerekli olan donatı alanı)}$$

Kaplamada, çift sıra Q257/257 hasır çelik kullanılacağı göz önünde bulundurulduğunda çelik çubukların çapı 7.0 mm ve göz aralıkları 15 x 15 cm olmaktadır. Bu durumda 1 m genişliğindeki kaplamaya 7 adet çubuk donatı gelmektedir. 1 m genişlikte 7 adet $\phi 9$ mm donatı kullanılacağından, seçilen donatı alanı:

$$A_{s(\text{seçilen})} = [7 \cdot (7.0^2 \cdot \pi \cdot 0.25)] = 269 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı miktarı ve kullanılacak olan çift sıra Q257/257 hasır çelik donatı yeterlidir.

Püskürtme Beton Kaplamada Zımbalama Kontrolü

Zemin çivili ve püskürtme beton kaplamalı geçici kazı destek yapısı tasarımında, kaplama olarak $d = 20$ cm kalınlığında çift sıra hasır çelikli püskürtme beton tasarlanmıştır. Seçilen kaplamanın zımbalamaya karşı yeterliliği, TS500'de düzgün yayılı basınç ile yüklenmiş çift yönlü kirişsiz döşeme tahkiki esasları kullanılarak yapılmıştır.

Bu örnek proje kapsamında, zemin çivileri için plaka üzerinde 25 x 25 cm ebatlarında çelik plakalar kullanılacaktır. 20 cm genişliğindeki kaplamanın zımbalama dayanımının ($T_{d(\text{zımbalama})}$), kaplama üzerinde hesaplanan maksimum tasarım çekme yükünden ($T_{d,\text{max}}$) büyük olması gerekmektedir.

$$T_{d(zımbalama)} \geq T_{d,max} \quad (P20-14)$$

Zımbalama dayanımının hesabında, yüklenen alana d/2 uzaklıkta zımbalama çevresi ile belirlenen kesit alanı göz önüne alınmıştır. Kaplamanın zımbalama dayanımı TS500'e göre aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$T_{d(zımbalama)} = f_{ctd} \cdot up \cdot d \quad (P20-15)$$

Burada:

up : Zımbalama çevresi (yüklenen alana d/2 uzaklıkta)

d : Döşemelerde, iki doğrultudaki faydalı yükseklikler ortalaması (0.15 m)

$$up = (25 + 15) \cdot 4 = 160 \text{ cm (1.6 m)}$$

$$T_{d(zımbalama)} = 1250 \cdot 1.6 \cdot 0.15 = 300 \text{ kN}$$

Zımbalama kontrolünde, çivi kafasındaki çekme yükü (T_0), maksimum tasarım çivi çekme yükü ($T_{d,max}$) olarak kullanılmaktadır (KDYY-3.3.3.8.d).

Sıyrılma ve kopma durumları için hesaplanan maksimum tasarım çekme yüklerinden küçük olan değer kullanılarak $T_{d,max} = 160.7 \text{ kN}$ alınmıştır. Bu durumda:

$$T_{d,max} = 160.7 < T_{d(zımbalama)} = 300 \text{ kN}$$

Elde edilen sonuçlara göre, kaplama kesitinin zımbalamaya karşı dayanımı yeterli olduğu hesaplanmıştır.

P20-6. Nihai Yapısal Tasarım

Bu proje kapsamında, zemin çivili ve püskürtme beton kaplamalı geçici kazı destek yapısı tasarımı yapılmıştır ve nihai proje kesiti Şekil P20-16'de verilmiştir.

- Zemin çivilerinde B420C sınıfı $\phi 32\text{mm}$ çapında nervürlü donatılar kullanılacaktır.
- Zemin çivilerinin yatay ve düşey aralıkları $S_H = 1.5 \text{ m}$, $S_V = 1.5 \text{ m}$ olarak belirlenmiştir.
- Betonarme kaplamada püskürtme beton uygulaması yapılacak olup tasarımda C30 sınıfı beton kullanılmıştır.
- Püskürtme beton kaplamada, çift sıra Q257/257 hasır çelik kullanılacaktır.

Tablo P20-14: Kapasite belirleme deneyleri için test yükleri, çivi sıraları ve çivi boyları

Deney Yapılacak Çivi Sırası*	Zemin Birimi	Maksimum Tasarım Çivi Çekme Yüğü, $T_{d,maks}$ (kN)	Test Yüğü, P_{test} (kN)	Tasarım birim Sürtünme Değeri, τ_{bd} (kN/m ²)	Çekme Deneyi Yapılan Çivinin Enjeksiyonlanmış Kök Boyu, $L_{b,t}$ (m)	Serbest Delgi Boyu, $L_{serbest}$ (m)	Toplam Delgi Boyu, $L_{çivi}$ (m)
2.sıra	Sert Kil - 1	50.0	110.0	22.7	11.9	2.1	14.0
3.sıra		34.7	76.4	22.7	8.2	1.8	10.0
6.sıra	Sert Kil – 2	46.3	101.9	22.7	11.0	1.0	12.0
8.sıra		59.3	130.5	22.7	14.1	1.9	16.0
10.sıra	Ayrışmış Kumtaşı	152.0	334.4	59.4	13.8	1.2	15.0
11.sıra		160.7	353.6	96.0	9.0	2.0	11.0

KBD deneyi yapılacak çiviler, proje çivileri olmayacaktır ve kazının ilgili çivi seviyesine inildiğinde proje çivilerinin arasında test çivisi olarak ayrıca imal edilecektir

Kabul Deneyleri (KD)

Proje kapsamında tasarlanan iksa sisteminin her çivi sırasında en az 2 adet olmak üzere kabul deneyleri yapılacaktır. Kabul deneylerinde test yükleri (P_{test}) aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır (KDY-3.3.4.2).

Tablo P20-15: Kabul deneyleri için test yükleri

Deney Yapılacak Çivi Sırası	Zemin Birimi	Maksimum Tasarım Çivi Çekme Yüğü, $T_{d,maks}$ (kN)	Test Yüğü, P_{test} (kN)
1.sıra	Sert Kil - 1	48.9	61.1
2.sıra		50.0	62.5
3.sıra		34.7	43.4
4.sıra		37.7	47.1
5.sıra	Sert Kil - 2	41.4	51.8
6.sıra		46.3	57.9
7.sıra		52.2	65.3
8.sıra		59.3	74.1
9.sıra		50.8	63.5
10.sıra	Ayrışmış Kumtaşı	152.0	190.0
11.sıra		160.7	200.9

$$P_{test(KD)} = T_{d,maks} \cdot k \quad (P20-18)$$

Burada:

$T_{d,maks}$: Maksimum tasarım çekme yükü (sıyırılma için)
 k : 1.25 (ortalama değer alınmıştır)

P20-7. Zemin Çivilerinin Korozyona Karşı Korunması

Örnek proje kapsamında, kazının yapılacağı bölgede yeraltı suyunun bulunmamaktadır. Ancak, kazı destek yapısının kalıcı olarak tasarlanması nedeniyle çift bariyerli koruma sisteminin uygulanması zorunludur (KDYY-Tablo 3.7).

Proje kapsamında çivilerin çift bariyerli korozyon koruma sistemi olarak KDYY-Tablo 3.8’de verildiği üzere “Epoksi Kaplama” ve “Kesit Arttırılması” seçenekleri uygun görülmüştür. Buradan da kesit artırılması koruma sistemi seçilmiştir.

Tablo P20-16: Geçici ve Kalıcı Ankraj ve Zemin Çivilerinde Gereken Koruma Sistemleri (KDYY-Tablo 3.7)

Ankraj / Çivi Kategorisi	Asgari Koruma Sistemi	
Geçici	Agresif Olmayan Koşullarda	Zorunlu değil
	Agresif Koşullarda	Tek Bariyerli
Kalıcı	Tüm Koşullarda	Çift Bariyerli

Tablo P20-17: Korozyon Koruma Sistemleri (KDYY-Tablo 3.8)

Korozyon Koruma Sistemi	Öngermeli Halat ve Çubuk Ankraj		Pasif Çubuk Ankrajlar ve Zemin Çivileri	
	Tek Bariyer	Çift Bariyer	Tek Bariyer	Çift Bariyer
Plastik Kılıf	Uygun	Uygun	Uygun	Uygun
Epoksi Kaplama	Uygun Değil	Uygun Değil	Uygun	Uygun
Galvaniz Kaplama	Uygun	Uygun	Uygun	Uygun
Kesit Arttırılması	Uygun Değil	Uygun Değil	Uygun	Uygun
Çimento Şerbeti	Uygun	Uygun Değil	Uygun	Uygun Değil
Katodik Koruma	Uygun	Uygun	Uygun	Uygun
<i>Not: Çift bariyerli koruma sisteminde uygun olarak belirtilen iki korozyon koruma sistemi birarada kullanılacaktır.</i>				

Zemin çivilerinde kullanılan çelik donatıların kesitinde zamana bağlı olarak meydana gelecek azalma miktarı FHWA Soil Nail Walls Reference Manual – Bölüm 7.6.6’da anlatıldığı şekilde hesaplanmıştır.

Kalıcı zemin çivilerinde kullanılan çelik donatının kesitinde zamana bağlı olarak meydana gelecek azalma miktarı:

$$X(\mu m) = 80(\mu m/yıl) \cdot t_f^{0.8} \quad (P20-19)$$

Burada:

X : çelik çubuk kesitinde oluşacak kayıp (μm) (donatıdaki toplam kayıp X'in 2 katı olarak hesaplanmaktadır)

$t_f^{0.8}$: zemin çivisinin servis ömrü (yıl) (örnek projede servis süresi 50 yıl olarak alınmıştır)

50 yıllık servis ömrü süresince çivilerde kullanılacak çelik donatılarda kesit alanındaki kayıp miktarı:

$$X(\mu m) = 80 \cdot 50^{0.8} = 1829 \mu m = 1.8 mm$$

Bu durumda, proje tasarımında belirlenen $\phi 32$ mm çapındaki çelik donatı çubukların çapının en fazla 3.6 mm azalarak $\phi 28$ mm olacağı hesaplanmıştır. $\phi 28$ mm çapındaki donatılar için kopma dayanımı Denklem P20-4 ve Denklem P20-5 kullanılarak aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$R_{td} = \frac{R_{tk}}{\gamma_s}$$

$$R_{tk} = A_s \cdot f_{yk}$$

$$R_{tk} = 0.0006 \cdot 420000 = 252 \text{ kN}$$

$$R_{td} = 252/1.15 = 219.1 \text{ kN}$$

Tablo P20-13'de gösterildiği üzere maksimum tasarım çivi çekme yükleri ($T_{d,max}$) 204.1 kN olarak hesaplanmıştır. Bu durumda, korozyon sonunda çivi donatılarının kesitleri azalsa dahi, zemin çivilerinde hesaplanan maksimum tasarım çekme yükleri ($T_{d,maks}$), çelik çubuk tasarım çekme mukavemeti (R_{td}) değerinden küçük olmaktadır.

$$T_{d,max} \leq R_{td}$$

$$204.1 \text{ kN} < 219.1 \text{ kN}$$

Elde edilen sonuçlara göre, zemin çivilerinde kullanılan $\phi 32$ mm çapındaki B420C sınıfı nervürlü çelik çubukların, korozyon sonunda kesitleri azalsa dahi kopmaya karşı güvenli olduğu görülmüştür.

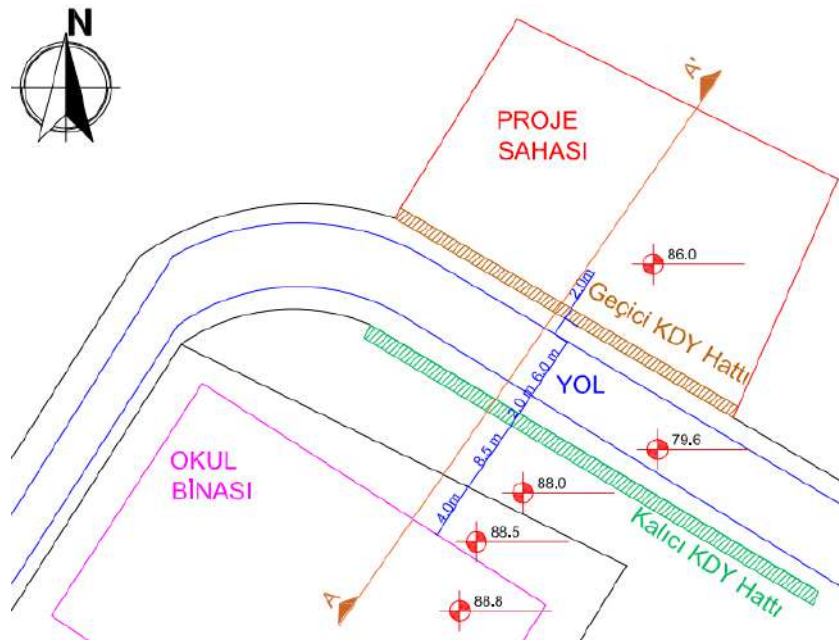
BÖLÜM 5

AYRIŞMIŞ KAYA / KAYA (GRUP-4) ORTAMDA TASARLANAN KAZI DESTEK YAPILARI

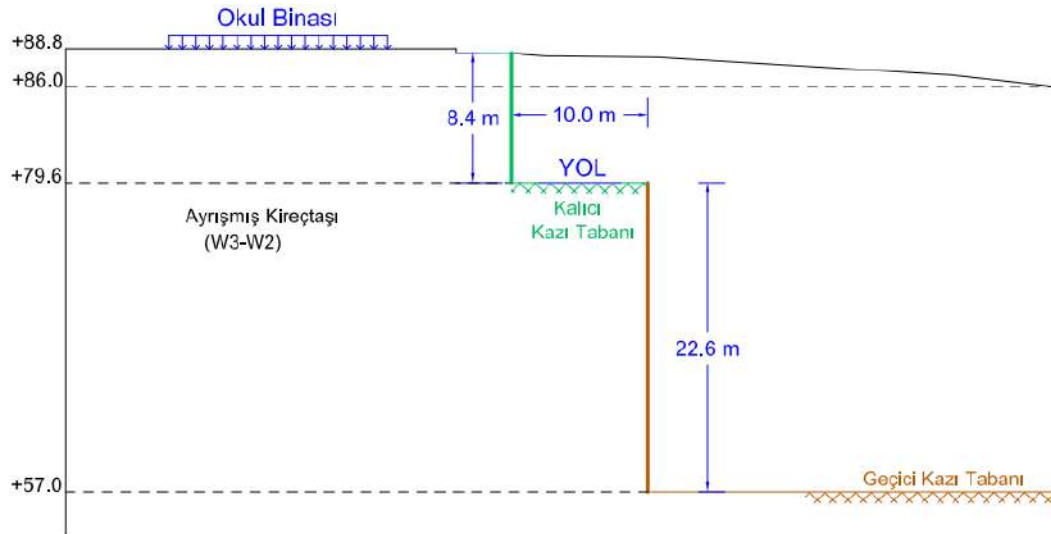
P21 – KONSOL KAZIKLI VE ÇOK SIRA ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI

P21-1. Projenin Tanıtımı

Yüksek katlı bir konut projesi için inşa edilecek KDY hem cephesine komşu olan yol ile hem de yolun üstündeki okul ile etkileşim halindedir. Sahada hakim olan kireçtaşı birim içinde 31.0 m derinliğinde bir iksa yapısı tasarlanacaktır (Şekil P21-1). Konutların kaba inşaatı tamamlandıktan sonra 22.6 m yükseklik boyunca kazı destek yapısı ile bodrum kat perde duvarları arası geri doldurulacaktır. Şekil P21-2’de verilen kesitte de görüleceği üzere okul duvarı ile proje sahası arasında bir yol oluşturulacaktır. Okul önünde tasarlanacak KDY, önce geçici iksa sisteminin bir parçası olmakla birlikte, konut projesi tamamlandıktan sonra da kalıcı bir KDY’ye dönüşecektir. Proje kapsamında hem geçici hem de kalıcı kazı destek yapısı hesapları ve tasarımı sunulacaktır.



Şekil P21-1: İnceleme sahası plan görünümü ve arazi kotları



Şekil P21-2: Zemin profili ve kazı alanı (A-A' Kesiti)

P21-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

İnceleme sahasında W2-W3 ayrışma derecesine sahip, RQD değerleri 0-81 arasında değişen kırıklı kireçtaşlarına rastlanmıştır. Bununla birlikte, sahada yapılan jeofizik ölçümler sonucu inceleme sahasında ilk 15 metreye ait ortalama kayma dalgası hızı 550 m/s iken daha derinde 800 m/s olarak tayin edilmiştir. Ayrışmış kireçtaşı tabakası için genelleştirilmiş Hoek-Brown göçme kriterine göre belirlenen eşdeğer Mohr-Coulomb tasarım parametreleri, Tablo P21-1’de verilmektedir. Kireçtaşının dayanımı ve ayrışma derecesi ile sahada yeraltı suyunun olmaması dikkate alındığında, gerek statik yüklerde gerekse deprem durumunda drenajsız davranış ile karşılaşılması beklenilmemektedir.

Tablo P21-1: Sahadaki ayrışmış kireçtaşı için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	Vs (m/s)	Efektif Gerilme (Statik)			
			p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Ayrışmış Kireçtaşı	19.0	550-800	100	338	50.0	35.0

P21-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Kalıcı ve geçici iksa yapılarının ön tasarımında göz önünde bulundurulacak kriterler, sahanın durumu, KDY türü ve tasarımı etkileyen diğer bir takım kabuller bu başlık altında açıklanmaktadır.

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Proje sahasının güney batı cephesinde bir spor kompleksinin olduğu görülmektedir. Bu sahanın zati ağırlığı göz önüne alındığında zemine aktaracağı ilave gerilmenin 30 kPa mertebesinde olduğu kabul edilmiştir. Bu nedenle güneybatı-kuzeydoğu aksından alınan A-A' kesiti üzerinden (Şekil P21-1) tasarım adımları gösterilecektir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

Kazı destek yapısı KDYY-Tablo 1.1’de tanımlanan esaslara göre sınıflandırılmalıdır. Geçici ve kalıcı kazı destek sisteminin bir arada bulunacağı bu projede iki sistem birlikte değerlendirildiğinde kazı destek sistemi ile ilgili özellikler şu şekilde özetlenebilir.

- Kazı derinliğinin analizlere konu olan kesitte kalıcı (okul bahçesi ile yol arasındaki kot farkı) ve geçici (yol ile konut temelleri arası kot farkı) olmak üzere toplamda 31.0 m olduğu belirlenmiştir. Bu derinlik, KDYY-Tablo 1.1’e göre 25 metreden fazladır.
- Kazı çevresinde kazıdan etkilenebilecek yakınlıkta yol ve betonarme yapılar bulunmaktadır.
- Tasarlanan iksa yapısının 8.4 metrelik kısmı kalıcı; geriye kalan 22.6 metrelik kısmı ise geçici olarak düşünülmektedir.
- Duvarın stabilitesini sağlamak için yatay destek elemanları kullanılacaktır.
- Zemin yüzeyinden itibaren geçici ve kalıcı kazı taban kotlarında ayrışmış kireçtaşı tabakası bulunmaktadır. Zemin ortamında yeraltı suyuna rastlanılmamıştır.
- İnceleme sahasında kazı destek sistemi yapılacak cephe uzunluğu 200 metreden uzundur.

Bu özellikleri dikkate alındığında, kazı destek yapısının tamamı Kategori-3’e girmektedir.

Kazı Destek Yapısı Seçimi

Kazının yapılacağı sahanın güneybatısında parsel sınırına komşu olarak bulunan spor sahasında herhangi bir deformasyon olmaması için inşa edilmesi planlanan geçici ve kalıcı kazı destek yapısının deplasmanlarının sınırlandırılması gerekmektedir. Zemin Etüdü Geoteknik Rapor'a göre elde edilen zemin profili incelendiğinde sahanın ayrıışmış kireçtaşı birimden oluştuğu anlaşılmaktadır. Kazı destek yapısının geçici olarak tasarlanan kısmında yatay destek elemanı olarak zemin ankrajları, düşey destek elemanı olarak da betonarme fore kazıklar planlanmıştır. Kalıcı kazı destek yapısının konsol fore kazıklardan oluşmasına karar verilmiştir.

Deprem Etkisi

Kazı destek sisteminin sismik yükler altında performansını belirleme ve yönetmeliğe uygunluğunu değerlendirmek üzere KDYY-Tablo 2.6'da verildiği üzere, kazı yüksekliğinin geçici ve kalıcı kısımlarının ayrı ayrı incelenmesi gerekmektedir.

Kazı destek yapısının yüksekliği toplam 31.0 m olduğundan geçici KDY hesabında KDYY-Tablo 2.6'ya göre DD-4 deprem düzeyi için ULS hesapları yapılmalıdır. Kalıcı KDY'nın deprem hesabında ise KDYY-Tablo 2.6'ya göre DD-2 ve gerekirse de DD-2a deprem düzeylerini dikkate alan analizler gerçekleştirilmelidir. Bu doğrultuda saha için ZC zemin ve farklı deprem düzeyleri için okunan SDS değerleri aşağıda verilmiştir:

$$\text{DD-2 depremi için } S_{DS,475} = 1.20$$

$$\text{DD-3 depremi için } S_{DS,72} = 0.415$$

$$\text{DD-4 depremi için } S_{DS,43} = 0.308$$

DD-2a (144 yıl dönüş periyotlu) ön tasarım depreminin SDS değeri denklem (P21-1) ile bulunmuştur.

$$\log(S_{DS,144}) = 0.37 * \log(S_{DS,475}) + 0.63 * \log(S_{DS,72}) \quad (\text{P21-1})$$

Buna göre;

$$\text{DD-2a depremi için } S_{DS,144} = 0.614$$

olarak hesaplanmıştır.

Proje kapsamındaki bütün yatay ivme katsayıları KDYY-2.14.3'te verilen (P21-2) bağıntısı kullanılarak ve $r = 1.5$ alınarak hesaplanmıştır:

$$k_h = \frac{0.4 \times S_{DS}}{r} \quad \text{P21-2}$$

Bu doğrultuda proje kapsamında kullanılacak yatay ivme katsayılarının değerleri aşağıda verilmiştir:

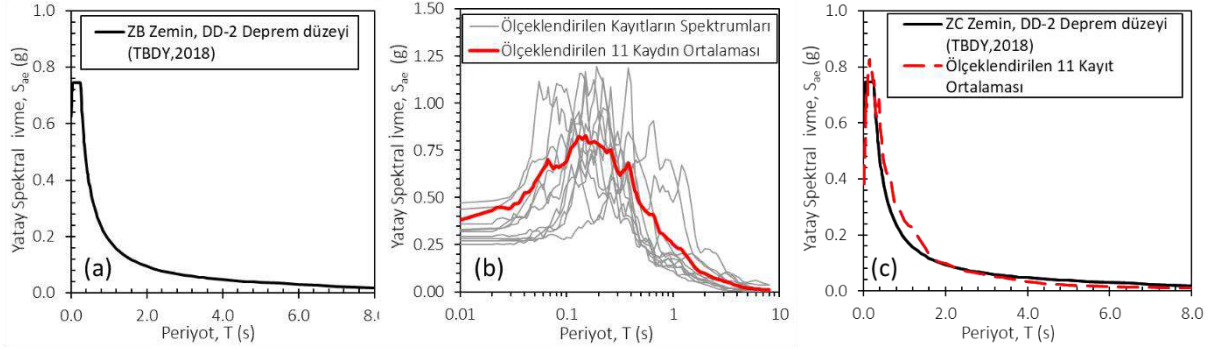
$$k_{h,475} = 0.320 \quad (\text{DD-2})$$

$$k_{h,144} = 0.164 \quad (\text{DD-2a})$$

$$k_{h,43} = 0.082 \quad (\text{DD-4})$$

İleride gösterileceği üzere, DD-2 deprem düzeyi için yapılan pseudo-statik analizlerde, sistemin güvenli olmadığı görülmüş ve bunun üzerine “Yöntem 2: Şekil Değiştirmeye Göre Hesap” adımları izlenerek DD-2a deprem düzeyi için “Yöntem 2 – 1. Aşama: Statik Eşdeğer Hesap” yapılmıştır. Daha sonra “Yöntem 2 – 2. Aşama: Zaman Tanım Aralığında Hesap” için DD-2 deprem düzeyi, ZB zemin sınıfı

spektrumuna ölçeklenmiş 11 deprem kaydı ile SLS analizleri yapılarak kalıcı destek yapısının uygunluğu kontrol edilmiştir. Burada dikkate alınan yatay ivme spektrumu Şekil P21-3(a)'da görülebilir. Şekil P21-3(b)'de basit ölçeklendirme metodu ile ölçeklendirilmiş 11 adet gerçek depreme ait spektral ivme-periyot değerleri ile ortalama değer sunulmuştur. Son olarak, Şekil P21-3(c)'de TBDY 2018'e göre belirlenen tasarım spektrumu ile 11 kaydın aritmetik ortalama spektrumunun karşılaştırması verilmiştir. Şekil P21-3(b)'de spektral ivme-periyot ilişkisi sunulan her bir kayda ait depremsellik parametreleri, ölçüm alınan istasyonun ortalama kayma dalgası hızı değeri, orijinal kayıtların basit ölçeklendirme yöntemi ile kullanılan ölçek faktörleri Tablo P21-2 özetlenmiştir.



Şekil P21-3: (a) TBDY-2018'e göre ZB zemin türü ve DD-2 Deprem düzeyi için tasarım spektrumu (b) Zaman-tanım aralığında dinamik hesap için kullanılacak 11 adet ölçeklendirilmiş deprem kaydına ait yatay spektral ivme ve ortalamaları (c) tasarım spektrumu ve 11 ölçeklendirilmiş deprem kaydının ortalamasının karşılaştırılması

Tablo P21-2: Seçilen deprem kayıtlarına ait sismik ve coğrafi özellikler

Deprem No.	RSN	Deprem Adı	Yıl	Büyüklik (Mw)	Fay Tipi	Rjb (km)	Rrup (km)	$V_{s,30}$ (m/s)	Ölçek Katsayısı
1	1	Helena Montana	1935	6.0	SS	2.07	2.86	593.3	1.41
2	80	San Fernando, ABD	1971	6.61	R	21.5	21.5	969.1	1.29
3	454	Morgan Hill, ABD	1984	6.19	SS	14.83	14.84	729.7	3.14
4	476	Morgan Hill, ABD	1984	6.19	SS	45.47	45.47	713.6	3.15
5	550	Chalfant Valley-2, ABD	1986	6.19	SS	14.97	18.31	605.1	1.89
6	587	Yeni Zelanda	1987	6.6	N	16.09	16.09	585.1	0.67
7	897	Landers, ABD	1992	7.28	SS	41.43	41.43	635.1	3.50
8	1102	Kobe, Japonya	1995	6.9	SS	49.91	49.91	609	2.17
9	1108	Kobe, Japonya	1995	6.9	SS	1.9	1.92	1043	0.67
10	1126	Kozani, Yunanistan	1995	6.4	N	14.13	19.54	649.7	1.32
11	1159	Kocaeli, Türkiye	1999	7.51	SS	141.37	1142.29	585.1	2.01

Deplasman Kriterleri

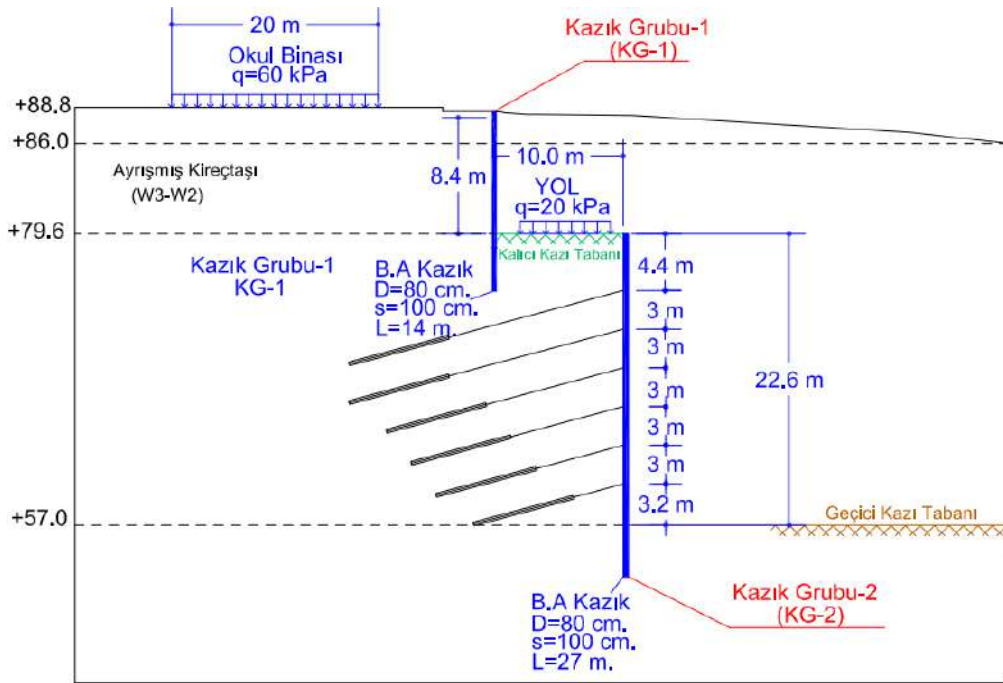
Ankrajlı sistemler için KDYY-2.12.7'de tanımlanan % 3.0 üst sınır deplasman değeri sınırlandırılarak bu proje için $\delta h/H = \%1.0$ alınacaktır. Kazı destek yapısının konsol olarak çalışacak kalıcı kısmında meydana gelebilecek yatay deplasmanlar statik ve depremlili durum için üst limit $\delta h/H = 0.01$ olarak belirlenmiştir. Ankrajlı sistemler için KDYY-2.12.5'te tanımlanan komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme değerleri aynen kullanılmıştır; sınır değerler statik yükleme durumunda 1/500, dinamik yükleme durumunda ise 1/250 değerini aşmamalıdır.

Halat Kapasitesi

Zemin ankrajlarında kullanılmak üzere seçilen çelik halat malzemesi, 0.6 inçlik (15.2 mm çapında) yedi örgülü ve tek ön germeli halattır ve (Y1860S7-15,2) karakteristik çekme dayanımı $P_{t,k} = 260$ kN'dur (EN 10138-3 veya BS 5896:2012). Ankraj demetini oluşturan tek bir halat üzerindeki P_0 öngerme yükü, $P_{t,k}$ karakteristik çekme dayanımının % 60'ından fazla olamaz (Bağıntı P5-1).

Kök Kapasitesi

Ankraj kök bölgesinde oluşması beklenen ankraj nihai çeper sürtünmesi, ayrılmış kireçtaşı zemin için KDYY-Tablo 3.3'de verilen referans değerler esas alınarak $\tau_f = 700$ kPa olarak seçilmiştir. Bu projede güvenlik sayısı $\xi = 3.0$ olarak alınarak karakteristik değerler hesaplanmıştır (KDYY-3.2.2.3.e). Ankraj delgi çapı $D = 13$ cm ve kök boyu $L_{tb} = 8$ m olan bir ankrajın kök boyunca "ankraj kökü nihai, karakteristik ve tasarım taşıma kapasitesi" değerleri P4-2, P4-3 ve P4-4 bağıntılarına göre hesaplanmıştır. Ayrılmış kireçtaşı zemin grubu için; $T_f = 2285$ kN, $T_k = 761$ kN, $T_d = 692$ kN olarak belirlenmiştir.



Şekil P21-4: Proje için tasarım kesiti (A-A' kesiti)

P21-4. Analizler

Kazı destek yapısının hesap kesiti olarak belirlenen A-A' kesitinde (Şekil P21-4) +79.6 kotundan +57.0 kotuna kadar betonarme fore kazıklı + zemin ankrajlı iksa sistemi yapılmasına karar verilmiştir. Şekil P21-4'te bu bölüm Kazık Grubu-1 (KG-1) olarak gösterilmiş; problemin geri kalanında KG-1 olarak isimlendirilmiştir. Kalıcı olarak tasarlanan konsol kazıkların da betonarme fore kazık olması uygun görülmüştür. Aynı şekilde, bu bölümde yer alan kazıklar Şekil P21-4'te Kazık Grubu-2 (KG-2) olarak gösterilmiştir.

- Bina temel alt kotu ile yol kotu arasında kalan geçici iksa sistemi için düşey destek elemanı olarak seçilen betonarme kazıklarda $D=80$ cm ve merkezden merkeze mesafenin $s=100$ cm ve

kalıcı konsol kazıklı sistemde ise betonarme fore kazık çapı $D=80$ cm ve akstan aksa yatay mesafenin $s=100$ cm olmasına

- Kazık soket boyunun fore kazıklı + öngermeli zemin ankrajlı sistemde 4.4 m, kalıcı konsol kazıklı sistemde ise 5.6 m seçilmesine
- Hesap kesitinde on sıra öngermeli ankraj kullanılmasına
- Ankraj aralıklarının düşeyde $s_v=3.0$ m, yatayda ise $s_h=2.0$ m olarak seçilmesine

Yapılan ön tasarım sonucunda analizlerde kullanılacak kesit Şekil P21-4'teki gibidir.

Ön tasarımı yapılan sistemin limit denge analizi (ULS-GEO), hizmet görebilirlik durum analizi (SLS-GEO) ve deprem yükleri ile kazı destek sisteminin performansının değerlendirildiği limit durum analizi (ULS-DEPREM) yapılmıştır. ULS-DEPREM analizlerinde iksa sisteminin kalıcı olacak kısmı için KDYY-Tablo 2.6 ve 2.7'deki esaslar göz önünde bulundurulmuştur. Daha sonra kazı destek sistemini oluşturan yapısal elemanların (betonarme fore kazık ve öngermeli ankrajlar) kesit tesirlerine bağlı yapısal kontrolü (ULS-STR) yapılmıştır.

Hesaplar toptan göçme analizi için limit denge yöntemi (LEM) ve gerilme-deformasyon analizleri için (GDA) sonlu elemanlar yöntemi kullanan yazılımlar aracılığı ile gerçekleştirilmiştir. LEM ve GDA kullanılarak yapılacak destek yapısı tasarımının ana hatları KDYY-Tablo 3.5'te tanımlanmıştır.

Tasarım Parametreleri

Bu projenin analizlerinde bütün zemin tabakaları için Hardening Soil with Small Strain (HSsmall) bünye modeli kullanılmıştır. Sahada yeraltı suyu olmaması ve kaya birimlerin bulunması nedeniyle drenajlı durum zemin parametreleri kullanılmıştır. ULS-DEPREM analizlerinde gerek statik eşdeğer hesap gerekse de zaman tanım aralığında hesap yöntemi için zemin ortamına, küçük deformasyon seviyesinde zemin davranışını kayma modülü azalımını dikkate alarak modelleyebilen "Hardening Soil with Small Strain" bünye modeli atanmıştır. Bu modele ait parametreler de Tablo P21-3'de sunulmuştur.

Projedeki yatay ve düşey destek elemanlarının SLS ve ULS kontrolleri için gerilme deformasyon analizlerinde uygun elemanlar kullanılarak modellenmeleri gerekmektedir. Bu elemanların modellerde kullanılan eksenel rijitlik ve eğilme rijitliği parametreleri Tablo P21-4'te gösterilmiştir.

Tablo P21-3: Ayrışmış kireçtaşı (kayanın) depremlili yükleme durumunda "Hardening Soil with Small Strain" modeli parametreleri

Birim	c (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	$E_{oed,ref}$ (MPa)	$E_{ur,ref}$ (MPa)	$G_{0,ref}$ (MPa)	$\gamma_{0.7}$ (-)
Ayrışmış Kireçtaşı	50.0	35.0	100	338.0	338.0	1013.0	900.0	0.003

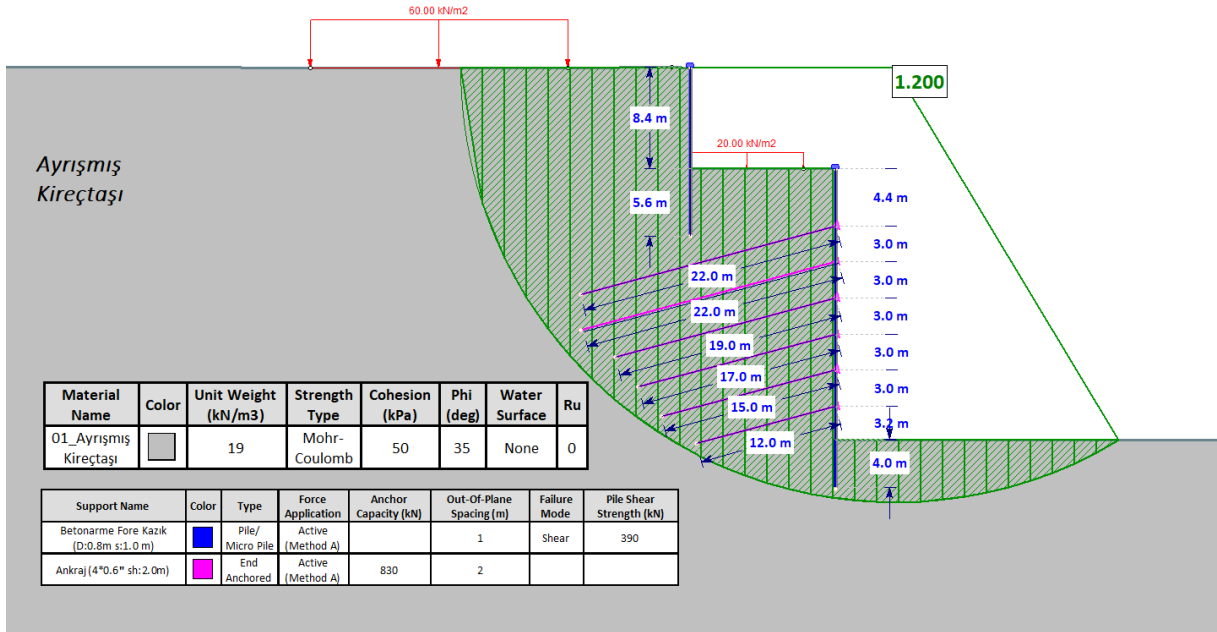
Zaman tanım alanında ivme kayıtlarının kullanıldığı dinamik analizlerde HSsmall bünye modeli kullanmak modül azalım, dolayısıyla da histerezis sönüm davranışını modellemek için uygundur. Dinamik durumdaki davranış $G_{0,ref}$ ve $\gamma_{0.7}$ ile tanımlanabilir. Diğer elastisite modül ($E_{50,ref}$, vb.) değerleri ise statik yükleme durumundaki gerilme-deformasyon davranışını tanımlamak için kullanılmaktadır.

Tablo P21-4: Yapısal elemanların rijitlikleri

Yapısal Eleman	Bünye Modeli	EA (kN/m)	EI (kNm ² /m)	L _{spacing} (m)	Poisson Oranı, ν (-)	Ağırlık, w , (kN/m ²)
Betonarme Fore Kazık (D:80 cm, s:100 cm)	Elastik	14.0*10 ⁶	562*10 ³	-	0.2	12.6
4*0.6" ankraj halatı (S _h :2.0 m)	Elastik	137*10 ³	2.00	1.75	-	-
Ankraj Kökü (S _h :2.0 m)	Elastik	151*10 ³	-	-	-	-

Aşama 1: Göçme Sınır Durum Kontrolü (ULS-GEO)

Bu bölümde, KDYY-Tablo 2.1’de önerilen kısmi yük ve malzeme katsayıları kullanılarak göçme sınır durumu için analiz yapılmış; sonuç olarak limit durumda sistemin en kritik güvenlik sayısının $GS \geq 1.0$ sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmiştir. Kazı destek sisteminin statik yükler altında göçmeye karşı güvenlik sayısı, LEM analizi yapabilen yazılımlardan faydalanılarak hesaplanmıştır. LEM yazılımında 2 boyutlu olarak modellenen kesit Şekil P21-5’te görülmektedir. Sistemin göçmeye sınır duruma güvenlik sayısı $GS=1.20$ olduğundan ULS-GEO kontrolü için gerek ve yeterli şartı sağlamaktadır.

**Şekil P21-5: LEM yazılımında modellenen hesap kesiti ve en kritik göçme yüzeyi****Aşama 2: Hizmet Görebilirlik Sınır Durum Kontrolü (SLS-GEO)**

SLS kontrol aşamasında kazı nedeniyle oluşabilecek deplasmanların servis koşulları bakımından izin verilen sınırlar içinde olup olmadığı kontrol edilir. Bu projede deplasmanlar, sonlu elemanlar yöntemini kullanan yazılımlar ile yapılan gerilme deformasyon analizleri sonucunda belirlenmiştir. Hesap kesiti için hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve sonlu elemanlar ağı Şekil P21-6’da gösterilmiştir. KDYY-Tablo 3.5’te belirtildiği üzere SLS kontrolü yapılırken herhangi bir kısmi katsayı seti kullanılmaz. Yalnızca güvenliği azaltıcı değişken etkilerin 1.11 katsayısı ile artırılması önerilmiştir. Bu modelde de yol yükü 1.11 kat artırılmış ve 22.2 kPa olarak tanımlanmıştır. Ayrıca, SLS hesapları sonlu elemanlar analizi ile yapılmıştır. Tüm inşaat aşamaları aşağıdaki şekilde sayısal modele dahil edilmiştir.

Aşama 1: Başlangıç fazı

Aşama 2: Üst (kalıcı) kazık imalatı

Aşama 3: Kalıcı kazı

Aşama 4: Alt (geçici) kazık imalatı

Aşama 5: 1. sıra ankraj seviyesinin 30 cm altına kadar kazı

Aşama 6: 1. sıra ankrajın kilit yükünün tanımlanması

Aşama 7: 2. sıra ankraj seviyesinin 30 cm altına kadar kazı

Aşama 8: 2. sıra ankrajın kilit yükünün tanımlanması

Aşama 9: 3. sıra ankraj seviyesinin 30 cm altına kadar kazı

Aşama 10: 3. sıra ankrajın kilit yükünün tanımlanması

Aşama 11: 4. sıra ankraj seviyesinin 30 cm altına kadar kazı

Aşama 12: 4. sıra ankrajın kilit yükünün tanımlanması

Aşama 13: 5. sıra ankraj seviyesinin 30 cm altına kadar kazı

Aşama 14: 5. sıra ankrajın kilit yükünün tanımlanması

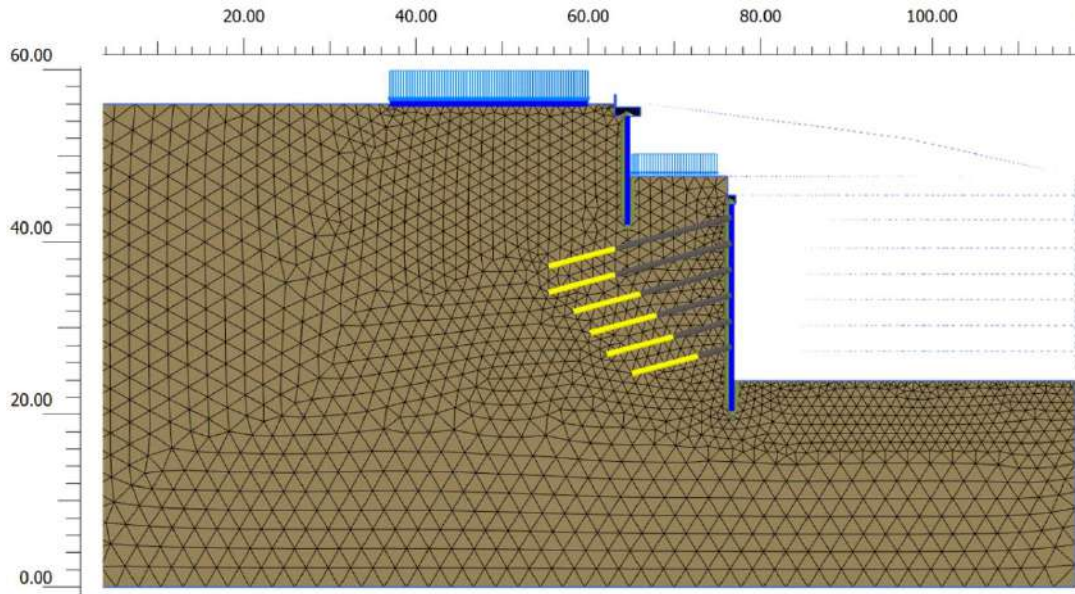
Aşama 15: 6. sıra ankraj seviyesinin 30 cm altına kadar kazı

Aşama 16: 6. sıra ankrajın kilit yükünün tanımlanması

Aşama 17: Nihai kazı

Aşama 18: Öngörülemez kazı

Aşama 19: Zaman tanım alanında dinamik analiz



Şekil P21-6: Hesap kesiti için hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağı

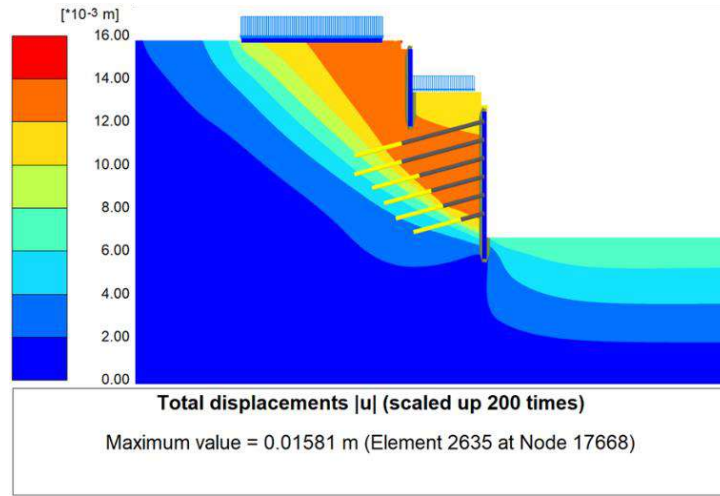
Sonlu elemanlar modelinde çelik halat olarak tanımlanan elemanlara öngerme kuvveti ($F_{\text{pre-stress}}$) tanımlanması mümkündür. Bu değerin belirlenmesinde kritik nokta, öngerme kuvvetinin, ayrılmış kireçtaşı için hesaplanan karakteristik kök kapasitesinden (T_k) küçük olması gerektiridir. Bu nedenle ankrajlara uygulanan öngerme kuvvetleri aşağıdaki gibi alınmıştır.

1., 2. ve 3. sıra ankrajlarda 500 kN

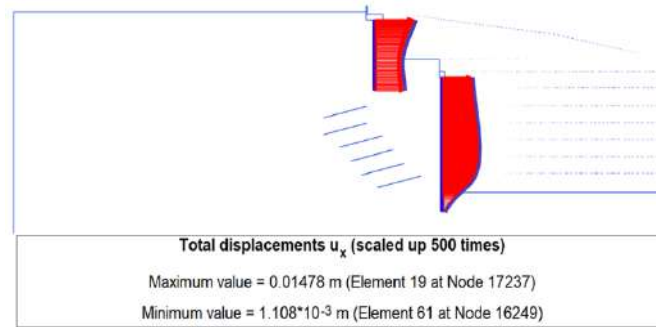
4., 5. ve 6. sıra ankrajlarda 550 kN

SLS-GEO analizi sonucunda modelde öngörülemeden kazı aşamasında meydana gelmesi beklenen toplam deplasman değerleri ve/veya konturları Şekil P21-7’de sunulmuştur. Buna göre, yaklaşık toplam deplasman değeri 15.8 mm olarak hesaplanmıştır. Ayrıca, Şekil P21-8’de iksa kazıklarında meydana gelen yatay deformasyonun en büyük değeri yaklaşık 14.8 mm olarak hesaplanmıştır. KG-1’in proje kriterlerinden olan $\delta h = 1.48 \text{ cm} < 0.001H = 0.001 * 2260 = 2.26 \text{ cm}$ koşulunu sağlamakta ve deplasmanlar açısından bir problem görülmemektedir.

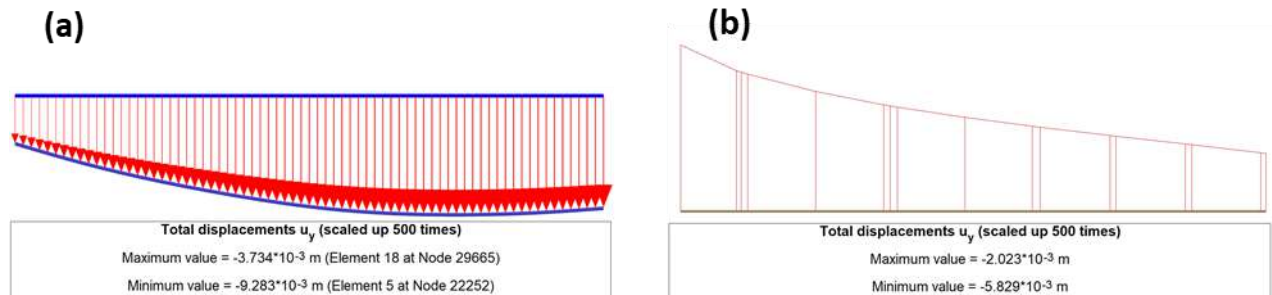
Benzer şekilde, okul binası ve yolda kazı nedeniyle düşeyde oluşabilecek rölatif deplasman değerleri Şekil P21-9’da gösterilmiştir. Gerek okul binası altındaki düşey deformasyonlar gerekse de kalıcı kazının alt kısmında bulunan yolun altındaki düşey deformasyonların hasar oluşturmaları bakımından bu sorunun “deplasman kriterleri” başlığı altında kabul edilen izin verilebilir sınırların altındadır.



Şekil P21-7: Öngörülemeden kazı aşamasında tüm sisteminde oluşması beklenen toplam deplasman



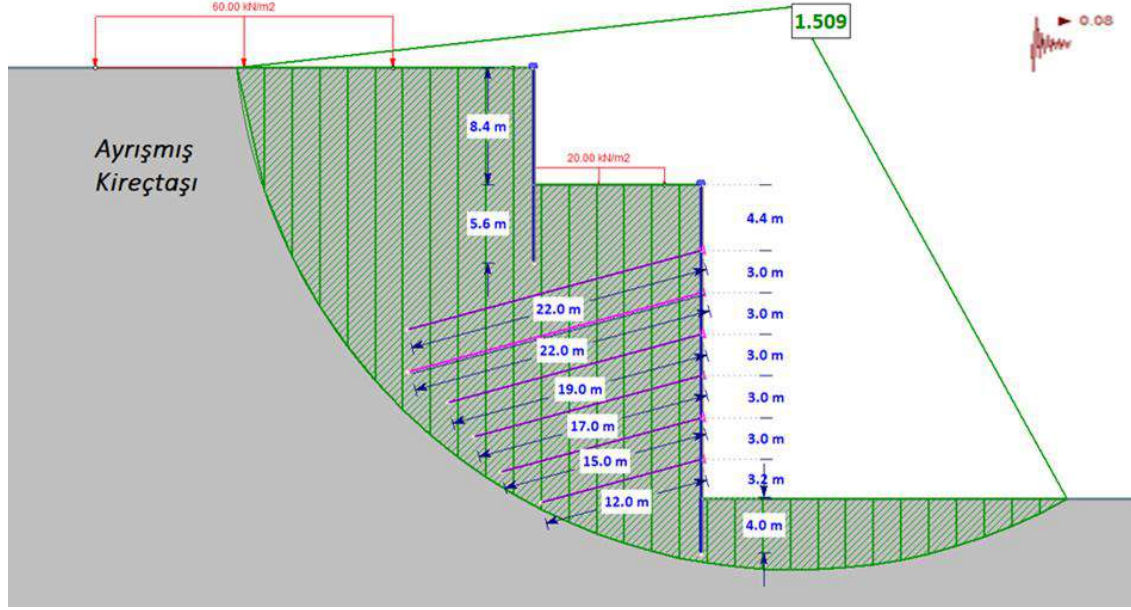
Şekil P21-8: Öngörülemeden kazı aşamasında kazıklarda oluşan yatay deplasmanlar



Şekil P21-9: Öngörülemeden kazı aşamasında okul temeli ve yolda hesaplanan düşey deplasmanlar

Aşama 3: Geçici Sistemde Depremlı Durum Göçme Sınır Durum Kontrolü (ULS-DEPREM)

Bu aşamada, KDYY-Tablo 2.6’da kazı kategorilerine için belirlenen deprem düzeylerine göre yapılan analizler özetlenmiştir. Geçici ve kalıcı kazının toplam yüksekliği $H \geq 15$ m olduğundan aslında tüm sistemin KDYY-Tablo 2.6’ya göre “Yöntem-1: Statik Eşdeğer Hesap” ve “Yöntem-2: Şekil değiştirmeye bağlı hesap” yöntemlerinde DD-4 deprem düzeyi dikkate alınarak analiz edilmesi gerekmektedir. İlk olarak, KDYY-Tablo 2.7’de açıklanan kontrol kriterlerine göre limit denge analizi yazılımı kullanılarak inceleme alanı için DD-4 deprem seviyesine göre belirlenen yatay eşdeğer ivme değeri kullanılarak sadece göçme kontrolü yapılmıştır.



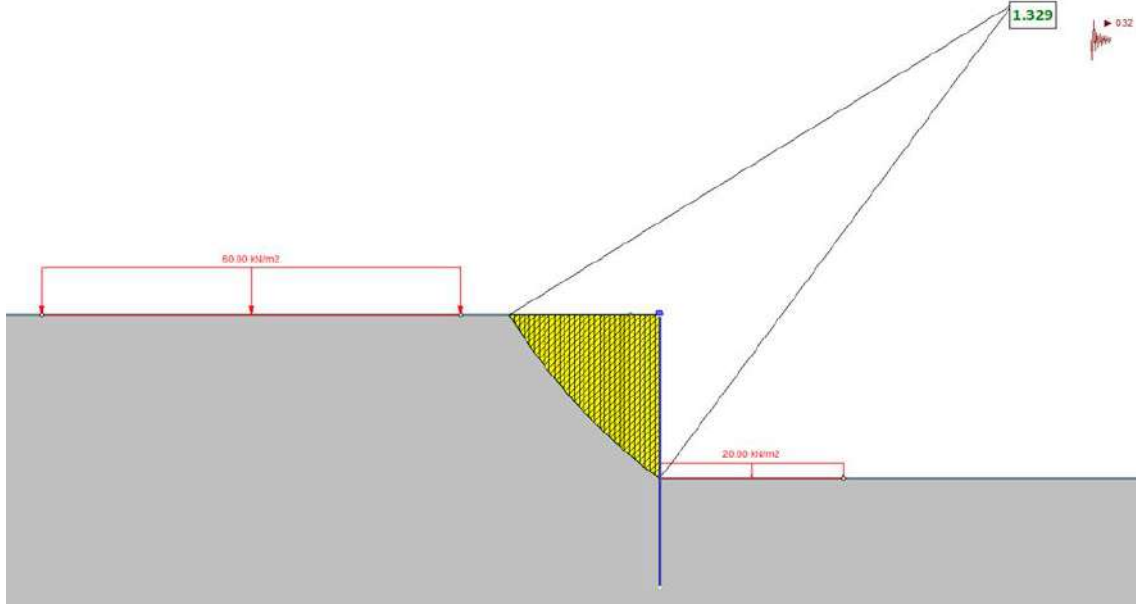
Şekil P21-10: Depremlı durumda sistemin LEM ile göçme sınır durumu kontrolünün yapılması (Yöntem-1: Statik Eşdeğer Hesap - DD4 deprem düzeyi)

Şekil P21-10’da gösterildiği gibi ilgili deprem düzeyi için hesaplanan güvenlik sayısı ($k_h=0.08$ için) 1.51 olarak bulunmuştur. Statik durumda hesaplanan güvenlik sayısı olan $GS_{statik} = 1.20$ ’den (Şekil P21-5) daha yüksek güvenlik sayısı elde edilmesinin sebebi ise bu analizde kısmi malzeme ve yük katsayılarının 1.0 alınması ve sisteme verilen eşdeğer ivme katsayısının göreceli olarak küçük olmasıdır. Buradan çıkan sonuca ve KDYY-Tablo 2.7’ye göre Yöntem 2: Şekil Değiştirmeye Göre Hesap yapılmasına gerek yoktur. Ancak, KDYY-Tablo 2.7’de yer alan “Yöntem-1’den hesaplanan kesit tesirlerinin statik durumdan elde edilen kesir tesirleri ile karşılaştırılması” ibaresine istinaden, ayrıca sonlu elemanlar yöntemi ile gerilme deformasyon analizi yapılmıştır; bu analize ait sonuçlar “Aşama 4: Yapısal Elemanların Kontrolü” bölümünde verilmiştir.

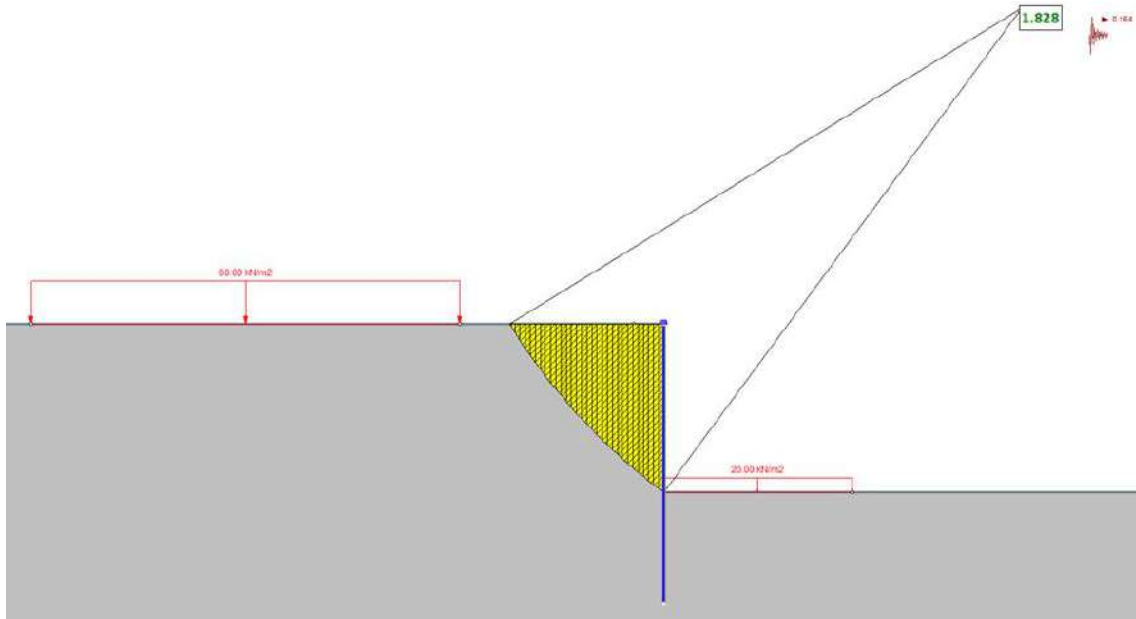
Aşama 4: Kalıcı Sistemde Depremlı Durum Göçme Sınır Durum Kontrolü (ULS-DEPREM)

Bu sahada yapılacak kazı destek sistemleri geçici ve kalıcı olarak incelendiğinde, yol kotuyla okul binası arasında kalan yaklaşık 8.5 m yüksekliğindeki zemin kalıcı olarak konsol çalışacak betonarme fore kazıklar ile desteklenecektir. Bu durumda KDYY-Tablo 2.7’deki açıklamalar ile KDYY-Tablo 2.6’daki katsayılar dikkate alınarak, kalıcı sistemde öncelikle DD-2 deprem düzeyi ve yerel zemin koşulları için P21-1 denklemi kullanılarak yatay eşdeğer ivme katsayısı hesaplanmış ve Yöntem-1’e göre analiz yapılmıştır. Bu doğrultuda, tıpkı Aşama-3’te olduğu gibi sadece göçme kontrolü LEM; statik durumda elde edilen kesit tesirleri ile karşılaştırmak üzere gerilme deformasyon analizleri gerçekleştirilmiştir. Kalıcı kazı destek sisteminin, $k_h = 0.32$ eşdeğer ivme katsayısı ile Yöntem-1’e göre LEM analizi

sonucunda güvenlik sayısı, $GS=1.33$ olarak hesaplanmıştır (Şekil P21-11). Bu sistemin, sonlu elemanlar yazılı ile gerçekleştirilen gerilme deformasyon analizi sonuçları bir sonraki aşama olan “Aşama 4: Yapısal Elemanların Kontrolü” bölümünde paylaşılmıştır. Bu sonuca göre KDYY-Tablo 2.7 Yöntem-2’ye geoteknik sorumlunun ya da ilgili idarenin istemesi halinde veya daha ekonomik çözüm araması durumunda geçmesi gerektiğini bildirmektedir. Bu problem özelinde, kalıcı kazının üst kotunda okul yapısı nedeniyle geçici sürede yoğun kalabalığın bulunması ve topuk bölgesinde araç trafiğine açık çift şeritli yolun etkisini dikkate almak üzere, ilgili idare KDYY-Tablo 2.7’de yer alan hesapların ön tasarım için uygunluk kriterlerinin sağlandığının gösterilmesini istemiştir.



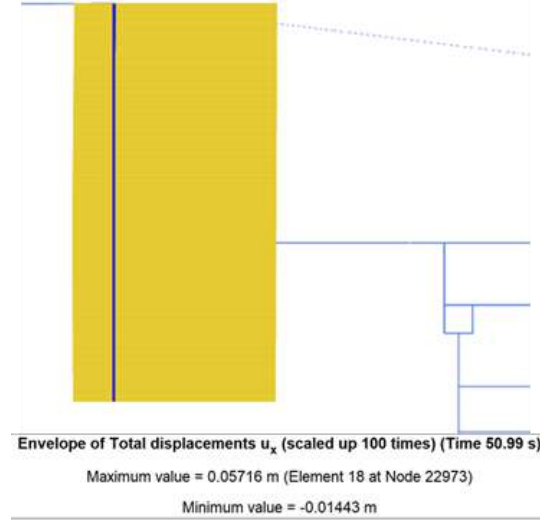
Şekil P21-11: Depremlı durumda ($k_h=0.32$) kalıcı kazı destek sisteminin LEM analizi ile göçme kontrolü (Yöntem-1: Statik Eşdeğer Hesap- DD2 deprem düzeyi)



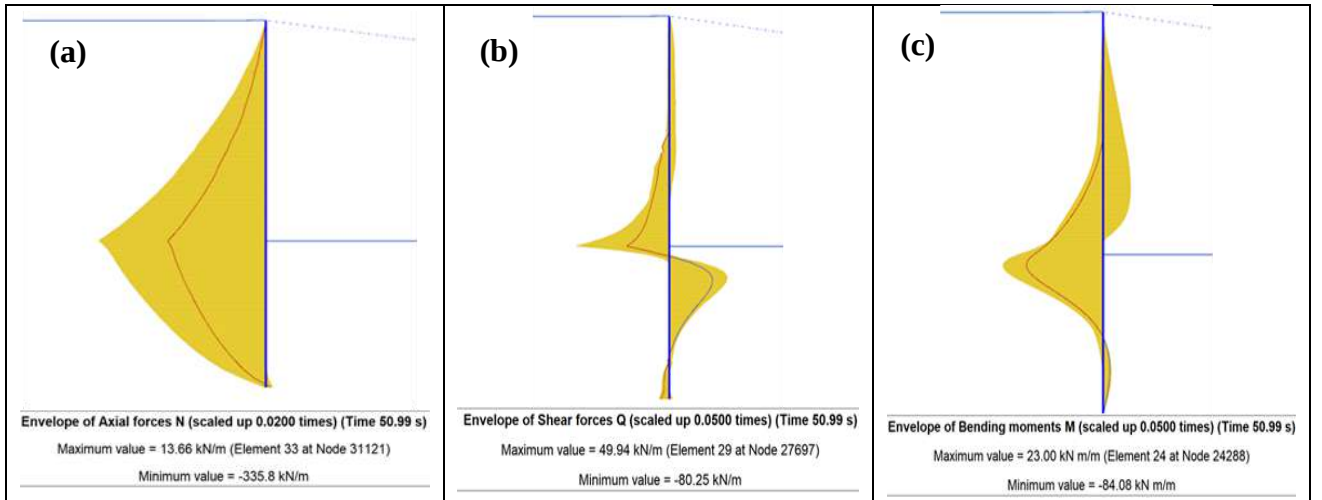
Şekil P21-12: Depremlı durumda ($k_h=0.164$), kazık aralığı arttırılmış sistemin LEM ile göçme sınır durumu kontrolünün yapılması (Yöntem-2: Statik Eşdeğer Hesap- DD2a deprem düzeyi)

Bu bağlamda, DD-2 deprem düzeyine ek olarak, bu sorunun deprem etkisi bölümünde hesaplanan DD-2a deprem düzeyine göre hesaplanan eşdeğer yatay ivme katsayısı olan $k_h = 0.164$ ile LEM analizi ile tekrarlanmış ve sistemin göçme durumu kontrol edilmiş; deplasman ve kesit tesiri kontrolü yapılmamıştır. Şekil P21-12’de görüldüğü üzere DD-2a ön tasarım deprem düzeyi içim kalıcı sistemin güvenlik sayısı, $GS=1.82$ olarak hesaplanmıştır. Bu nedenle, KDYY-Tablo 2.7’de yer alan Yöntem-2, Aşama-2: Zaman tanım aralığında hesap aşamasına geçilmiştir.

Ön tasarım depremi olan DD-2a deprem düzeyi ile göçme olmadığı gösterildikten sonra, kalıcı ve konsol betonarme fore kazıklı sistem için, deprem etkisi bölümünde Tablo P21-2’de sismik ve coğrafi özellikleri özetlenen ve inceleme sahası tasarım spektrumuna basit ölçeklendirme yöntemi ile ölçeklendirilmiş 11 kayıt ile yapılan zaman-tanım aralığında gerçekleştirilen 11 gerilme deformasyon analizi sonuçlarına geçilebilir. Şekil P21-13’de E01 no.lu deprem ile elde edilen KG-2 grubu kazıklardaki deplasman değerleri verilmektedir. E01 no.lu deprem ile yapılan zaman-tanım aralığında analiz boyunca elde edilen maksimum kesit tesirlerine ait zarf eğrileri de Şekil P21-14 (a), (b) ve (c)’de sırasıyla sunulmuştur.



Şekil P21-13: E01 no.lu deprem kaydı boyunca KG-2 kazıklar üzerinde hesaplanan yatay deplasmanlara ait zarf eğrisi



Şekil P21-14: E01 nolu deprem kaydı boyunca KG-2 grubu kazıklar üzerinde hesaplanan kesit tesirlerine ait zarf eğrileri (a) Normal Kuvvet (b) Kesme Kuvveti (c) Eğilme Momenti

Tüm deprem kayıtları ile zaman-tanım aralığında yapılan analizler sonucunda betonarme fore kazıkta hesaplanan yatay deplasmanlar Tablo P21-5'te gösterilmektedir. 11 adet kayıtla yapılan analizlerin ortalaması proje kriteri ile karşılaştırıldığında kazı derinliği $H=8.4$ m olduğu için deprem durumu için yatay deplasman için izin verilebilir üst limit 8.4 cm'dir. 11 adet deprem kaydı sonucunda kazıkta meydana gelmesi beklenen ortalama yatay deplasman 5.48 cm'dir dolayısı ile tasarım deplasman açısından ULS-DEPREM kontrolünü geçmiştir.

Bir sonraki aşama olan yapısal elemanları (burada betonarme fore kazık) göçme sınır durumu ve kesit yeterliliğini kontrol etmek için ULS-DEPREM sonuçlarına ihtiyaç vardır. Tıpkı 11 adet kayıta ait yatay deplasmanların belirlendiği gibi her deprem kaydına ait kesit tesirleri ayrı ayrı verilmeli ve ortalamaları gösterilmelidir (Tablo P21-6).

Tablo P21-5: Zaman-tanım aralığında analizler sonucu kazıkta hesaplanan yatay deplasmanlar

Deprem No	Betonarme Kazık Yatay Deplasman, u_x (cm)
e01	1.43
e02	1.95
e03	0.46
e04	2.23
e05	4.89
e06	5.77
e07	8.19
e08	2.71
e09	10.91
e10	2.28
e11	19.46
Ortalama	5.48

Tablo P21-6: Zaman-tanım aralığında analizler sonucu KG-2 kazıklarında hesaplanan kesit tesirleri

Deprem No	Analizden Hesaplanan Değer			Deprem No	Analizden Hesaplanan Değer * kazık aralığı ($s=1.0$)		
	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)		N (kN/m)	T (kN)	M (kNm)
e01	335.8	80.3	84.1	e01	335.8	80.3	84.1
e02	357.4	93.4	116.9	e02	357.4	93.4	116.9
e03	255.4	69.9	50.8	e03	255.4	69.9	50.8
e04	339.3	83.9	117.2	e04	339.3	83.9	117.2
e05	296.1	71.6	77.2	e05	296.1	71.6	77.2
e06	313.8	79.9	84.1	e06	313.8	79.9	84.1
e07	352.4	68.3	98.2	e07	352.4	68.3	98.2
e08	348.2	84.6	101.8	e08	348.2	84.6	101.8
e09	325.9	82.5	103.0	e09	325.9	82.5	103.0
e10	345.9	86.4	89.5	e10	345.9	86.4	89.5
e11	324.9	81.3	97.1	e11	324.9	81.3	97.1
Ortalama	326.8	80.2	92.7	Ortalama	326.8	80.2	92.7

Aşama 5: Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS- STR)

Bu aşamada ilk olarak geçici kazı yüksekliği boyunca kullanılan öngermeli ankrajlar için tüm kazı aşamalarında statik ve DD-4 deprem düzeyi için yapılan GDA'larda hesaplanan kesit tesirleri karşılaştırılmıştır. Burada, statik yükleme durumuna ait tesirler 1.35 kısmi yük katsayısı ile artırılmıştır. Bu kuvvetlerden büyük olanlar tasarım dayanımı değerleri ile karşılaştırılmıştır. Tasarım halat kuvvetlerinin uygunluğunu gösteren sonuçlar Tablo P21-7 ve Tablo P21-8'de sırasıyla sunulmuştur.

Tablo P21-7: Statik durumda tüm kazı aşamalarında ankrajlarda oluşan normal kuvvetler

	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (SLS) * Kısmi katsayı		
	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (kN)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj halat kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	517.8	1.35	699
2. sıra ankraj	531.1	1.35	717
3. sıra ankraj	543.5	1.35	734
4. sıra ankraj	579.2	1.35	782
5. sıra ankraj	625.7	1.35	845
6. sıra ankraj	645.8	1.35	872

Halat kapasitesinin yeterli olup olmadığını kontrol edebilmek için; SLS-GEO hesabına ait her bir ankrajda oluşan eksenel kuvvetler bulunmuştur (Tablo P21-7). Tablo P21-8'de her bir ankraj sırası için DD-4 deprem düzeyi için gerilme deformasyon analizlerinden elde edilen ankraj halat kuvvetleri verilmiştir.

Tablo P21-8: Depremlili durumda (DD-4) ankrajlar halatlarında oluşan normal kuvvetler

	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (ULS-DEPREM)	
	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (kN)	Tasarım ankraj halat kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	520.8	520.8
2. sıra ankraj	536.7	536.7
3. sıra ankraj	547.2	547.2
4. sıra ankraj	588.7	588.7
5. sıra ankraj	634.7	634.7
6. sıra ankraj	659.4	659.4

Tablo P21-7 ve Tablo P21-8'de yer alan tasarım kuvvetlerinden büyük olan değerler; 4*0.6" lik halatların taşıma kapasitesi ile karşılaştırılarak Tablo P21-10'da verildiği gibi sunulmuştur. Altı sıra ankrajda da kullanılan halat sayısı 4*0.6" olduğundan sırasıyla hesaptan çıkan kuvvetler 4*260=1040 kN ile karşılaştırılarak halatların kopmaya karşı yeterli olduğu sonucuna varılmıştır.

Ankraj halat kuvvetlerinde yapılan kontrollerden sonra kök bölgesinde oluşan eksenel çekme kuvvetlerinin kök bölgesi tarafından karşılanıp karşılanmadığını göstermek için ilk olarak tüm kazı aşamalarında statik durumda hesaplanan kök kuvvetleri, kısmi katsayı ve yatay aralıklar ile çarpılmış Tasarım kuvveti belirlenmiştir (Tablo P21-10). İlaveeten, DD-4 deprem düzeyi için yapılan eşdeğer statik hesap analizlerinden elde edilen kuvvetler ankraj aralığı ile çarpılarak depremlili durum tasarım

kuvvetleri bulunmuştur (Tablo P21-11). Son olarak ankraj kökü karakteristik taşıma kapasitesi ile karşılaştırılarak uygun olup olmadığı değerlendirilmiştir. Ankraj kökü kapasitesinin halatlardan köke aktarılan normal kuvvetten statik ve depremli durumda her sıra ankrajda çok daha büyük olduğu görülmektedir (Tablo P21-12).

Tablo P21-9: Statik ve deprem durumunda ankraj halatlarına gelen maksimum kuvvetlerin halat kapasitesi ile karşılaştırılması

	Tasarım ankraj kuvveti < Halat karakteristik dayanımı			
	1.35* SLS-GEO (kN)	ULS-DEPREM (kN)	Seçilen (kN)	Uygunluk (kN)
1. sıra ankraj	699	520.8	699	699 < 1040 UYGUN
2. sıra ankraj	717	536.7	717	717 < 1040 UYGUN
3. sıra ankraj	734	547.2	734	734 < 1040 UYGUN
4. sıra ankraj	782	588.7	782	782 < 1040 UYGUN
5. sıra ankraj	845	634.7	845	845 < 1040 UYGUN
6. sıra ankraj	872	659.4	872	872 < 1040 UYGUN

Tablo P21-10: Statik durumda tüm kazı aşamalarında ankraj kök bölgesinde oluşan normal kuvvetler

	Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (SLS) * Yatay ankraj aralığı * Kısmi katsayı			
	Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (kN/m)	Yatay ankraj aralığı, S_h (m)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj kök kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	107.5	2.0	1.35	290
2. sıra ankraj	131.2	2.0	1.35	354
3. sıra ankraj	113.5	2.0	1.35	306
4. sıra ankraj	145.9	2.0	1.35	394
5. sıra ankraj	202.7	2.0	1.35	547
6. sıra ankraj	192.0	2.0	1.35	519

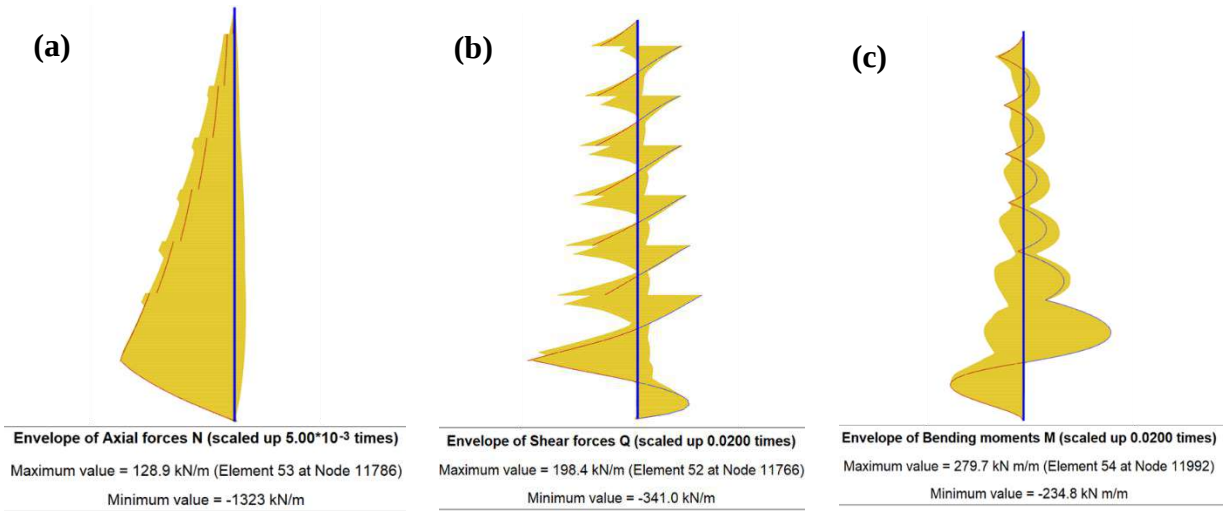
Tablo P21-11: Depremli durumda (DD-4) ankrajlar kökünde oluşan normal kuvvetler

	Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (ULS-DEPREM) * Yatay ankraj aralığı			
	Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (kN/m)	Yatay ankraj aralığı, S_h (m)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj kök kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	116.9	2.0	-	234.0
2. sıra ankraj	138.1	2.0	-	276.2
3. sıra ankraj	120.8	2.0	-	241.6
4. sıra ankraj	153.6	2.0	-	307.2
5. sıra ankraj	212.6	2.0	-	425.2
6. sıra ankraj	198.7	2.0	-	397.4

Kazı destek sisteminin KG-1 kısmında düşey destek elemanı olarak çapı D=80 cm, merkezden merkeze mesafesi s=100 cm olan betonarme fore kazıklar tercih edilmiştir. Şekil P21-15(a), (b) ve (c)'de sırasıyla Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığı için bulunan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri verilmiştir. Kazık aralıkları ve kısmi katsayılar kullanılarak hesaplanan kesit tesirleri Tablo P21-13'de gösterilmiştir.

Tablo P21-12: Statik ve Deprem durumunda ankraj köküne gelen maksimum kuvvetlerin ankraj kökü kapasitesi ile karşılaştırılması

	Tasarım ankraj kuvveti < Ankraj kökü karakteristik dayanımı			
	1.35* SLS-GEO (kN)	ULS-DEPREM (kN)	Seçilen (kN)	Uygunluk
1. sıra ankraj	290	234.0	290	290 < 761 UYGUN
2. sıra ankraj	354	276.2	354	354 < 761 UYGUN
3. sıra ankraj	306	241.6	306	306 < 761 UYGUN
4. sıra ankraj	394	307.2	394	394 < 761 UYGUN
5. sıra ankraj	547	425.2	547	547 < 761 UYGUN
6. sıra ankraj	519	397.4	519	519 < 761 UYGUN



Şekil P21-15: Tüm inşaat aşamalarında KG-1 grubu betonarme kazıkların hesap kesit tesirleri

Tablo P21-13: KG-1 grubu kazıklar için statik hesap analizi aşamalarında elde edilen hesap ve tasarım kesit tesirleri

	Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kazık aralığı * Kısmi katsayı = Tasarım kesit tesiri			
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	1323.0	1.0	1.35	1786.0
Kesme kuvveti (kN)	341.0	1.0	1.35	460.4
Eğilme momenti (kNm)	279.2	1.0	1.35	376.9

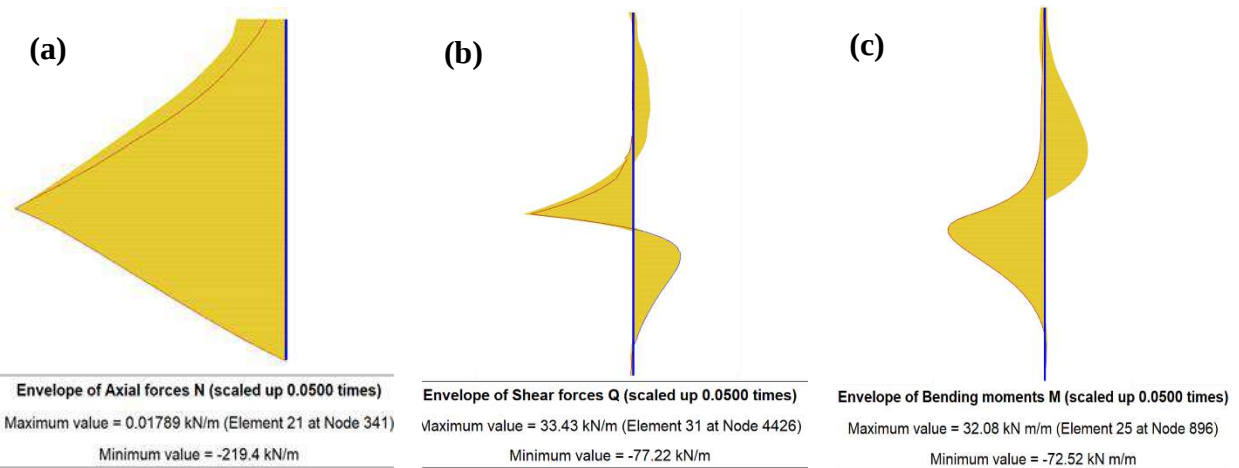
Geçici iksa sisteminde düşey destek elemanı olan betonarme kazıkların, tasarım kesit tesirlerine karar verebilmek için KDYY-Tablo 2.7 ve Tablo 3.5'te yer alan esaslara göre DD-4 deprem düzeyi için elde edilen kesit tesirlerinin de kazık aralıkları ile çarpılarak tasarım kuvvetine dönüştürülmesi gerekmektedir (Tablo P21-14). Son olarak, Tablo P21-13 ve Tablo P21-14 'te yer alan tasarım kesit tesirlerinden büyük olan değer seçilir (Tablo P21-15).

Tablo P21-14: Geçici kazıda depremli durum (DD-4 deprem düzeyi) eşdeğer statik analiz aşamasından betonarme kazıklarda (KG-1) elde edilen tasarım kesit tesirleri

	Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kazık aralığı = Tasarım kesit tesiri			
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	1491.0	1.0	-	1491.0
Kesme kuvveti (kN)	370.9	1.0	-	371.0
Eğilme momenti (kNm)	291.9	1.0	-	292.0

Tablo P21-15: Statik ve Deprem durumunda KG-1 grubu betonarme kazıklar için seçilen kesit tesirleri

	Tasarım kesit tesirleri		
	1.35* SLS-GEO (kN)	ULS-DEPREM (kN)	Seçilen (kN)
Eksenel kuvvet (kN)	1786.0	1491.0	1786.0
Kesme kuvveti (kN)	460.4	371.0	460.4
Eğilme momenti (kNm)	376.9	292.0	376.9



Şekil P21-16: Tüm inşaat aşamaları dikkate alındığında, KG-2 grubu betonarme kazıkların hesap kesit tesirleri

Kalıcı kazı destek sisteminde düşey destek elemanı olarak seçilen Çapı D=80 cm. ve merkezden merkeze mesafesi s=100 cm olan betonarme kazıkların (KG-2) Şekil P21-16'de SLS-GEO kontrolünden elde edilen hesap kesit tesirleri gösterilmiştir. Hesaplanan bu değerler kazık aralığı ve kısmi katsayılar ile çarpılarak Tablo P21-16'da tasarım değerlerine çevrilmiştir.

Konsol kazığa ait tasarımda kullanılması planlanan tasarım kesit değerleri, Aşama-4'e KDYY-tablo 2.6'da önerilen DD-2 deprem düzeyine göre yapılan ULS-DEPREM analizi sonuçları da Tablo P21-16'da verilen sonuçlar ile karşılaştırılmak üzere Tablo P21-17'de gösterilmiştir.

Tablo P21-16: KG-2kazıklarda tasarım kesit tesirleri (1.35*SLS-GEO)

	Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kazık aralığı * Kısmi katsayı = Tasarım kesit tesiri			
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	219.4	1.0	1.35	296.2
Kesme kuvveti (kN)	77.22	1.0	1.35	104.3
Eğilme momenti (kNm)	72.52	1.0	1.35	97.9

Tablo P21-17: KG-2 kazıklarda deprem durumunda tasarım kesit tesirleri (ULS-DEPREM-DD-2)

	Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kazık aralığı = Tasarım kesit tesiri			
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	305.3	1.0	-	305.3
Kesme kuvveti (kN)	252.0	1.0	-	252.0
Eğilme momenti (kNm)	509.8	1.0	-	509.8

Son olarak, ilgili idare tarafından yapılması istenen zaman-tanım aralığında 11 kayıtla yapılan gerilme deformasyon analizlerinden elde edilen 11 kayda ait ortalama kesit tesirleri değerleri de (Tablo P21-6) dikkate alınarak; üç analizden elde edilen kesit tesirleri karşılaştırılır. Tablo P21-18'de kazık tasarımında kullanılacak seçilen kesit tesirleri gösterilmiştir.

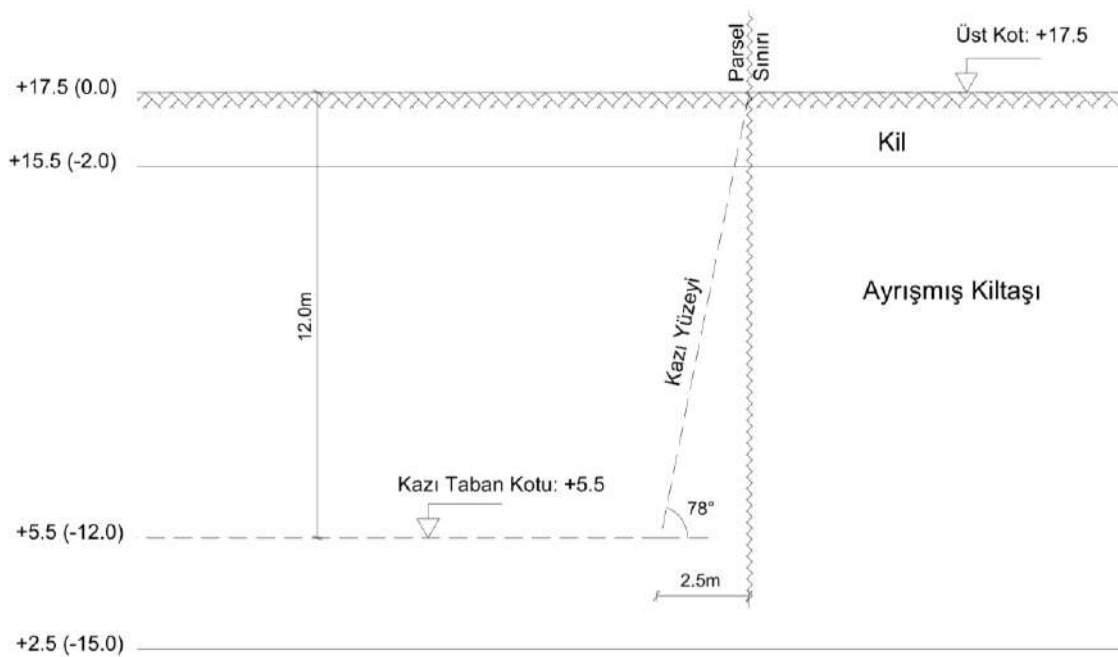
Tablo P21-18: KG-2 kazıklarda deprem durumunda seçilen tasarım kesit tesirleri

	ULS-DEPREM (DD-2, Eşdeğer Statik Hesap)	1.35*SLS-GEO	ULS-DEPREM (Deprem Kayıtları ile Hesap)	Tasarım Kesit Tesiri
Eksenel kuvvet (kN)	345.3	296.2	326.8	345.3
Kesme kuvveti (kN)	252.0	104.3	80.2	252.0
Eğilme momenti (kNm)	509.8	97.9	92.7	509.8

P22 – PÜSKÜRTME BETONLU VE ÇİVİLİ KAZI DESTEK YAPISI

P22-1. Projenin Tanıtımı

İnceleme sahasında yapılacak temel kazısı için kazı yüzeylerinin desteklenmesi amacıyla geçici kazı destek yapısı projelendirilmiştir. Zemin tabakalanması yüzeyden 2.0 m derinliğe kadar dolgu, altında ise ayrılmış kıltaşı birimden meydana gelmektedir. Arazide yeraltı suyu bulunmamaktadır. İnşaat sahasında yapılacak temel kazısı için üst kottan (+17.5) itibaren kazı taban kotuna kadar (+5.5) kadar 12.0 m derinliğinde kazı yapılacaktır. Parsel sınırından itibaren yeterli çekme mesafesi bulunduğu için şevli kazı yapılması uygun görülmüştür. Kazı cephesine ait kesit görünüşü ve arazi kotları Şekil P22-1’de verilmiştir.



Şekil P22-1: Kazı cephesine ait kesit görünüşü ve arazi kotları

P22-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

İnceleme sahasında yapılan zemin ve temel etüt çalışmaları sonucunda zemin profilinin yüzeyden 2.0 m derinliğe kadar dolgu, altında ise ayrılmış kıltaşı birimden meydana geldiği görülmüştür.

Zemin etüt çalışmaları sırasında dolgu birimlerden numune alınamamış ve dolayısıyla bu birim için deney veya değerlendirme yapılamamıştır. Söz konusu dolgu birim için mukavemet parametreleri tahmini olarak tayin edilmiştir. Ayrılmış kıltaşı birimden alınan kaya örnekleri üzerinde laboratuvarla nokta yükleme deneyleri yapılmıştır. Zemin etüt raporunda yapılmış geoteknik arazi karakterizasyonun uygun olduğu görülmüş, zemin ve kaya birimlere ait statik yükleme durumu için tasarım parametreleri Tablo P22-1’de verilmiştir.

İnşaat sahasında açılan sondaj kuyularında 7 gün süresince yeraltı suyu ölçümü yapılmış ve sondaj derinliği boyunca yeraltı suyu tespit edilmemiştir. Bu nedenle, tasarımda yeraltı suyu etkisi hesaplara dahil edilmemiş ve analizler efektif gerilmelere göre yapılmıştır.

Tablo P22-1: Sahadaki zemin ve kaya birimler için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	K_o	Toplam Gerilme (Statik)				Etkatif Gerilme (Statik)			
			p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	c / c_u (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Kil	18.0	0.58	100	16.0	50.0	0	100	16.0	5.0	25
Ayrılmış Kilitaşı	20.0	0.43	100	481.0	15.0	35	100	481.0	15.0	35

P22-3. Proje Kabulleri, Kazı Kategorisi ve Sistem Seçimi***Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri***

Proje kapsamında tasarım yapılacak kazı kesitine yakın konumda herhangi bir yapı, altyapı tesisi, cadde ve/veya yol bulunmamaktadır. Ancak, kazı başlangıç sınırına yakın konuma konteyner, bekçi kulübesi, su deposu konulması ve/veya şantiye malzemelerinin istiflenmesi gibi durumlar göz önünde bulundurulmuş ve kazı sınırına 1.0 m mesafeden itibaren 10.0 m boyunca $q = 15$ kPa karakteristik yük etkiyeceği kabul edilmiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

KDYY-Tablo 1.1’de verilen kriterler tek tek aşağıdaki şekilde irdelenmiş ve kazı destek yapısı kategorisi belirlenmiştir.

Kazı Derinliği	: $H > 7m$
Kazı Taban Seviyesi Üzerinde Y.A.S.S	: Yok
Zemin Cinsi	: Yüzeyde 2 m kalınlığında dolgu birim var
Komşu Yapı Uzaklığı	: Kazı sınırına yakın konumda komşu yapı yok
Yapı Ömrü	: Geçici
Yatay Destek	: Zemin çivisi

Kazı derinliği, dolgu tabakasının kalınlığı ve yatay destek elemanları olarak zemin çivilerinin kullanılacak olması nedeniyle Kazı Destek Yapısı Kategorisi, “Kategori-2” (KK-2) olarak belirlenmiştir.

Kazı Destek Sistemi Seçimi

Yukarıdaki bilgiler ışığında kazı destek sistemi olarak püskürtme beton ve zemin çivisi yapılması uygun görülmüştür. Kazı yüksekliğinin $H < 15m$ olduğu için tasarımda deprem etkisi dikkate alınmamıştır.

Deplasman Kriterleri

Hesap yapılacak kazı cephesine komşu herhangi bir yapı/yol/cadde/altyapı tesisi bulunmaması nedeniyle tasarımda deplasman kontrolü (SLS analizi) yapılmasına gerek duyulmamıştır.

Malzeme Kabulleri

Proje hesaplarında kullanılacak beton ve çelik için malzeme özellikleri Tablo P22-2’de verilmiştir.

Tablo P22-2: Malzeme özellikleri

Malzeme	Beton Sınıfı	Çelik Sınıfı
Püskürtme Beton	C30	-
Zemin Çivisi Donatısı ($\phi 28\text{mm}$)	-	S420
Hasır Çelik Donatı (Q257/257)*	-	S500

* TS500-Çizelge 3.1'e göre hasır donatının çelik sınıfı S500 olarak seçilmiştir.

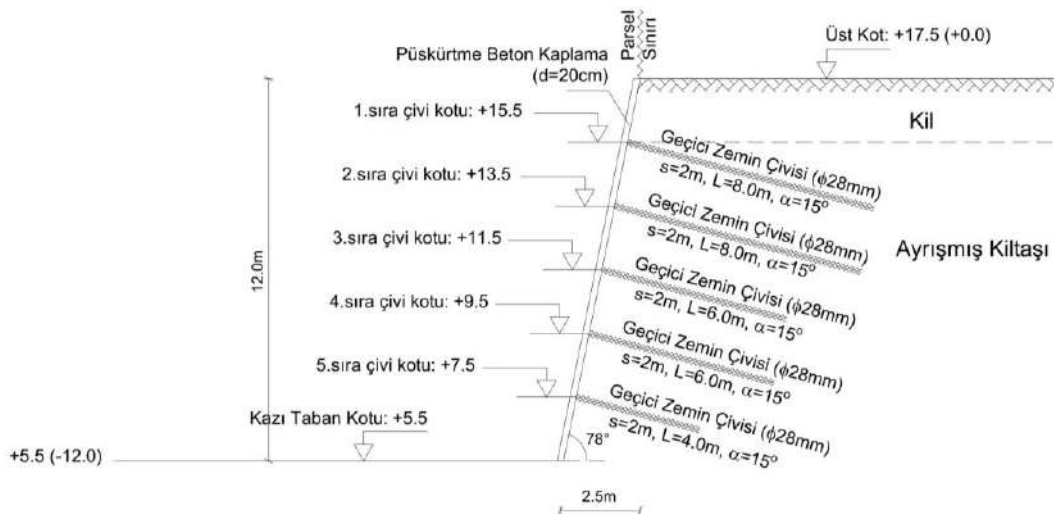
P22-4. Tasarım Esasları

İnceleme sahasında yapılan zemin etüt çalışması verilerine göre geoteknik karakterizasyon sonucunda zemin ve kaya birimlere ait parametreler Tablo P22-1'de görüldüğü gibi belirlenmiştir. Kazı destek sisteminde yatay destek elemanı olarak zemin çivileri kullanılacaktır. Zemin çivileri $\phi 28\text{ mm}$ çapında nervürlü donatı olarak seçilmiştir. Ön tasarımda zemin çivilerinin yatay aralıkları 2.0 m olarak belirlenmiş ve çivilerin önünde 20 cm kalınlığında püskürtme beton yapılması planlanmıştır. İlk sıra çivilerin üst kottan 2.0 m aşağıda imal edileceği planlanmış olup çivilerin arasındaki düşey mesafeler 2.0 m olarak tasarlanmıştır. Bu durumda 1.sıra çiviler +15.50, 2.sıra çiviler +13.50, 3.sıra çiviler +11.5, 4.sıra çiviler +9.5, 5.sıra ise +7.5 kotunda imal edilecektir.

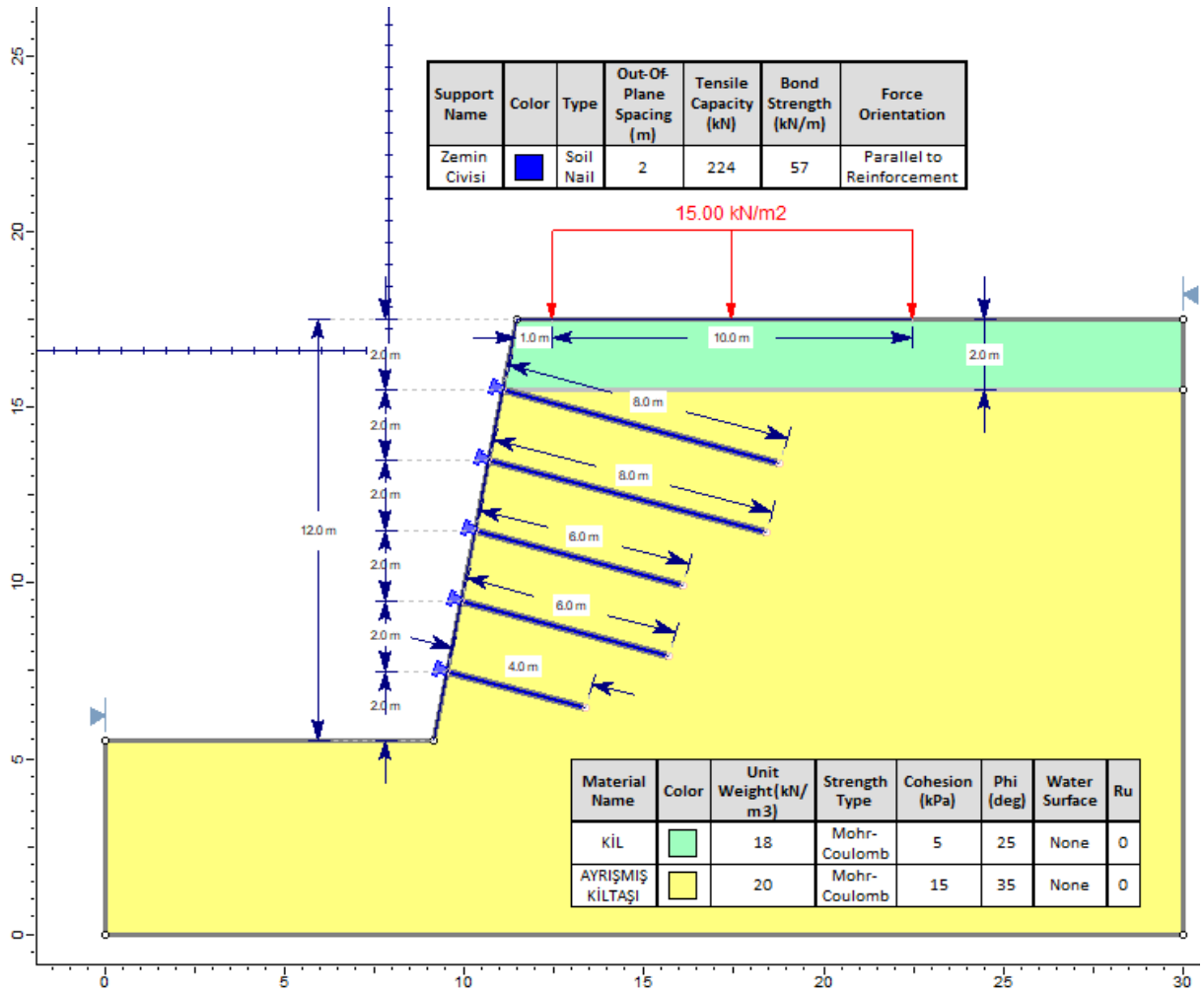
Proje kapsamında hesap yapılacak kazı cephesine komşu herhangi bir yapı/yol/cadde/altyapı tesisi bulunmaması nedeniyle tasarımda yalnızca göçme sınır durumu (ULS) analizi yapılmış ve hizmet görülebilirlik sınır durumu (SLS) analizi yapılmasına gerek duyulmamıştır (KDYY-3.3.3.1). Ayrıca, kazı destek sisteminin geçici ve $H < 15.0\text{ m}$ olması nedeniyle deprem durumu hesaba katılmamış ve yalnızca statik durum için analizler yapılmıştır (KDYY-Tablo 2.6). Limit denge analizlerinde Morgenstern-Price dilim yöntemi seçilmiştir.

P22-5. Analizler

Projede çözülen püskürtme betonlu ve zemin çivili geçici kazı destek yapısı için belirlenen ön tasarım kesit çizimi ve bu kesite ait limit denge analiz modeli Şekil P22-2 ve Şekil P22-3'te verilmiştir.



Şekil P22-2: Geçici kazı destek yapısı için analiz yapılan ön tasarım kesiti



Şekil P22-3: Ön tasarım kesiti için limit denge analiz modeli

Limit denge analizlerinde “Kısmi Yük Faktörleri”, KDYY-Tablo 3.16’da verildiği şekilde alınarak tasarımda kullanılmıştır (Detaylı açıklama için bu kitapta yer alan Bölüm 9 incelenebilir).

Burada sunulan örnek proje kapsamında, arazide çivi çekme deneyi yapılmadığı kabul edilmiş, bu nedenle zemin çivileri için nihai birim adezyon/sürtünme değerleri ampirik çekme deneyi verileri kullanılarak KDYY-Tablo 3.18’e göre belirlenmiştir. Ayırışmış kıltaşı birim için nihai birim adezyon/sürtünme değeri $\tau_{bu} = 250 \text{ kN/m}^2$ olarak seçilmiştir.

Tasarımda, zemin çivilerinin nihai sürtünme değerleri için ampirik çekme deneyi verileri kullanıldığından, karakteristik ve tasarım sürtünme değerlerinin bulunmasında kısmi güvenlik faktörleri Tablo P22-3’e göre belirlenmiştir.

Zemin çivisi özelliklerinin limit denge analiz programına girilmesinde sıyrılma direnci (pullout resistance) değeri $\tau_{bu} = 250 \text{ kN/m}^2$ olarak alınmıştır. Çivilerde kullanılacak çelik donatı için çekme dayanımı (tensile capacity) değeri 365 MPa (S420 nervürlü donatı için) seçilmiştir.

Tablo P22-3: Enjeksiyon kolonu ile zemin arasındaki sınır sürtünme değerlerine uygulanacak kısmi güvenlik faktörleri (KDYY-Tablo 3.17)

Adezyon/sürtünme direncinin belirlenme yöntemi τ_{bu}	Nihai adezyon/sürtünme değerlerinden karakteristik değerlerin bulunması için faktörler $\tau_{bk} = \tau_{bu}/\gamma_k$	Karakteristik adezyon/sürtünme değerlerinden tasarım değerlerin bulunması için faktörler $\tau_{bd} = \tau_{bk}/\gamma_{rb}$
Ampirik çekme deneyi verileri	$\gamma_k = 1.8$	$\gamma_{rb} = 1.1$
Efektif gerilmeler Not: τ_{bu} , ϕ' karakteristik değeri kullanılarak belirlenir.	$\gamma_k = 1.35$	$\gamma_{rb} = 1.1$
Toplam gerilmeler Not: τ_{bu} , C_u karakteristik değeri kullanılarak belirlenir.	$\gamma_k = 1.8$	$\gamma_{rb} = 1.1$
Çekme deneyleri	Madde 3.3.4	Kaba daneli zeminler $\gamma_{rb} = 1.3$
		Orta ve yüksek plastisiteli zeminler $\gamma_{rb} = 1.7$

Zemin çivili duvar tasarımında aşağıdaki ULS ve SLS kriterlerinin hepsi ayrı ayrı kontrol edilmiş ve her bir durum için yeterli güvenliğin sağlandığı gösterilmiştir (KDYY-3.3.3.1).

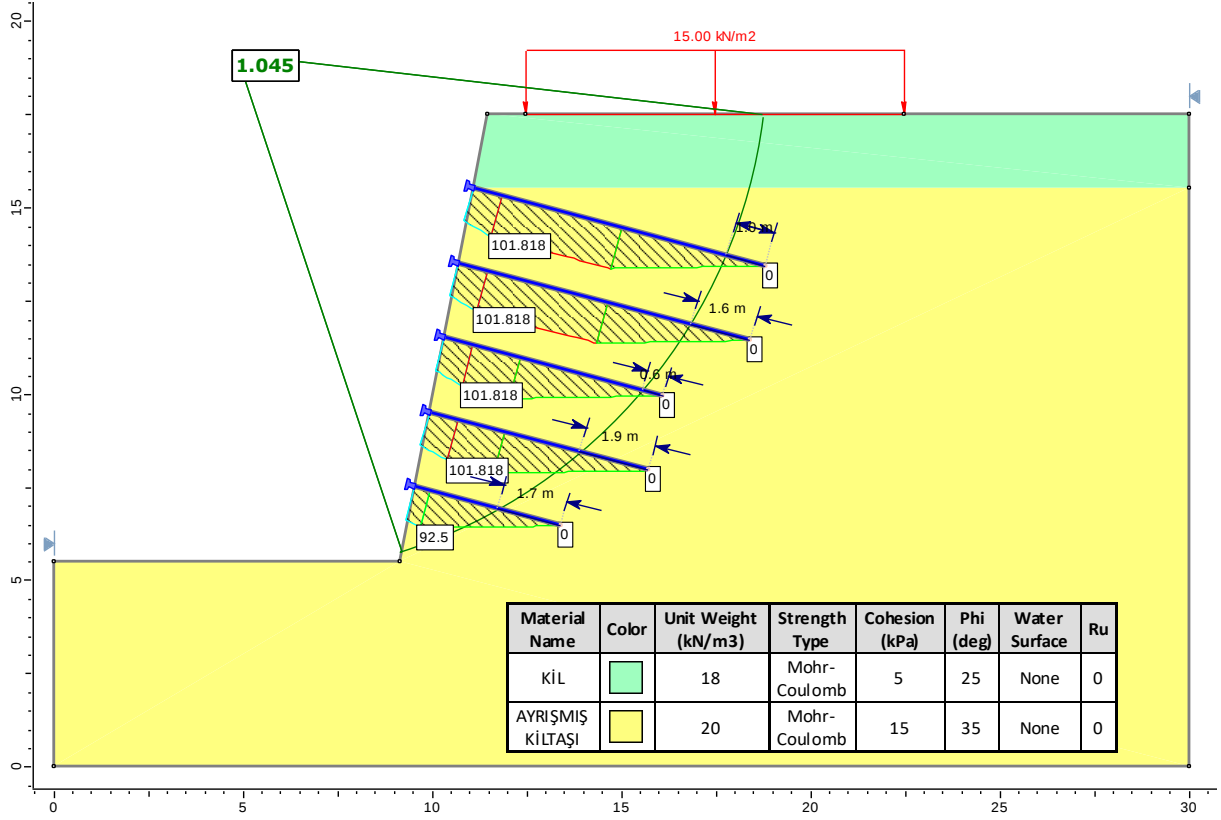
- 1) İç ve dış stabilite kontrolleri (ULS)
- 2) Tabanda kayma kontrolü (ULS)
- 3) Çivilerde sıyrılmaya karşı güvenlik kontrolü (ULS)
- 4) Çivilerde kopmaya karşı güvenlik kontrolü (ULS)
- 5) Kaplamada eğilme kontrolü (ULS)
- 6) Kaplamada zımbalama kontrolü (ULS)
- 7) Deformasyon kontrolü (SLS)*

* *Tasarım esasları bölümünde belirtildiği üzere, bu proje kapsamında hesap yapılacak kazı cephesine komşu herhangi bir yapı/yol/cadde/altyapı tesisi bulunmaması nedeniyle tasarımda yalnızca limit göçme sınır durumu (ULS) analizi yapılmış ve hizmet görülebilirlik sınır durumu (SLS) analizi yapılmasına gerek duyulmamıştır.*

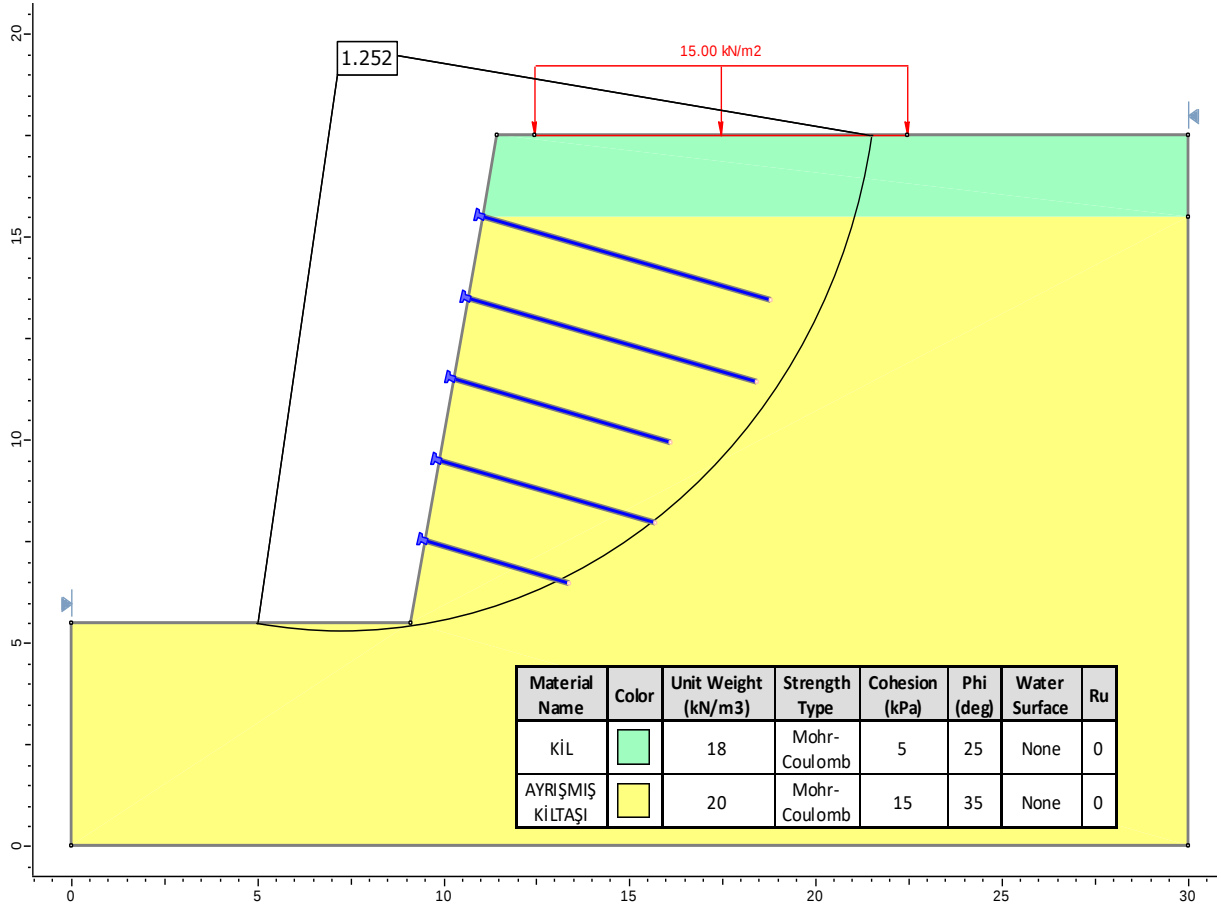
İç ve Dış Stabilite Analizleri

Şekil P22-3’de gösterilen ön tasarım analiz modeli üzerinde, zemin çivili geçici kazı destek yapısı için limit denge analizleri yapılmıştır. Analizlerde “Morgenstern-Price” yöntemi kullanılmış olup iç ve dış stabilite hesap sonuçları Şekil P22-4 ve Şekil P22-5’te verilmiştir.

Limit denge analiz sonuçlarına göre, zemin çivili kazı destek yapısının iç stabilite için güvenlik sayısı $GS=1.045$, dış stabilite için güvenlik sayısı ise $GS=1.252$ olarak hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlar, tasarlanan sistemin iç ve dış stabilite için yeterli güvenlik seviyesini sağladığını göstermektedir.



Şekil P22-4: Zemin çivili geçici kazı destek yapısı için iç stabilite hesap sonucu (GS=1.045)



Şekil P22-5: Zemin çivili geçici kazı destek yapısı için dış stabilite hesap sonucu (GS=1.252)

Tabanda Kayma Kontrolü

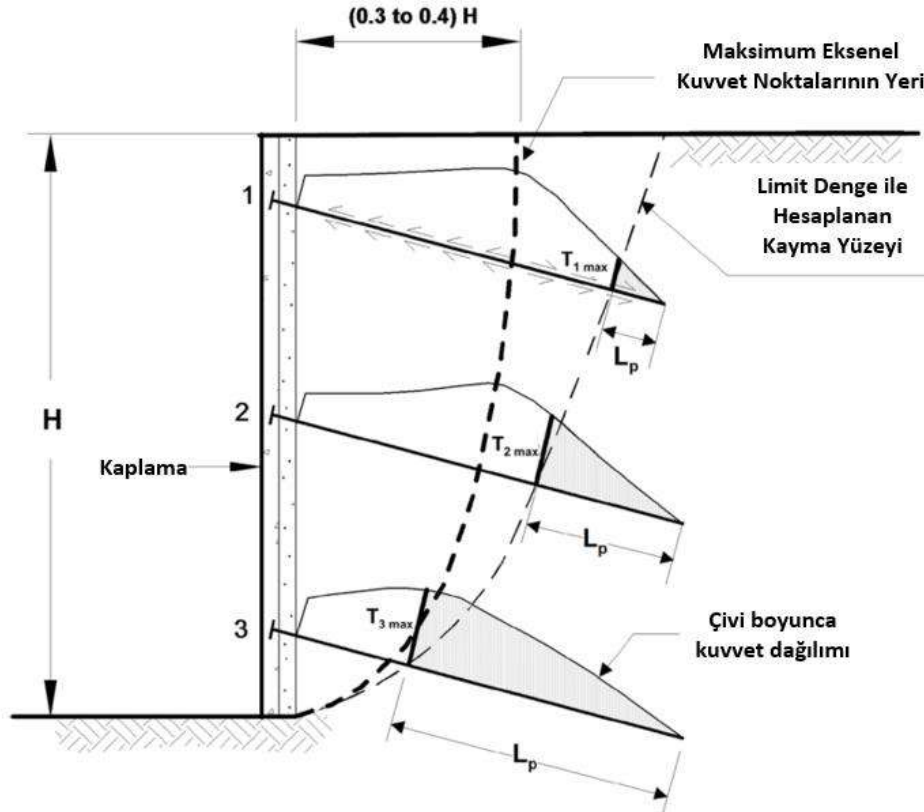
Kazı tabanından itibaren düşük dayanımlı zeminlerin bulunması durumunda, duvarın bir blok olarak tabanda kayabileceği göz önünde bulundurulmalı ve tabanda kayma ve taşıma gücü sınır durumları için kontroller yapılmalıdır (KDYY-3.3.3.1). Bu örnek kapsamında, yeraltı su seviyesinin tespit edilmemiş olması, kazı tabanında yumuşak ve düşük dayanımlı bir zemin tabakasının bulunmaması ve zemin profilinin ayrılmış kıltaşı birimden oluşması nedeniyle, tabanda kayma kontrolünün yapılması gerekli görülmemiştir.

Bu kontrolün yapılması gerektiği durumlarda ağırlık tipi istinat duvarları için geliştirilen yöntemler kullanılabilir (ör. FHWA Soil Nail Walls Reference Manual – Bölüm 5.7.3).

Çivilerde Sıyrılmaya Karşı Güvenlik Kontrolü

Zemin çivileri üzerinde etkili olacak maksimum tasarım çekme yükleri ($T_{d,maks}$), hesaplanan tasarım taşıma yükünden küçük olmalıdır ($T_{d,maks} \leq P_d$).

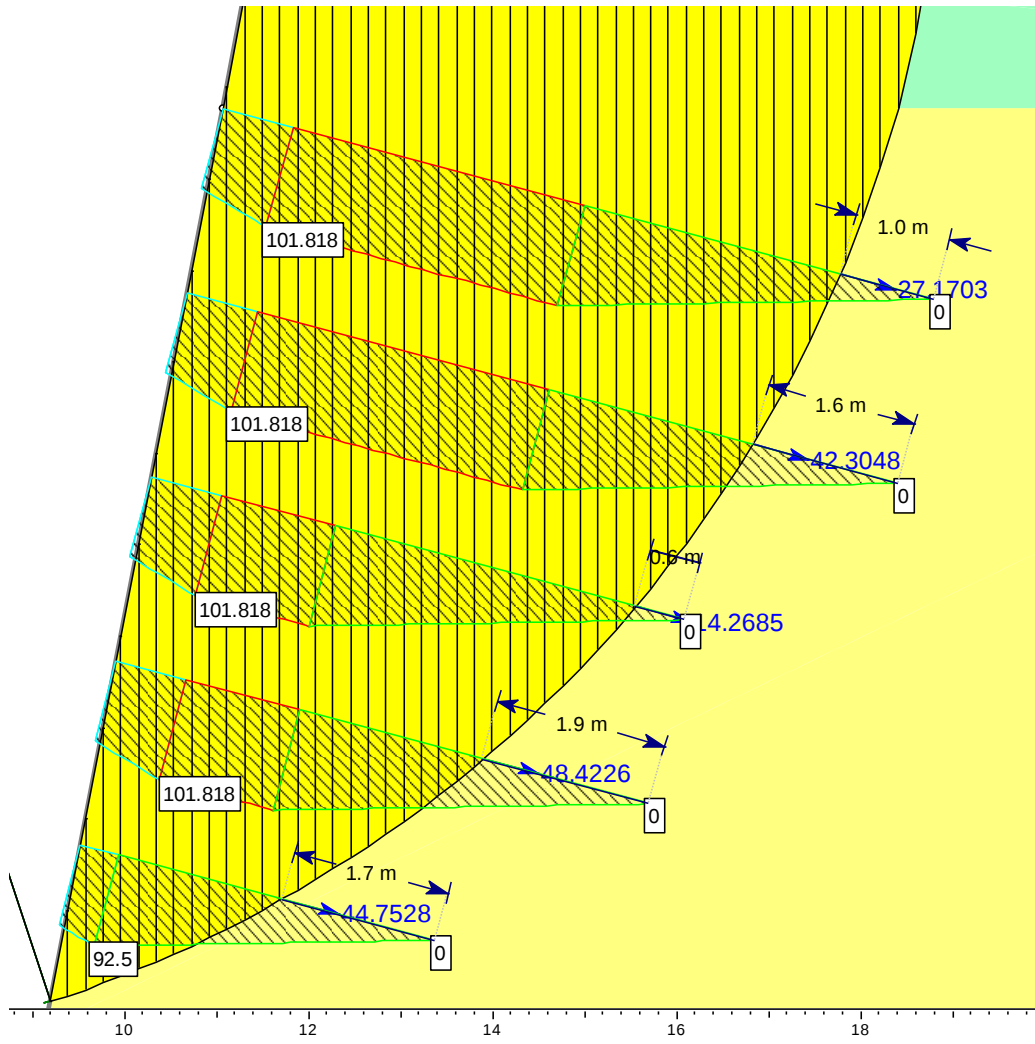
Çivilerin sıyrılmaya karşı güvenlik kontrolünde, çiviler üzerinde etkili olan maksimum çekme yükleri (T_{maks}), her bir çivinin kayma düzlemi dışında kalan kök boyunun (L_b) taşıması gereken yük olarak limit denge analiz sonuçlarına göre FHWA Soil Nail Walls Reference Manual – Bölüm 5.2.1’de anlatıldığı üzere hesaplanmaktadır.



Şekil P22-6: Zemin çivilerinde maksimum çekme yükünün yeri
(FHWA Soil Nail Walls Reference Manual – Bölüm 5.2.1)

Şekil P22-6'da görüldüğü üzere, zemin çivisi boyunca çivi üzerindeki maksimum çekme yükleri, özellikle üst sıra çivilerde kayma düzleminin içinde kalan (L_a) kısımda etkili olmaktadır. Bu durumda, kayma düzlemi dışında kalan çivi kökü üzerindeki (Şekil P22-6'da L_p olarak gösterilmektedir) çekme yükü, maksimum yükten küçük olabilmektedir. Çivilerin sıyrılmaya karşı güvenliğinin hesaplanmasında, çivinin kayma düzlemi dışında kalan kökü üzerinde etkili olan maksimum çivi çekme yükleri ($T_{i,maks}$) kullanılır.

Örnek proje kapsamında yapılan limit denge analizlerinde, düşeyde beş sıra çivide hesaplanan maksimum kuvvetler (T_{maks} ve $T_{i,maks}$) Şekil P22-7 ve Tablo P22-4'te verilmiştir.



Şekil P22-7: Kritik kayma yüzeyi dışında kalan çivi boyları ve hesaplanan çivi yükleri

Yukarıdaki bölümlerde yazıldığı üzere, ayrılmış kiltası için nihai birim adezyon/sürtünme değeri KDYY-Tablo 3.18'e göre $\tau_{bu} = 250 \text{ kN/m}^2$ olarak seçilmiştir. Bu durumda, kritik kayma yüzeyi dışında kalan çivi boylarına bağlı olarak çivilerin tasarım taşıma yükleri (P_d) aşağıda verildiği gibi hesaplanmıştır. Zemin çivilerindeki maksimum tasarım çekme yükleri ($T_{d,maks}$), maksimum çekme yükleri ($T_{i,maks}$) statik durum için 1.35 katsayısıyla çarpılarak elde edilmiştir (Tablo P22-5).

Tablo P22-4: Zemin çivilerinde hesaplanan çivi yükleri

Çivi Sırası	Toplam Çivi Boyu L (m)	Kayma Düzlemi İçinde Kalan Çivi Boyu L _a (m)	Kayma Düzlemi Dışında Kalan Çivi Boyu L _b (m)	Çivideki Maksimum Çekme Yüğü T _{maks} (kN)	Kayma Düzlemi Dışında Kalan Çivi Boyundaki Çekme Yüğü T _{i,maks} (kN)
1.Sıra	8.0	7.0	1.0	101.8	27.2
2.sıra	8.0	6.4	1.6	101.8	42.3
3.sıra	6.0	5.4	0.6	101.8	14.3
4.sıra	6.0	4.1	1.9	101.8	48.4
5.sıra	4.0	2.3	1.7	92.5	44.8

Tablo P22-5: Maksimum (T_{i,maks}) ve maksimum tasarım (T_{d,maks}) çivi çekme yükleri

Zemin Çivisi	Maksimum Çekme Yüğü, (T _{i,maks}) (kN)	Maksimum Tasarım Çekme Yüğü (T _{d,maks}) (kN)
1.çivi	27.2	27.2 * 1.35 = 36.7
2.çivi	42.3	42.3 * 1.35 = 57.1
3.çivi	14.3	14.3 * 1.35 = 19.3
4.çivi	48.4	48.4 * 1.35 = 65.3
5.çivi	44.8	44.8 * 1.35 = 60.5

Ayrışmış kilaşı birim için nihai birim adezyon/sürtünme değerine (τ_{bu}) bağlı olarak karakteristik (τ_{bk}) ve tasarım (τ_{bd}) birim sürtünme değerleri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Kısmi güvenlik faktörü (karakteristik), γ_k	: 1.8
Karakteristik birim sürtünme değeri, τ_{bk}	: 138.9 kN/m ²
Kısmi güvenlik faktörü (tasarım), γ_{tb}	: 1.1
Tasarım birim sürtünme değeri, τ_{bd}	: 126.3 kN/m ²

Kayma düzleminin dışında kalan çivi kök boyuna (L_b) bağlı olarak tasarım taşıma yükleri (P_d) hesaplanmış ve çivilerin sıyrılmaya karşı kontrolleri yapılmıştır. Zemin çivileri için delik çapları d = 0.13 m olarak kullanılmıştır.

$$P_d = \tau_{bd} \cdot \pi \cdot d \cdot L_b \quad (P22-1)$$

$$L_b = \frac{P_d}{\tau_{bd} \cdot \pi \cdot d} \quad (P22-2)$$

Tablo P22-6’da verilen sonuçlara göre, beş sıra çivi için ön tasarım boylarının sıyrılmaya karşı yeterli güvenlikte olduğu görülmektedir.

Tablo P22-6: Zemin çivilerinin sıyrılmaya karşı güvenlik hesap sonuçları

Zemin Çivisi	Maksimum Tasarım Çekme Yüğü, $T_{d,maks}$ (kN)	Kayma Düzlemi Dışında Kalan Hesap Çivi Boyu, L_b (m)	Gerekli Olan Çivi Kök Boyu, L_b (m)	AÇIKLAMA
1.çivi	36.7	1.0	0.7	Çivi boyu yeterlidir
2.çivi	57.1	1.6	1.1	Çivi boyu yeterlidir
3.çivi	19.3	0.6	0.4	Çivi boyu yeterlidir
4.çivi	65.3	1.9	1.3	Çivi boyu yeterlidir
5.çivi	60.5	1.7	1.2	Çivi boyu yeterlidir

* kayma düzlemi dışında kalan çivi kök boyları (L_b), limit denge analizi sonunda Şekil P22-7'de görüldüğü gibi ölçülmüştür.

Çivilerde Kopmaya Karşı Güvenlik Kontrolü

Burada sunulan örnek proje çözümünde, zemin çivisi donatısı olarak S420 sınıfı $\phi 28$ mm çapında nervürlü inşaat demiri kullanılması uygun görülmüştür. Buna göre, demir çubuk donatısının tasarım çekme mukavemeti değeri (R_{td}) aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$R_{td} = \frac{R_{tk}}{\gamma_s} \quad (P22-3)$$

$$R_{tk} = A_s \cdot f_{yk} \quad (P22-4)$$

R_{tk} : çelik çubuğun karakteristik çekme mukavemeti

γ_s : çekme mukavemetine uygulanan kısmi faktör (kalıcı/geçici durumlarda 1.15)

f_{yk} : çelik çubuğun karakteristik akma mukavemeti (S420 için 420 MPa)

A_s : çelik çubuğun kesit alanı ($\phi 28$ mm için 0.000616 m²)

$$R_{tk} = 0.000616 \cdot 420000 = 258.7 \text{ kN}$$

$$R_{td} = 258.7/1.15 = 225.0 \text{ kN}$$

Zemin çivilerinde kullanılan donatıların kopmaya karşı güvenli olabilmesi için tasarım çekme mukavemeti (R_{td}) değerinin, Şekil P20-10'de görülen ve çivinin tüm uzunluğu boyunca çivi üzerinde etkili olan maksimum çekme yükünden (T_{maks}) büyük olması gereklidir.

Limit denge analizleri sonucunda çivilerdeki maksimum çivi çekme yükü $T_{maks} = 101.8 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Bu durumda, zemin çivilerinde hesaplanan maksimum tasarım çekme yükleri ($T_{d,maks}$), çelik çubuk tasarım çekme mukavemeti (R_{td}) değerinden küçük olmaktadır.

$$T_{maks} \cdot 1.35 = T_{d,max} \leq R_{td} \quad (P22.5)$$

$$137.4 \text{ kN} < 225.0 \text{ kN}$$

Elde edilen sonuçlara göre, zemin çivilerinde kullanılan $\phi 28\text{mm}$ çapındaki S420 sınıfı nervürlü çelik çubuğun kopmaya karşı güvenli olduğu görülmüştür.

Püskürtme Beton Kaplamada Eğilme Kontrolü

Zemin çivili ve püskürtme beton kaplamalı geçici kazı destek yapısı tasarımında, kaplama olarak $d=20\text{cm}$ kalınlığında çift sıra hasır çelikli püskürtme beton uygulaması yapılacaktır. Seçilen kaplamanın eğilmeye karşı yeterliliği, TS500’de düzgün yayılı basınç ile yüklenmiş çift yönlü kirişsiz döşeme tahkiki esasları kullanılarak yapılmıştır.

Kaplamanın eğilmeye karşı yeterliliğinin hesaplanmasında, kaplama üzerinde etkili olan düzgün yayılı basınç değeri (P) aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$P = T_0 / (S_V \cdot S_H) \quad (\text{P22-6})$$

P : kaplama tasarımında kullanılacak düzgün yayılı basınç değeri

S_V : düşey çivi aralığı

S_H : yatay çivi aralığı

T_0 : çivi kafasındaki çekme yükü

Çivi kafasındaki çekme yükü (T_0) değeri, çivi aralıklarından büyük olan değere ($S=\text{maks: } S_V, S_H$) bağlı olarak aşağıdaki formüllerden hesaplanmaktadır.

$$T_0 = T_{maks} \cdot 0.6 \quad S < 1 \text{ m} \quad (\text{P22-7})$$

$$T_0 = T_{maks} \cdot [0.5 + ((S - 0.5)/5.0)] \quad 1 \text{ m} \leq S < 3 \text{ m} \quad (\text{P22-8})$$

$$T_0 = T_{maks} \quad S \geq 3 \text{ m} \quad (\text{P22-9})$$

Kaplamadaki eğilme ve zımbalama kontrollerinde Denklem P22-7 – Denklem P22-9’da verilen T_{maks} değeri, KDYY-3.3.3.8.d maddesinde yazıldığı üzere duvar tasarımında kullanılan maksimum çekme yükü olmaktadır ve kopma-sıyrılma yüklerinden küçük olanı olarak alınmaktadır.

Bu örnekte, sıyrılma ve kopma kontrolleri için maksimum tasarım çekme yükleri:

$$T_{d,\text{max}(\text{sıyrılma})} = 65.3 \text{ kN}$$

$$T_{d,\text{max}(\text{kopma})} = 137.4 \text{ kN}$$

Püskürtme beton kaplamada eğilme ve zımbalama kontrolleri için maksimum tasarım çekme yükü $T_{d,\text{maks}} = T_{d,\text{max}(\text{sıyrılma})} = 65.3 \text{ kN}$ olarak kullanılmıştır. Çivilerin yatayda ve düşeyde aralıkları $S_H = S_V = 2.0 \text{ m}$ olduğu için T_0 ve P değerleri aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$T_0 = T_{d,\text{maks}} \cdot [0.5 + ((S - 0.5)/5.0)] = 52.2 \text{ kN}$$

$$P = 52.2 / (2 \cdot 2) = 13.1 \text{ kN/m}^2$$

Bu örnek püskürtme beton kaplama hesabında duvarın geneli için “iç açıklık” durumu göz önünde bulundurulmuştur. Hesaplanan momentlerin kolon şeridine ve orta şeride dağıtılması aşağıdaki maddelerde anlatılmaktadır (TS500-11.4.4).

- a) İç mesnetlerde, toplam mesnet momentinin %75’i kolon şeridine verilmelidir.
- b) Açıklıklarda, toplam açıklık momentinin %60’ı kolon şeridine aktarılmalıdır
- c) Orta şerit momentleri, toplam moment ile kolon şeridi momentleri arasındaki fark olarak alınmalıdır.

Kaplamadaki toplam eğilme momenti değeri $M_0 = 13.1 \text{ kNm}$ olarak hesaplanmış ve buna bağlı olarak açıklık momenti, mesnet momenti, kolon şeridi momenti ve orta şerit momenti aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$\begin{aligned}
 \text{Toplam Moment} & : M_0 = 13.1 \text{ kNm} \\
 \text{Açıklık Momenti} & : M_{\text{a açıklık}} = 13.1 \cdot 0.35 = 4.6 \text{ kNm} \\
 \text{Mesnet Momenti} & : M_{\text{mesnet}} = 13.1 \cdot 0.65 = 8.5 \text{ kNm} \\
 \text{Kolon Şeridi Momenti} & : M_{\text{kolon}} = M_{\text{mesnet}} \cdot 0.75 + M_{\text{a açıklık}} \cdot 0.60 = 9.1 \text{ kNm} \\
 \text{Orta Şerit Momenti} & : M_{\text{orta}} = M_0 - M_{\text{kolon}} = 4.0 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Zemin çivilerinin yatay ve düşey aralıklarının aynı olması nedeniyle iki doğrultudaki momentler de eşit değerde olmaktadır.

TS500-11.4.5’de verilen “Donatıyla İlgili Kurallar” bölümünde yazıldığı üzere, iki doğrultuda çalışan kirişli ve kirişsiz döşemelerde, her bir doğrultuda 0.0015’den az olmamak koşuluyla, iki doğrultudaki donatı oranlarının toplamı S220 için 0.004, S420 ve S500 için 0.0035’den az olamaz. Donatı aralığı ise, tablasız döşeme kalınlığının 1.5 katından ve kısa doğrultuda 200 mm, uzun doğrultuda ise 250 mm’den fazla olamaz.

Yapılan hesaplarda, kaplamadaki büyük moment değeri kolon şeridi üzerinde elde edilmiştir. Bu durumda M_{kolon} değerine bağlı olarak gerekli eğilme donatısı miktarı aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır. Kaplama genişliği $d = 20 \text{ cm}$, ve pas payı 5 cm olduğunda etkili kesit genişliği $d' = 15 \text{ cm}$ olmaktadır.

$$K = (b \cdot d'^2) / M_{\text{kolon}} \quad (\text{P22-11})$$

$$A_s = (k_s \cdot M_{\text{kolon}}) / d \quad (\text{P22-12})$$

Burada;

b : birim kaplama genişliği (1 m)

d' : etkili kesit genişliği (15 cm)

A_s : eğilme donatısı alanı

k_s : betonarme katsayı (abaklardan alınacak) olarak verilmektedir.

$$K = (1 \cdot 0.15^2) / 9.1 = 0.0025 \text{ m}^2/\text{kN}$$

$$k_s = 2.36 \text{ (C30 sınıfı beton ve S500 çelik için abaktan okunmuştur)}$$

$$A_s = (2.36 \cdot 9.1)/0.15 = 143 \text{ mm}^2 \text{ (1 m genişlik için gerekli olan donatı alanı)}$$

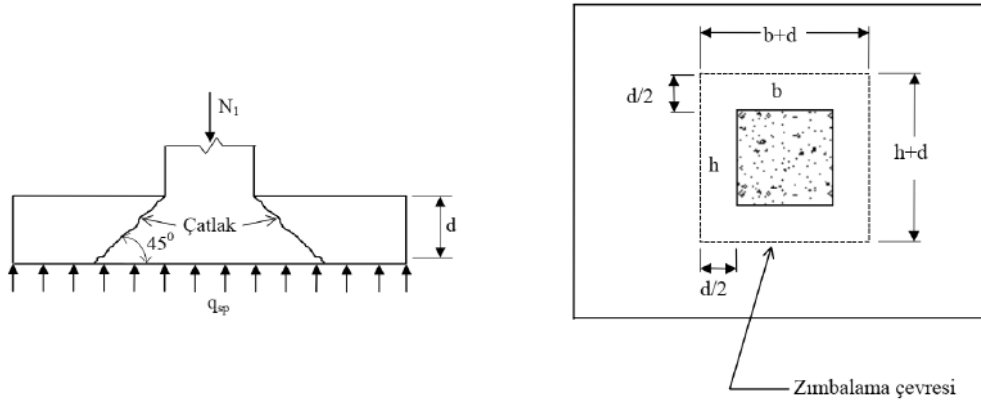
Kaplamada, çift sıra Q257/257 hasır çelik kullanılacağı göz önünde bulundurulduğunda çelik çubukların çapı 7.0 mm ve göz aralıkları 15 x 15 cm olmaktadır. Bu durumda 1 m genişliğindeki kaplamaya 7 adet çubuk donatı gelmektedir. 1 m genişlikte 7 adet $\phi 9$ mm donatı kullanılacağından, seçilen donatı alanı:

$$A_{s(\text{seçilen})} = [7 \cdot (7.0^2 \cdot \pi \cdot 0.25)] = 269 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı miktarı ve kullanılacak olan çift sıra Q257/257 hasır çelik donatı yeterlidir.

Püskürtme Beton Kaplamada Zımbalama Kontrolü

Zemin çivili ve püskürtme beton kaplamalı geçici kazı destek yapısı tasarımında, kaplama olarak $d = 20$ cm kalınlığında çift sıra hasır çelikli püskürtme beton tasarlanmıştır. Seçilen kaplamanın zımbalamaya karşı yeterliliği, TS500’de düzgün yayılı basınç ile yüklenmiş çift yönlü kirişsiz döşeme tahkiki esasları kullanılarak yapılmıştır.



Şekil P22-9: Kaplamada zımbalama kontrolü (TS500)

Bu örnek proje kapsamında, zemin çivileri için plaka üzerinde 25 x 25 cm ebatlarında çelik plakalar kullanılacaktır.

20 cm genişliğindeki kaplamanın zımbalama dayanımının ($T_{d(\text{zımbalama})}$), kaplama üzerinde hesaplanan maksimum tasarım çekme yükünden ($T_{d,\max}$) büyük olması gerekmektedir.

$$T_{d(\text{zımbalama})} \geq T_{d,\max} \quad (\text{P22-13})$$

Zımbalama dayanımının hesabında, yüklenen alana $d/2$ uzaklıkta zımbalama çevresi ile belirlenen kesit alanı göz önüne alınmıştır. Kaplamanın zımbalama dayanımı TS500’e göre aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$T_{d(\text{zımbalama})} = f_{ctd} \cdot u_p \cdot d \quad (\text{P22-14})$$

Burada;

u_p : Zımbalama çevresi (yüklenen alana $d/2$ uzaklıkta)

d : Döşemelerde, iki doğrultudaki faydalı yükseklikler ortalaması (0.15 m)

$$up = (25 + 15) \cdot 4 = 160 \text{ cm (1.6 m)}$$

$$T_{d(zımbalama)} = 1250 \cdot 1.6 \cdot 0.15 = 300 \text{ kN}$$

Zımbalama kontrolünde, çivi kafasındaki çekme yükü (T_0), maksimum tasarım çivi çekme yükü ($T_{d,max}$) olarak kullanılmaktadır (KDYY-3.3.3.8.d).

Sıyrılma ve kopma durumları için hesaplanan maksimum tasarım çekme yüklerinden küçük olan değer kullanılarak $T_{d,max} = 72.8 \text{ kN}$ alınmıştır. Bu durumda:

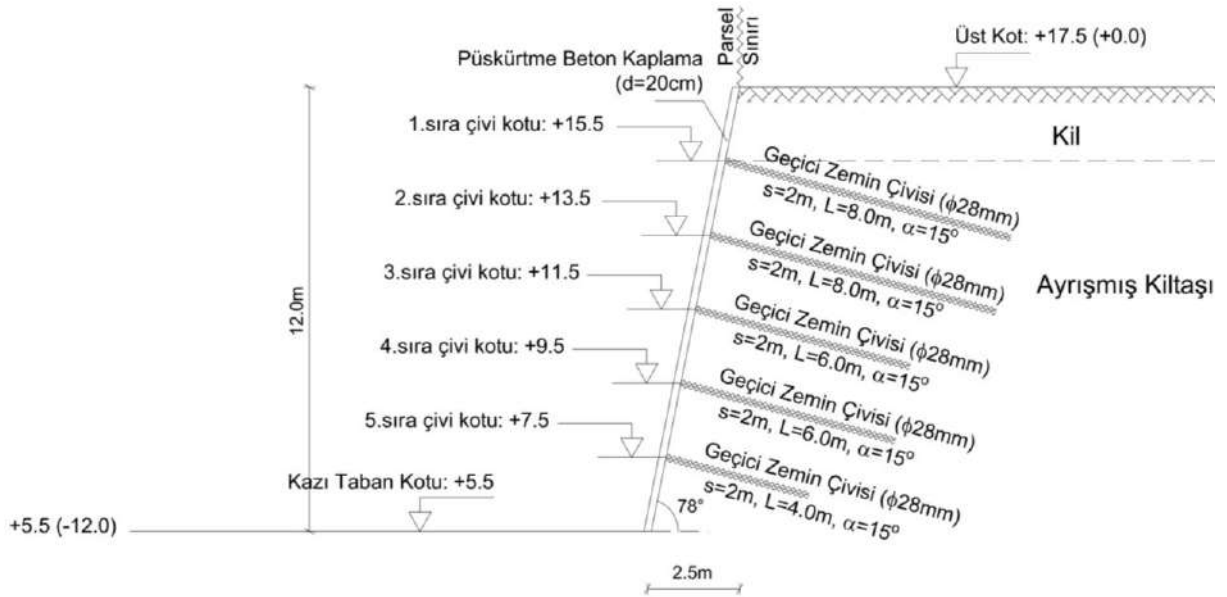
$$T_{d,max} = 72.8 < T_{d(zımbalama)} = 300 \text{ kN}$$

Elde edilen sonuçlara göre, kaplama kesitinin zımbalamaya karşı dayanımı yeterli olduğu hesaplanmıştır.

P22-6. Nihai Yapısal Tasarım

Bu proje kapsamında, zemin çivili ve püskürtme beton kaplamalı geçici kazı destek yapısı tasarımı yapılmıştır ve nihai proje kesiti Şekil P22-10'da verilmiştir.

- Zemin çivilerinde S420 sınıfı $\phi 28\text{mm}$ çapında nervürlü donatılar kullanılacaktır.
- Zemin çivilerinin yatay ve düşey aralıkları $S_H = 2 \text{ m}$, $S_V = 2 \text{ m}$ olarak belirlenmiştir.
- Betonarme kaplamada püskürtme beton uygulaması yapılacak olup tasarımda C30 sınıfı beton kullanılmıştır. Duvar kalınlığı 20 cm 'dir.
- Püskürtme beton kaplamada, çift sıra Q257/257 hasır çelik kullanılacaktır.



Şekil P22-10: Zemin çivisi ve hasır çelik püskürtme beton kaplama nihai proje kesiti

P22-6. Zemin Çivisi Deneyleri

Proje kapsamında imalatları yapılacak zemin çivileri için Kapasite Belirleme Deneyleri (KBD) ve Kabul Deneyleri olmak üzere iki tür çivi çekme deneyi yapılacaktır (KDYY-3.3.4). Çivi çekme deneyleri için minimum deney sayıları KDYY-Tablo 3.21’de verilmiştir. Kategori 2 olarak hazırlanan bu iksa projesi örneğinde, “Kapasite Belirleme Deneyi (KBD)” için minimum 3 deney, “Kabul Deneyi (KD)” için çivi sayısının %2’si olacak şekilde seçilmiştir.

Kapasite Belirleme Deneyleri (KBD)

İksa sisteminin kalıcı olarak tasarlanması nedeniyle her zemin tabakasında iki adet olmak üzere en az 6 çivide KBD deneyi yapılacaktır ve çiviler tasarım çekme yüklerinin 2.0 katına kadar yüklenecektir. Kapasite belirleme deneylerinde test yükleri (P_{test}) aşağıdaki formülde görüldüğü gibi hesaplanmıştır.

$$P_{test(KBD)} = T_{d,maks} \cdot \gamma_d \cdot \xi \quad (P22-15)$$

$$L_{b,t} = P_{test} / (\tau_{bd} \cdot \pi \cdot d) \quad (P22-16)$$

Burada:

$T_{d,maks}$: Maksimum tasarım çekme yükü (sıyrılma için)

γ_d : 1.5 (geçici destek yapıları için katsayı)

ξ : 1.1 (korelasyon katsayısı, en düşük test sonucu için)

τ_{bd} : tasarım birim sürtünme değeri

d : çivi delgi çapı (0.13 m)

$L_{b,t}$: çekme deneyi yapılan çivinin enjeksiyonlanmış kök boyu

Tablo P22-7: Kapasite belirleme deneyleri için test yükleri, çivi sıraları ve çivi boyları

Deney Yapılacak Çivi Sırası*	Zemin Birimi	Maksimum Tasarım Çivi Çekme Yükü, $T_{d,maks}$ (kN)	Test Yükü, P_{test} (kN)	Tasarım birim sürtünme değeri, τ_{bd} (kN/m ²)	Çekme Deneyi Yapılan Çivinin enjeksiyonlanmış kök boyu, $L_{b,t}$ (m)	Serbest Delgi Boyu, $L_{serbest}$ (m)	Toplam Delgi Boyu, $L_{çivi}$ (m)
1.sıra	Ayrışmış Kiltası	36.7	60.6	126.3	1.2	1.8	3.0
3.sıra		19.3	31.8	126.3	0.6	1.4	2.0
4.sıra		65.3	107.7	126.3	2.1	1.9	4.0

Kabul Deneyleri (KD)

Proje kapsamında tasarlanan iksa sisteminin her çivi sırasında en az 2 adet olmak üzere kabul deneyleri yapılacaktır. Kabul deneylerinde test yükleri (P_{test}) aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır (KDYY-3.3.4.2).

$$P_{test(KD)} = T_{d,maks} \cdot k \quad (P22-17)$$

Burada:

$T_{d,maks}$: Maksimum tasarım çekme yükü (sıyrılma için)

k : 1.25 (ortalama değer alınmıştır)

Tablo P22-8: Kabul deneyleri için test yükleri

Deney Yapılacak Çivi Sırası	Zemin Birimi	Maksimum Tasarım Çivi Çekme Yüğü, $T_{d,maks}$ (kN)	Test Yüğü, P_{test} (kN)
1.sıra	Ayrıışmış Kiltaşı	36.7	45.9
2.sıra		57.1	71.4
3.sıra		19.3	24.1
4.sıra		65.3	81.6
5.sıra		60.5	75.6

P22-7. Zemin Çivilerinin Korozyona Karşı Korunması

Kazı destek yapısının geçici olması ve ortamda yeraltı suyunun bulunmaması nedeniyle korozyona karşı önlem alınması gerekli görülmemiştir (KDYY-Tablo 3.7)

P23-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

İnceleme sahasında yapılan zemin ve temel etüt çalışmaları sonucunda belirlenen zemin profili ve arazi karakterizasyonuna ait bilgiler önceki örnek projede (P22-Püskürtme Betonlu ve Çivili Kazı Destek Yapısı çözümünde) anlatılmış olup zemin ve kaya birimlere ait statik yükleme durumu için tasarım parametreleri Tablo P23-1’de tekrar verilmiştir.

İnşaat sahasında açılan sondaj kuyularında 7 gün süresince yeraltı suyu ölçümü yapılmış ve sondaj derinliği boyunca **yeraltı suyu tespit edilmemiştir**. Bu nedenle, tasarımda yeraltı suyu etkisi hesaplara dahil edilmemiş ve analizler **efektif gerilmelere** göre yapılmıştır.

Tablo P23-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	K_o	p_{ref} (kPa)	$G_{o,ref}$ (MPa)	Toplam Gerilme (Statik)				Efektif Gerilme (Statik)			
					p_{ref} (kPa)	$E_{50,ref}$ (MPa)	c / c_u (kPa)	ϕ (°)	p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Kil	18.0	0.58	-	-	100	16.0	50.0	0	100	16.0	5.0	25
Ayrışmış Kiltası	20.0	0.43	-	-	100	481.0	15.0	35	100	481.0	15.0	35

P23-3. Proje Kabulleri, Kazı Kategorisi ve Sistem Seçimi

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Proje kapsamında tasarım yapılacak kazı kesitinde, kazı sınırından 1.0 m mesafede 5.0 m genişliğinde bir yol geçmektedir ve yolun hemen bitiminde bodrum katı olmayan toplam 5 katlı bir bina bulunmaktadır. Kazı sınırına yakın olan yolun işlevi gereği inşaat süresince yolun trafiğe kapatılamayacağı göz önünde bulundurularak hesaplarda yol için karakteristik yük olarak $q_{yol} = 15$ kPa alınmıştır. Yolun hemen arkasındaki 5 katlı yapı için karakteristik yük ise $q_{yapı} = 100$ kPa kabul edilmiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi ve Kazı Destek Sistemi Seçimi

KDYY-Tablo 1.1’de verilen kriterler tek tek aşağıdaki şekilde irdelenmiş ve Kazı Destek Yapısı Kategorisi belirlenmiştir.

Kazı Derinliği	: $H > 7.0$ m
Kazı Taban Seviyesi Üzerinde YASS	: YASS yok
Zemin Cinsi	: yüzeyde 2.0 m kalınlığında dolgu birim var
Komşu Yapı Uzaklığı	: kazı sınırına yakın konumda yol ve komşu yapı var
Yapı Ömrü	: kalıcı
Yatay Destek	: zemin çivileri

Kazı derinliği, kazı destek yapısının kalıcı olması, dolgu tabakasının kalınlığı ve yatay destek elemanları olarak zemin çivilerinin kullanılacak olması nedenleriyle Kazı Destek Yapısı Kategorisi “Kategori-3” (KK-3) olarak belirlenmiştir. Yukarıdaki bilgiler ışığında kazı destek sistemi olarak zemin çivileri ve püskürtme beton kaplama yapılması uygun görülmüştür.

Deprem Durumu

Bu örnek proje kapsamında kazı kategorisinin KK-3 olması ve kazının kalıcı olması durumları göz önünde bulundurulmuş, tasarımda deprem hesabı için pseudo-statik analiz yapılmıştır. İnşaat sahasının konumuna göre Türkiye Deprem Tehlike Haritaları kullanıldığı ve KDYY-Tablo 2.6’da verildiği üzere DD-2 deprem düzeyi için yatay deprem ivme katsayısının (k_h) hesaplandığı kabul edilmiştir. Bu örnek proje çözümünde $k_h = 0.10$ olarak alınmıştır.

Deplasman Kriterleri

Proje için deplasman kriteri olarak KDYY-2.12.8’e göre zemin çivili sistemlerde $\delta h = 0.005 \cdot H_{kazı}$ değeri üst limit değeri olarak alınmış ve deplasman kontrol kontrolü için SLS analizleri yapılmıştır.

Malzeme Kabulleri

Proje hesaplarında kullanılacak beton ve çelik için malzeme özellikleri Tablo P23-2’de verilmiştir.

Tablo P23-2: Malzeme özellikleri

Malzeme	Beton Sınıfı	Çelik Sınıfı
Püskürtme Beton	C30	-
Zemin Çivisi Donatısı ($\phi 28$ mm)	-	B420C
Hasır Çelik Donatı (Q257/257)*	-	S500

* TS500-Çizelge 3.1’e göre hasır donatının çelik sınıfı S500 olarak seçilmiştir.

P23-4. Tasarım Esasları

Zemin çivili kazı destek sisteminde yatay destek elemanı olarak $\phi 28$ mm çapında nervürlü donatı kullanılacaktır. Ön tasarımda zemin çivilerinin yatay aralıkları 2.0 m olarak belirlenmiş ve çivilerin önünde 20 cm kalınlığında püskürtme beton kaplama yapılması planlanmıştır. İlk sıra çivilerin üst kottan 2.0 m aşağıda imal edileceği öngörülmüş olup çivilerin arasındaki düşey mesafeler 2.0 m olarak tasarlanmıştır. Bu durumda 1.sıra çiviler +15.50, 2.sıra çiviler +13.50, 3.sıra çiviler +11.5, 4.sıra çiviler +9.5 ve 5.sıra ise +7.5 kotunda imal edilecektir.

Proje kapsamında hesap yapılacak kazı cephesine komşu yapı/yol/cadde/altyapı tesisi bulunması nedeniyle tasarımda göçme sınır durumu (ULS) analizi ve hizmet görebilirlik sınır durumu (SLS) analizi yapılmıştır (KDYY-3.3.3.1). Ayrıca, kazı destek sisteminin **kalıcı** olması nedeniyle deprem durumu göz önünde bulundurularak “Yöntem 1 – Statik Eşdeğer Hesap” yapılmıştır (KDYY-Tablo 2.6). Limit denge analizlerinde Morgenstern-Price dilim yöntemi seçilmiştir.

Deprem hesabında kilin ve kayanın elastisite modülü artırılmamış ve kilin efektif mukavemet parametreleri kullanılmıştır.

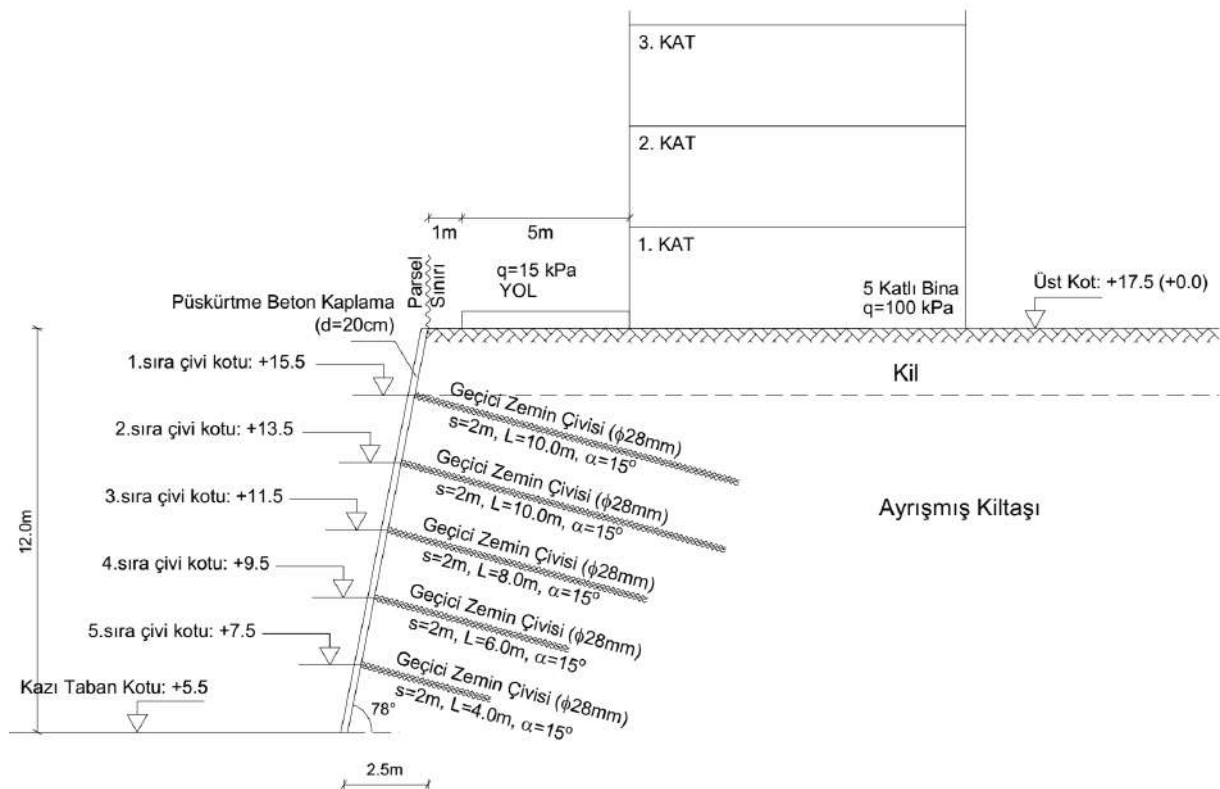
Yapısal elemanların özellikleri Tablo P23-3’te özetlenmiştir.

Tablo P23-3: Yapısal eleman özellikleri

Yapısal Eleman	Çelik Akma Dayanımı, f_{yk} (MPa)	Beton Tasarım Basınç Dayanımı, f'_{cd} (Mpa)	Beton Çekme Dayanımı, f_{ctd} (Mpa)	Elastisite Modülü, E (kPa)	Poisson Oranı, ν
Ø28mm nervürlü donatı (B420C)	420	-	-	200×10^6	-
Hasır Çelik Donatı (S500)	500			200×10^6	
Püskürtme Beton (d=20cm) (C30)	-	20.0	1.25	32×10^6	0.2
Zemin çivisi (donatı + enjeksiyon)	-	-	-	28×10^6	-

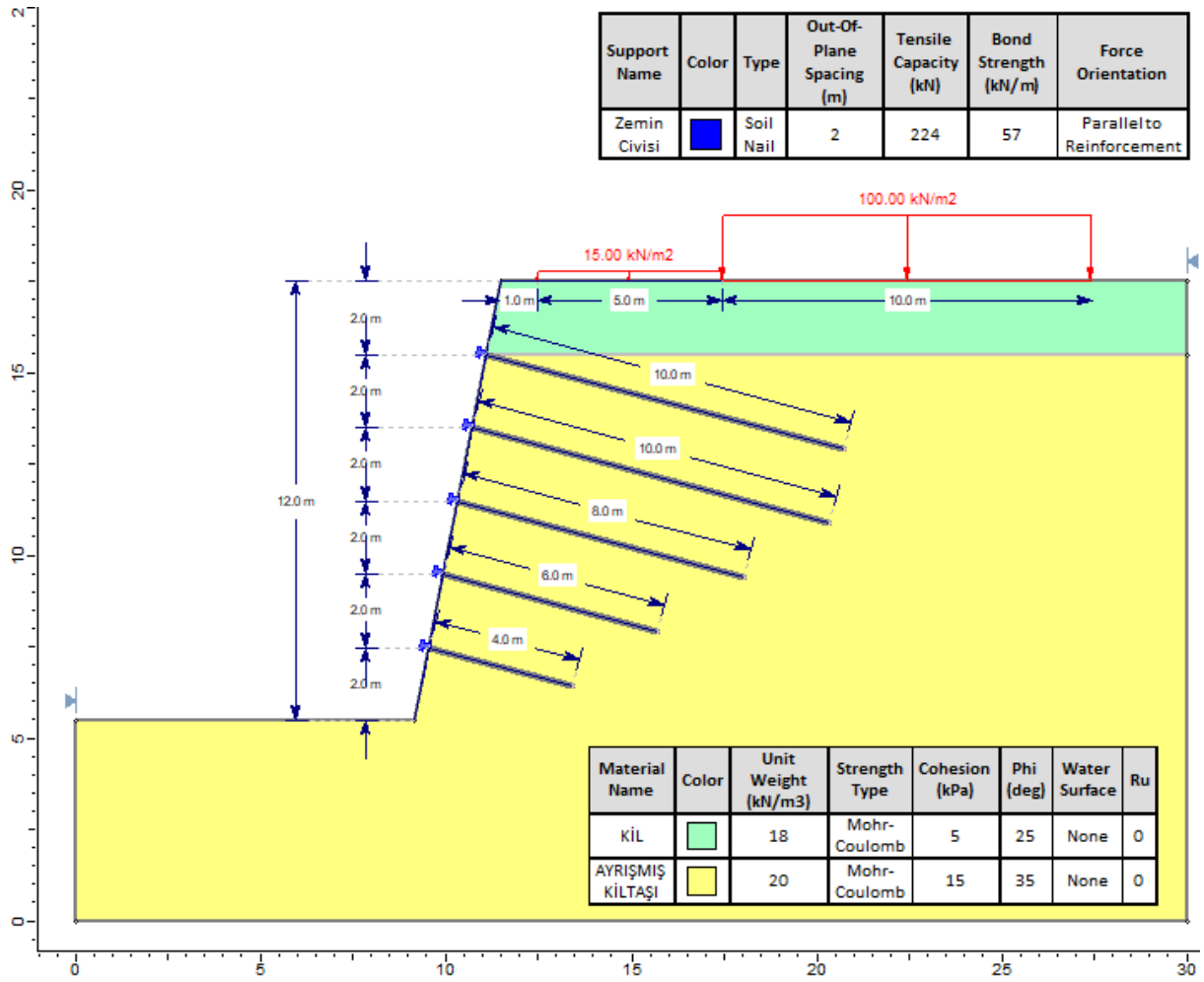
P23-5. Analizler

Projede çözülen püskürtme betonlu ve zemin çivili geçici kazı destek yapısı için belirlenen ön tasarım kesit çizimi ve bu kesite ait limit denge analiz modeli Şekil P23-2 ve Şekil P23-3'te verilmiştir.



Şekil P23-2: Geçici kazı destek yapısı için analiz yapılan ön tasarım kesiti

Göçme sınır durumu (ULS) analizlerinde “Kısmi Yük Faktörleri”, KDYY-Tablo 3.16’da verildiği şekilde alınarak tasarımda kullanılmıştır. Zemin çivilerinin tasarımı ve tahkikleri için nihai birim adezyon/sürtünme değerleri ampirik çekme deneyi verileri kullanılarak KDYY-Tablo 3.18’e göre belirlenmiş ve ayrılmış kıltaşı için nihai birim adezyon/sürtünme değeri $\tau_{bu} = 250 \text{ kN/m}^2$ olarak seçilmiştir.



Şekil P23-3: Ön tasarım kesiti için limit denge analiz modeli

Tasarımda, zemin çivilerinin nihai sürtünme değerleri için ampirik çekme deneyi verileri kullanıldığından, karakteristik ve tasarım sürtünme değerlerinin bulunmasında kısmi güvenlik faktörleri KDYY-Tablo 3.17'ye göre belirlenmiştir.

Zemin çivili duvar tasarımında aşağıdaki ULS ve SLS kriterlerinin hepsi ayrı ayrı kontrol edilmiş ve her bir durum için yeterli güvenliğin sağlandığı gösterilmiştir (KDYY-3.3.3.1).

- 1) İç ve dış stabilite kontrolleri (ULS)
- 2) Tabanda kayma kontrolü (ULS)
- 3) Çivilerde sıyrılmaya karşı güvenlik kontrolü (ULS)
- 4) Çivilerde kopmaya karşı güvenlik kontrolü (ULS)
- 5) Kaplamada eğilme kontrolü (ULS)
- 6) Kaplamada zımbalama kontrolü (ULS)
- 7) Deformasyon kontrolü (SLS)

Kazı destek yapısının kalıcı olarak tasarlanması, kazı kategorisinin KK-3 olması ve DD-2 deprem düzeyi için pseudo-statik hesap yapılacak olması nedeniyle iç ve dış stabilite kontrollerinde hem statik hem de deprem durumları için ayrı ayrı analizler yapılmıştır.

İç ve Dış Stabilite Analizleri (Statik Hesap)

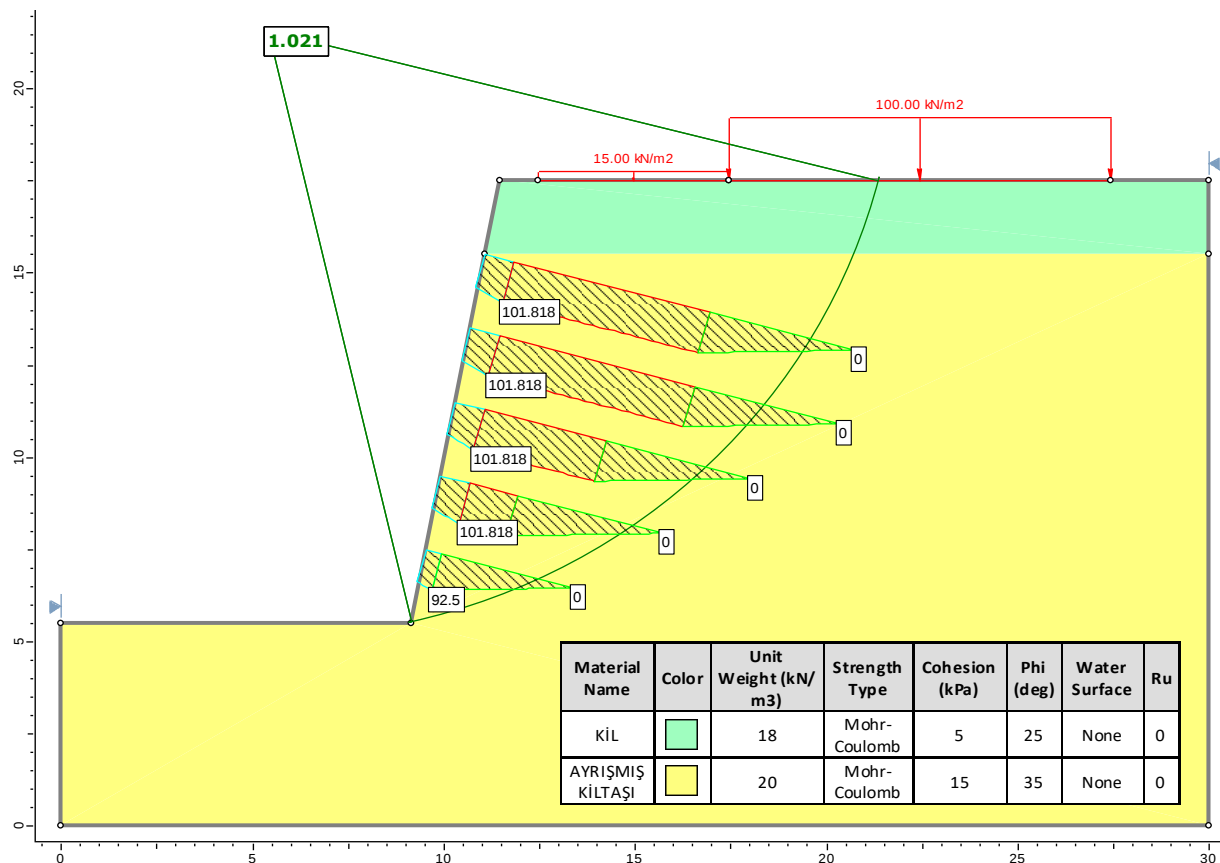
Şekil P23-3’de gösterilen ön tasarım analiz modeli üzerinde, zemin çivili geçici kazı destek yapısı için statik durumda limit denge analizleri yapılmıştır. Analizlerde “Morgenstern-Price” yöntemi kullanılmış olup iç ve dış stabilite hesap sonuçları Şekil P23-4 ve Şekil P23-5’te verilmiştir.

Limit denge analiz sonuçlarına göre, zemin çivili kazı destek yapısının iç stabilite için güvenlik sayısı $GS=1.021$, dış stabilite için güvenlik sayısı ise $GS=1.252$ olarak hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlar, tasarlanan sistemin statik durumda iç ve dış stabilite için yeterli güvenlik seviyesini sağladığını göstermektedir.

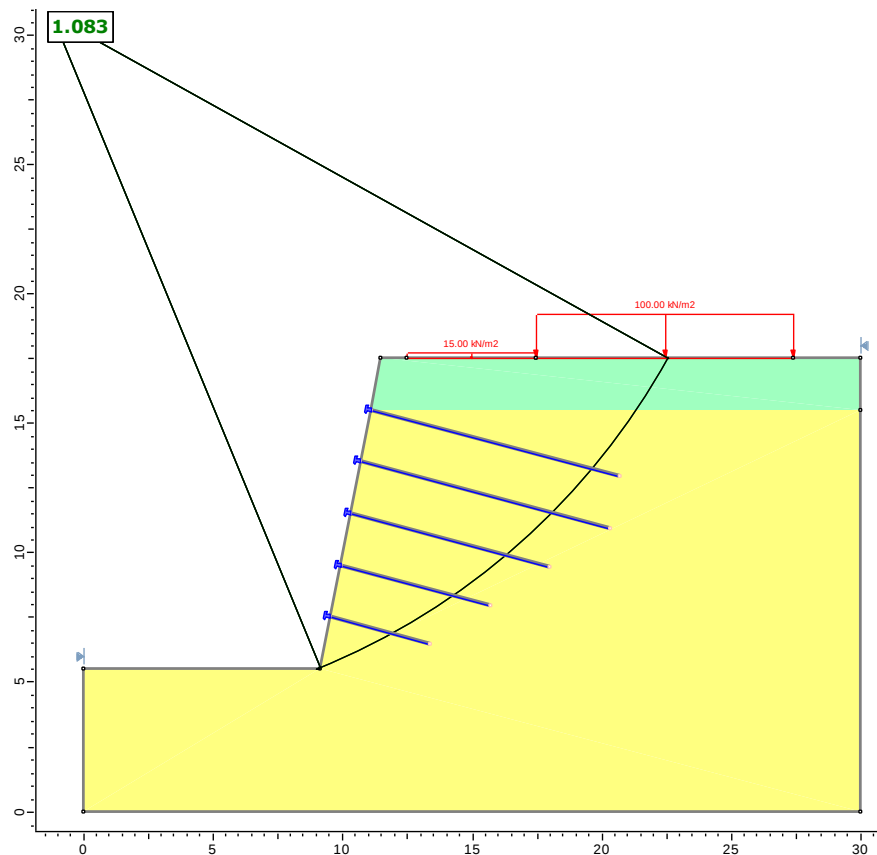
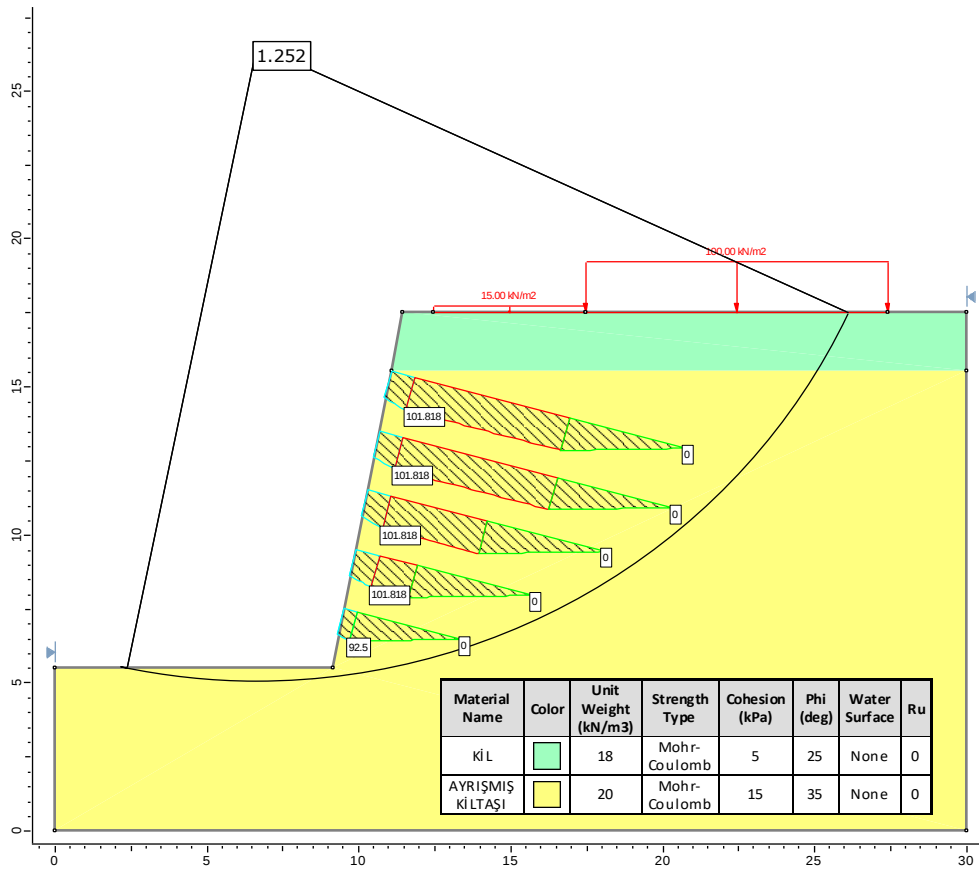
İç ve Dış Stabilité Analizleri (Yöntem-1 Statik Eşdeğer Hesap)

Tasarlanan kalıcı kazı destek yapısının deprem durumunda stabilite hesaplarında $k_h = 0.1$ yatay deprem ivme katsayısı kullanılarak limit denge analizleri yapılmıştır. Deprem durumu için iç ve dış stabilite hesap sonuçları Şekil P23-6 ve Şekil P23-7’de verilmiştir.

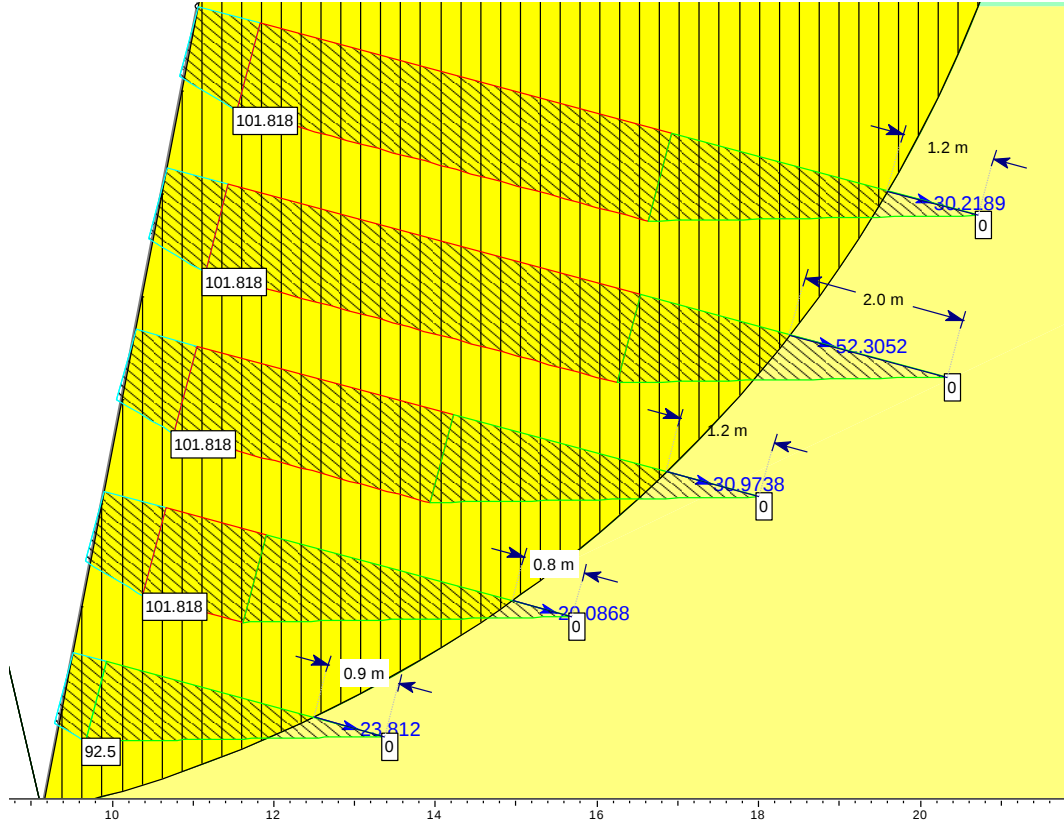
Yöntem-1 statik eşdeğer hesap sonuçlarına göre iç stabilite için güvenlik sayısı $GS=1.083$, dış stabilite için güvenlik sayısı ise $GS=1.320$ olarak hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlar, tasarlanan sistemin deprem durumunda iç ve dış stabilite için yeterli güvenlik seviyesini sağladığını göstermektedir.



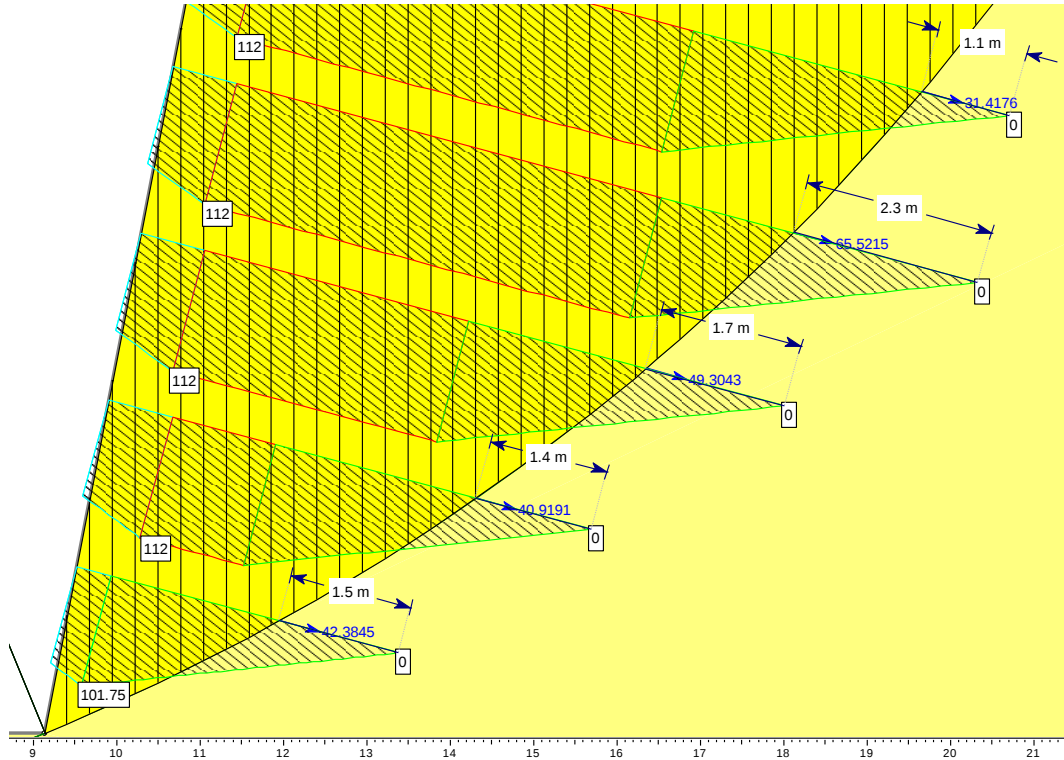
Şekil P23-4: Statik durumda iç stabilite hesap sonucu ($GS_{\text{statik}}=1.021$)



Bu proje kapsamında yapılan limit denge analizlerinde, düşeyde beş sıra çivide hesaplanan maksimum kuvvetler statik ve deprem durumları için (T_{maks} ve $T_{i,maks}$) Şekil P23-8 ve Şekil P23-9’da verilmiştir.



Şekil P23-8: Statik durumda kritik kayma yüzeyi dışında kalan çivi boyları ve hesaplanan çivi yükleri



Şekil P23-9: Deprem durumunda kritik kayma yüzeyi dışında kalan çivi boyları ve hesaplanan çivi yükleri

Yukarıdaki bölümlerde de yazıldığı üzere, ayrılmış kiltası için nihai birim adezyon/sürtünme değeri KDYY-Tablo 3.18'e göre $\tau_{bu} = 250 \text{ kN/m}^2$ olarak seçilmiştir.

Statik ve deprem durumları için kritik kayma yüzeyi dışında kalan çivi boylarına bağlı olarak çivilerin tasarım taşıma yükleri ($P_{d,statik} - P_{d,deprem}$) aşağıda verildiği gibi hesaplanmıştır. Zemin çivilerindeki maksimum tasarım çekme yükleri ($T_{d,maks}$), maksimum çekme yükleri ($T_{i,maks}$) statik durum için 1.35 katsayısıyla çarpılarak, deprem durumu için ise 1.0 katsayısıyla çarpılarak Tablo P23-5 ve Tablo P23-6'da gösterildiği gibi elde edilmiştir (KDYY-Tablo 3.5).

Tablo P23-4: Zemin çivilerinde hesaplanan çivi yükleri

Çivi Sırası	Toplam Çivi Boyu L (m)	Kayma Düzlemi Dışında Kalan Çivi Boyu L_b (m)		Çivideki Maksimum Çekme Yüğü T_{maks} (kN)		Kayma Düzlemi Dışında Kalan Çivi Boyundaki Çekme Yüğü $T_{i,maks}$ (kN)	
		Statik	Dinamik	Statik	Dinamik	Statik	Dinamik
1.Sıra	10.0	1.2	1.1	101.8	112.0	30.2	31.4
2.sıra	10.0	2.0	2.3	101.8	112.0	52.3	65.5
3.sıra	8.0	1.2	1.7	101.8	112.0	31.0	49.3
4.sıra	6.0	0.8	1.4	101.8	112.0	20.1	40.9
5.sıra	4.0	0.9	1.5	92.5	101.8	23.8	42.4

Tablo P23-5: Statik durum için maksimum ($T_{i,maks}$) ve maksimum tasarım ($T_{d,maks}$) çivi çekme yükleri

Zemin Çivisi	Maksimum Çekme Yüğü, ($T_{i,maks}$) (kN)	Maksimum Tasarım Çekme Yüğü ($T_{d,maks}$) (kN)
1.çivi	30.2	$30.2 * 1.35 = 40.8$
2.çivi	52.3	$52.3 * 1.35 = 70.6$
3.çivi	31.0	$31.0 * 1.35 = 41.9$
4.çivi	20.1	$20.1 * 1.35 = 27.1$
5.çivi	23.8	$23.8 * 1.35 = 32.1$

Tablo P23-6: Deprem durumu için maksimum ($T_{i,maks}$) ve maksimum tasarım ($T_{d,maks}$) çivi çekme yükleri

Zemin Çivisi	Maksimum Çekme Yüğü, ($T_{i,maks}$) (kN)	Maksimum Tasarım Çekme Yüğü ($T_{d,maks}$) (kN)
1.çivi	31.4	$31.4 * 1.0 = 31.4$
2.çivi	65.5	$65.5 * 1.0 = 65.5$
3.çivi	49.3	$49.3 * 1.0 = 49.3$
4.çivi	40.9	$40.9 * 1.0 = 40.9$
5.çivi	42.4	$42.4 * 1.0 = 42.4$

Ayrılmış kiltası birim için nihai birim adezyon/sürtünme değerine (τ_{bu}) bağlı olarak karakteristik (τ_{bk}) ve tasarım (τ_{bd}) birim sürtünme değerleri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

Kısmi güvenlik faktörü (karakteristik), γ_k	: 1.8
Karakteristik birim sürtünme değeri, τ_{bk}	: 138.9 kN/m ²
Kısmi güvenlik faktörü (tasarım), γ_{rb}	: 1.1
Tasarım birim sürtünme değeri, τ_{bd}	: 126.3 kN/m ²

Kayma düzleminin dışında kalan çivi kök boyuna (L_b) bağlı olarak tasarım taşıma yükleri (P_d) hesaplanmış ve çivilerin sıyrılmaya karşı kontrolleri yapılmıştır. Zemin çivileri için delik çapları $d = 0.13$ m olarak kullanılmıştır.

$$P_d = \tau_{bd} \cdot \pi \cdot d \cdot L_b \quad (P23-1)$$

$$L_b = P_d / (\tau_{bd} \cdot \pi \cdot d) \quad (P23-2)$$

Örnek proje kapsamında zemin çivilerinin sıyrılmaya karşı kontrolleri hem statik hem de depremli durum için ayrı ayrı hesaplanmış ve sonuçlar Tablo P23-7 ve Tablo P23-8’de verilmiştir.

Tablo P23-7: Zemin çivilerinin statik durum için sıyrılmaya karşı güvenlik hesap sonuçları

Zemin Çivisi	Maksimum Tasarım Çekme Yüğü, $T_{d,maks}$ (kN)	Kayma Düzlemi Dışında Kalan Hesap Çivi Boyu, L_b (m)	Gerekli Olan Çivi Kök Boyu, L_b (m)	AÇIKLAMA
1.çivi	40.8	1.2	0.8	Çivi boyu yeterlidir
2.çivi	70.6	2.0	1.4	Çivi boyu yeterlidir
3.çivi	41.9	1.2	0.8	Çivi boyu yeterlidir
4.çivi	27.1	0.8	0.5	Çivi boyu yeterlidir
5.çivi	32.1	0.9	0.6	Çivi boyu yeterlidir

* statik durum için kayma düzlemi dışında kalan çivi kök boyları (L_b), limit denge analizi sonunda Şekil P23-8’de görüldüğü gibi ölçülmüştür.

Tablo P23-8: Zemin çivilerinin depremli durum için sıyrılmaya karşı güvenlik hesap sonuçları

Zemin Çivisi	Maksimum Tasarım Çekme Yüğü, $T_{d,maks}$ (kN)	Kayma Düzlemi Dışında Kalan Hesap Çivi Boyu, L_b (m)	Gerekli Olan Çivi Kök Boyu, L_b (m)	AÇIKLAMA
1.çivi	31.4	1.1	0.6	Çivi boyu yeterlidir
2.çivi	65.5	2.3	1.3	Çivi boyu yeterlidir
3.çivi	49.3	1.7	1.0	Çivi boyu yeterlidir
4.çivi	40.9	1.4	0.8	Çivi boyu yeterlidir
5.çivi	42.4	1.5	0.8	Çivi boyu yeterlidir

* depremli durum için kayma düzlemi dışında kalan çivi kök boyları (L_b), limit denge analizi sonunda Şekil P23-9’da görüldüğü gibi ölçülmüştür.

Tablo P23-7 ve Tablo P23-8’de verilen sonuçlara göre, beş sıra çivi için ön tasarım boylarının gerek statik gerekse depremli durum için yapılan hesaplarda sıyrılmaya karşı yeterli güvenlikte olduğu görülmüştür.

Çivilerde Kopmaya Karşı Güvenlik Kontrolü

Burada sunulan örnek proje çözümünde, zemin çivisi donatısı olarak S420 sınıfı $\phi 28\text{mm}$ çapında nervürlü inşaat demiri kullanılması uygun görülmüştür. Buna göre, demir çubuk donatısının tasarım çekme mukavemeti değeri (R_{td}) aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$R_{td} = \frac{R_{tk}}{\gamma_s} \quad (\text{P23-3})$$

$$R_{tk} = A_s \cdot f_{yk} \quad (\text{P23-4})$$

R_{tk} : çelik çubuğun karakteristik çekme mukavemeti

γ_s : çekme mukavemetine uygulanan kısmi faktör (kalıcı/geçici durumlarda 1.15)

f_{yk} : çelik çubuğun karakteristik akma mukavemeti (S420 için 420 MPa)

A_s : çelik çubuğun kesit alanı ($\phi 28\text{mm}$ için 0.000616 m^2)

$$R_{tk} = 0.000616 \cdot 420000 = 258.7 \text{ kN}$$

$$R_{td} = 258.7/1.15 = 225.0 \text{ kN}$$

Zemin çivilerinde kullanılan donatıların kopmaya karşı güvenli olabilmesi için tasarım çekme mukavemeti (R_{td}) değerinin, Şekil P20-9 ve Şekil P20-10'da görülen ve çivinin tüm uzunluğu boyunca çivi üzerinde etkili olan maksimum çekme yükünden (T_{maks}) büyük olması gereklidir.

Limit denge analizleri sonucunda çivilerdeki maksimum çivi çekme yükü statik durum için $T_{maks,statik} = 101.8 \text{ kN}$, deprem durumu için ise $T_{maks,deprem} = 112.0 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır (Tablo P23-4). Maksimum tasarım çivi çekme yükleri ($T_{d,max}$), maksimum çivi yüklerinin statik durum için 1.35, deprem durumu için 1.0 katsayısı ile çarpılarak hesaplanmış ve büyük olan değer maksimum çivi çekme yükü olarak kullanılmıştır.

Bu durumda, zemin çivilerinde hesaplanan maksimum tasarım çekme yükleri ($T_{d,maks}$), çelik çubuk tasarım çekme mukavemeti (R_{td}) değerinden küçük olmaktadır.

$$T_{maks,statik} \cdot 1.35 = T_{d,max} \leq R_{td} \quad (\text{P23.5})$$

$$137.4 \text{ kN} < 225.0 \text{ kN}$$

Elde edilen sonuçlara göre, zemin çivilerinde kullanılan $\phi 28\text{mm}$ çapındaki S420 sınıfı nervürlü çelik çubuğun kopmaya karşı güvenli olduğu görülmüştür.

Püskürtme Beton Kaplamada Eğilme Kontrolü

Zemin çivili ve püskürtme beton kaplamalı kalıcı kazı destek yapısı tasarımında, kaplama olarak $d=20\text{cm}$ kalınlığında çift sıra hasır çelikli püskürtme beton uygulaması yapılacaktır. Seçilen kaplamanın eğilmeye karşı yeterliliği, TS500'de düzgün yayılı basınç ile yüklenmiş çift yönlü kirişsiz döşeme tahkiki esasları kullanılarak yapılmıştır.

Kaplamanın eğilmeye karşı yeterliliğinin hesaplanmasında, kaplama üzerinde etkili olan düzgün yayılı basınç değeri (P):

$$P = T_0 / (S_V \cdot S_H) \quad (P23-6)$$

P : kaplama tasarımında kullanılacak düzgün yayılı basınç değeri

S_V : düşey çivi aralığı

S_H : yatay çivi aralığı

T_0 : çivi kafasındaki çekme yükü

Çivi kafasındaki çekme yükü (T_0) değeri, çivi aralıklarından büyük olan değere ($S=\text{maks: } S_V, S_H$) bağlı olarak aşağıdaki formüllerden hesaplanmaktadır.

$$T_0 = T_{maks} \cdot 0.6 \quad S < 1 \text{ m} \quad (P23-7)$$

$$T_0 = T_{maks} \cdot [0.5 + ((S - 0.5)/5.0)] \quad 1 \text{ m} \leq S < 3 \text{ m} \quad (P23-8)$$

$$T_0 = T_{maks} \quad S \geq 3 \text{ m} \quad (P23-9)$$

Kaplamadaki eğilme ve zımbalama kontrollerinde Denklem P23-7 – Denklem P23-9’da verilen T_{maks} değeri, KDYY-3.3.3.8.d maddesinde yazıldığı üzere duvar tasarımında kullanılan maksimum çekme yükü olmaktadır ve kopma-sıyrılma yüklerinden küçük olanı olarak alınmaktadır.

Bu örnekte, sıyrılma ve kopma kontrolleri için maksimum tasarım çekme yükleri:

$$T_{d,\max(\text{sıyrılma})} = 70.6 \text{ kN}$$

$$T_{d,\max(\text{kopma})} = 137.4 \text{ kN}$$

Püskürtme beton kaplamada eğilme ve zımbalama kontrolleri için maksimum tasarım çekme yükü $T_{d,\max} = T_{d,\max(\text{sıyrılma})} = 70.6 \text{ kN}$ olarak kullanılmıştır. Çivilerin yatayda ve düşeyde aralıkları $S_H = S_V = 2.0 \text{ m}$ olduğu için T_0 ve P değerleri aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$T_0 = T_{d,\max} \cdot [0.5 + ((S - 0.5)/5.0)] = 56.5 \text{ kN}$$

$$P = 56.5 / (2 \cdot 2) = 14.1 \text{ kN/m}^2$$

Püskürtme beton kaplamada eğilme kontrolü hesabı, TS500-11.4.4’te “İki Doğrultuda Çalışan Kirişsiz Döşemeler için Yaklaşık Yöntemler” başlığı altında anlatıldığı üzere önceki örnek proje çözümünde (P22) detaylı şekilde verilmiştir.

Püskürtme beton kaplamanın eğilmeye karşı kontrolünde ve kullanılacak hasır çelik özelliklerinin belirlenmesinde TS500-11.4.4.2’de verilen “Moment Katsayıları Yöntemi” kullanılmıştır. Kaplamadaki düzgün yayılı basınç (P) değerine bağlı olarak toplam eğilme momenti değeri Denklem P23-10 kullanılarak hesaplanmıştır.

$$M_0 = (P \cdot S^3) / 8 \quad (P23-10)$$

$$M_0 = 14.1 \text{ kN.m olmaktadır.}$$

Kaplamadaki toplam eğilme momenti değeri $M_0 = 14.1 \text{ kN.m}$ olarak hesaplanmış ve buna bağlı olarak açıklık momenti, mesnet momenti, kolon şeridi momenti ve orta şerit momenti aşağıdaki gibi elde edilmiştir.

$$\begin{aligned}\text{Toplam Moment} & : M_0 = 14.1 \text{ kNm} \\ \text{Açıklık Momenti} & : M_{\text{açıklık}} = 14.1 \cdot 0.35 = 4.9 \text{ kNm} \\ \text{Mesnet Momenti} & : M_{\text{mesnet}} = 14.1 \cdot 0.65 = 9.2 \text{ kNm} \\ \text{Kolon Şeridi Momenti} & : M_{\text{kolon}} = M_{\text{mesnet}} \cdot 0.75 + M_{\text{açıklık}} \cdot 0.60 = 9.8 \text{ kNm} \\ \text{Orta Şerit Momenti} & : M_{\text{orta}} = M_0 - M_{\text{kolon}} = 4.3 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Zemin çivilerinin yatay ve düşey aralıklarının aynı olması nedeniyle iki doğrultudaki momentler de eşit değerde olmaktadır.

Yapılan hesaplarda, kaplamadaki büyük moment değeri kolon şeridi üzerinde elde edilmiştir. Bu durumda M_{kolon} değerine bağlı olarak gerekli eğilme donatısı miktarı aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır. Kaplama genişliği $d = 20 \text{ cm}$ ve pas payı 5 cm olduğunda etkili kesit genişliği $d' = 15 \text{ cm}$ olmaktadır.

$$K = (b \cdot d'^2) / M_{\text{kolon}} \quad (\text{P23-11})$$

$$A_s = (k_s \cdot M_{\text{kolon}}) / d \quad (\text{P23-12})$$

Burada:

- b : birim kaplama genişliği (1 m)
- d' : etkili kesit genişliği (15 cm)
- A_s : eğilme donatısı alanı
- k_s : betonarme katsayı (abaklardan alınacak)

$$K = (1 \cdot 0.15^2) / 9.8 = 0.0023 \text{ m}^2/\text{kN}$$

$$k_s = 2.36 \text{ (C30 sınıfı beton ve S500 çelik için abaktan okunmuştur)}$$

$$A_s = (2.36 \cdot 9.8) / 0.15 = 154 \text{ mm}^2 \text{ (1 m genişlik için gerekli olan donatı alanı)}$$

Kaplamada, çift sıra Q257/257 hasır çelik kullanılacağı göz önünde bulundurulduğunda çelik çubukların çapı 7.0 mm ve göz aralıkları 15 x 15 cm olmaktadır. Bu durumda 1 m genişliğindeki kaplamaya 7 adet çubuk donatı gelmektedir. 1 m genişlikte 7 adet $\phi 9 \text{ mm}$ donatı kullanılacağından, seçilen donatı alanı:

$$A_{s(\text{seçilen})} = [7 \cdot (7.0^2 \cdot \pi \cdot 0.25)] = 269 \text{ mm}^2$$

Seçilen donatı miktarı ve kullanılacak olan çift sıra Q257/257 hasır çelik donatı yeterlidir.

Püskürtme Beton Kaplamada Zımbalama Kontrolü

Zemin çivili ve püskürtme beton kaplamalı geçici kazı destek yapısı tasarımında, kaplama olarak $d = 20 \text{ cm}$ kalınlığında çift sıra hasır çelikli püskürtme beton tasarlanmıştır. Seçilen kaplamanın zımbalamaya karşı yeterliliği, TS500'de düzgün yayılı basınç ile yüklenmiş çift yönlü kirişsiz döşeme tahkiki esasları kullanılarak yapılmıştır.

Bu örnek proje kapsamında, zemin çivileri için plaka üzerinde 25 x 25 cm ebatlarında çelik plakalar kullanılacaktır. 20 cm genişliğindeki kaplamanın zımbalama dayanımının ($T_{d(zımbalama)}$), kaplama üzerinde hesaplanan maksimum tasarım çekme yükünden ($T_{d,max}$) büyük olması gerekmektedir.

$$T_{d(zımbalama)} \geq T_{d,max} \quad (P23-13)$$

Zımbalama dayanımının hesabında, yüklenen alana d/2 uzaklıkta zımbalama çevresi ile belirlenen kesit alanı göz önüne alınmıştır. Kaplamanın zımbalama dayanımı TS500'e göre aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$T_{d(zımbalama)} = f_{ctd} \cdot u_p \cdot d \quad (P23-14)$$

Burada:

u_p : Zımbalama çevresi (yüklenen alana d/2 uzaklıkta)

d : Döşemelerde, iki doğrultudaki faydalı yükseklikler ortalaması (0.15 m)

$$u_p = (25 + 15) \cdot 4 = 160 \text{ cm (1.6 m)}$$

$$T_{d(zımbalama)} = 1250 \cdot 1.6 \cdot 0.15 = 300 \text{ kN}$$

Zımbalama kontrolünde, çivi kafasındaki çekme yükü (T_0), maksimum tasarım çivi çekme yükü ($T_{d,max}$) olarak kullanılmaktadır (KDYY-3.3.3.8.d).

Sıyırılma ve kopma durumları için hesaplanan maksimum tasarım çekme yüklerinden küçük olan değer kullanılarak $T_{d,max} = 70.6 \text{ kN}$ alınmıştır. Bu durumda:

$$T_{d,max} = 70.6 < T_{d(zımbalama)} = 300 \text{ kN}$$

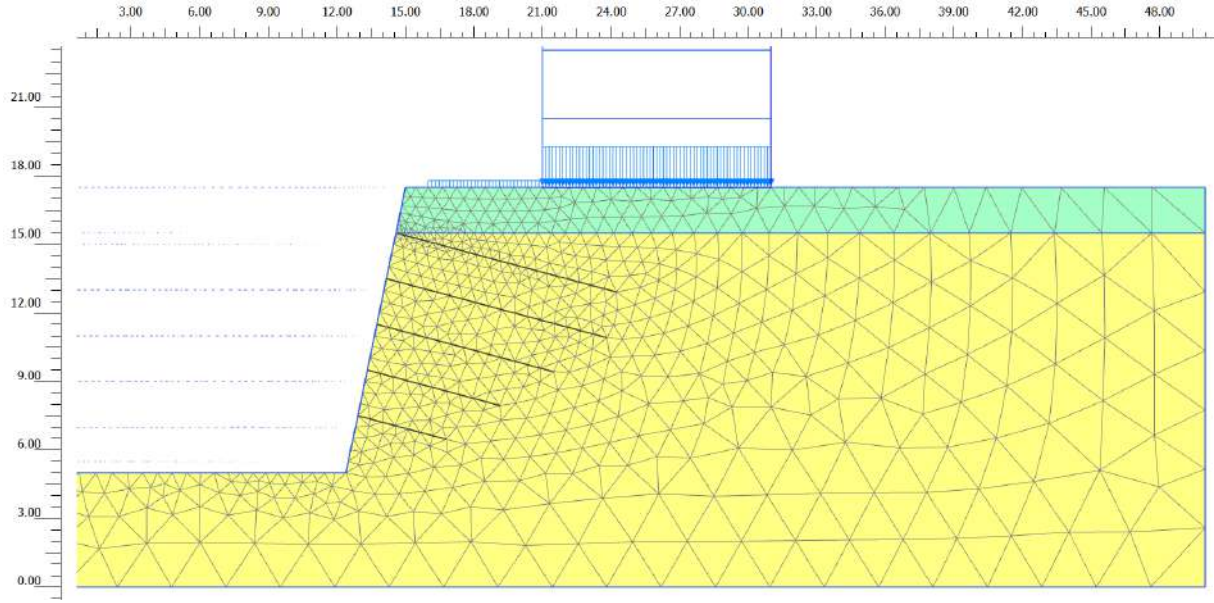
Elde edilen sonuçlara göre, kaplama kesitinin zımbalamaya karşı dayanımı yeterli olduğu hesaplanmıştır.

Deformasyon Kontrolü (SLS analizi) – Statik Hesap

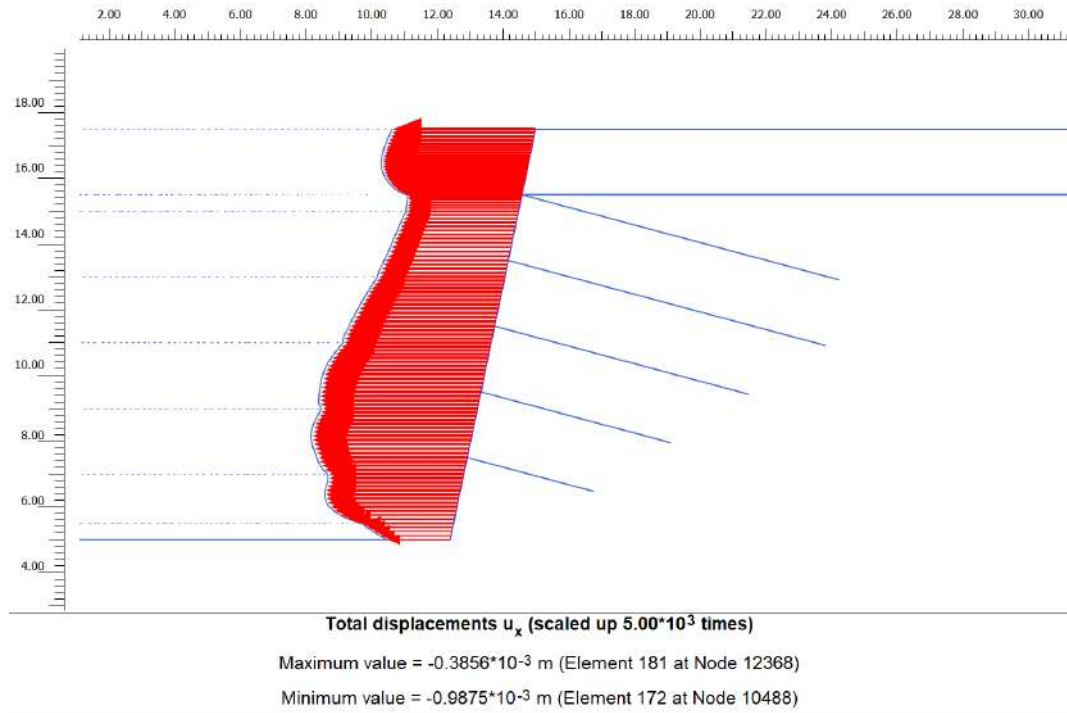
“Tasarım Esasları” bölümünde belirtildiği ve Şekil P23-2’de görüldüğü üzere hesap yapılacak kazı cephesine komşu yapı/yol/cadde/altyapı tesisi bulunması nedeniyle tasarımda göçme sınır durumu (ULS) analizi ve hizmet görebilirlik sınır durumu (SLS) analizi yapılmıştır. Kazı duvarının deplasmanlarının hesaplanması için sonlu elemanlar analiz programı kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri ve yapısal eleman özellikleri - Tablo P23-3’te verilmiştir.

SLS hesaplarında KDYY-Tablo 3.5’te anlatıldığı üzere kısmi katsayı setleri kullanılmamış, “Güvenliği azaltıcı – değişken etkiler” 1.11 ile artırılarak hesaba katılmıştır. Bu durumda analizlerde “değişken etki” olan karakteristik yol yükü $q_{yol} = 15 \times 1.1 = 16.65 \text{ kPa}$ olarak kullanılmıştır. Sonlu elemanlar analizleri için oluşturulan model ve analiz sonuçları aşağıdaki şekillerde verilmiştir. SLS hesaplarında, 0.5 m derinliğindeki plansız kazı durumu da göz önünde bulundurularak hesap adımlarına dahil edilmiştir. Statik durum için yapılan SLS analizlerine göre nihai kazı ve plansız kazı aşamaları sonunda kazı yüzeyindeki yatay ve komşu yapı temelindeki düşey deplasman değerleri aşağıdaki şekillerde verilmiştir.

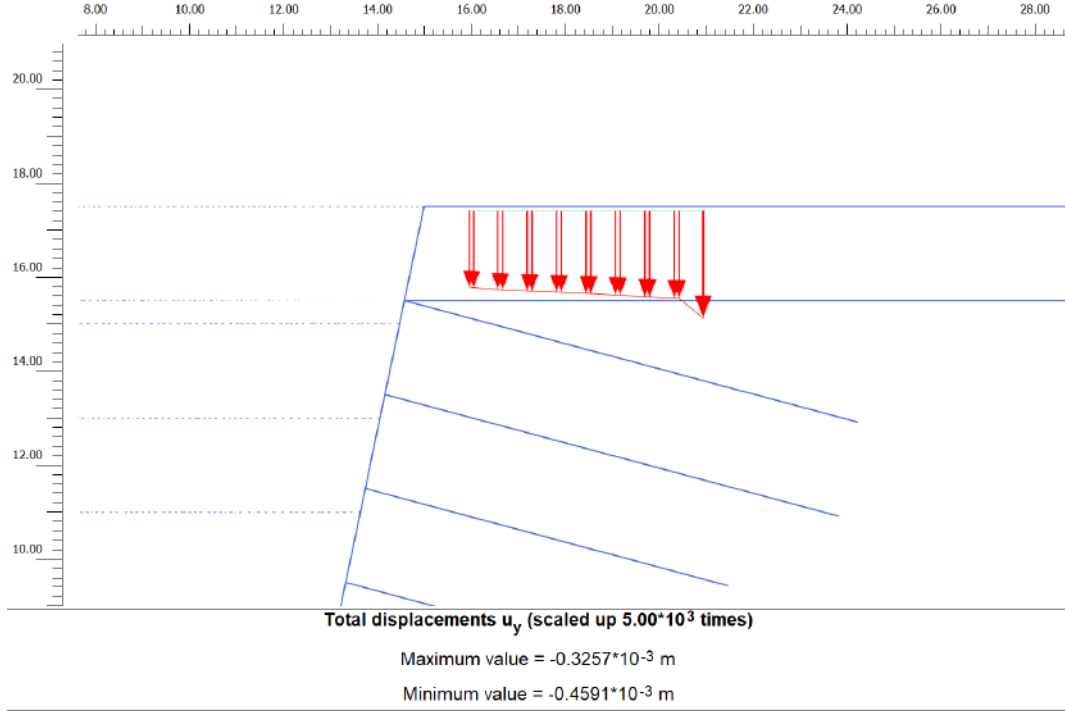
KDYY-Tablo 2.7’de belirtildiği üzere “Yöntem 1 - Statik Eşdeğer Hesaplarında” deprem durumu için deplasman kontrolünün yapılmayacağı belirtilmektedir. Buna bağlı olarak SLS hesaplarında yalnızca statik durum için deplasman kontrolleri yapılmıştır.



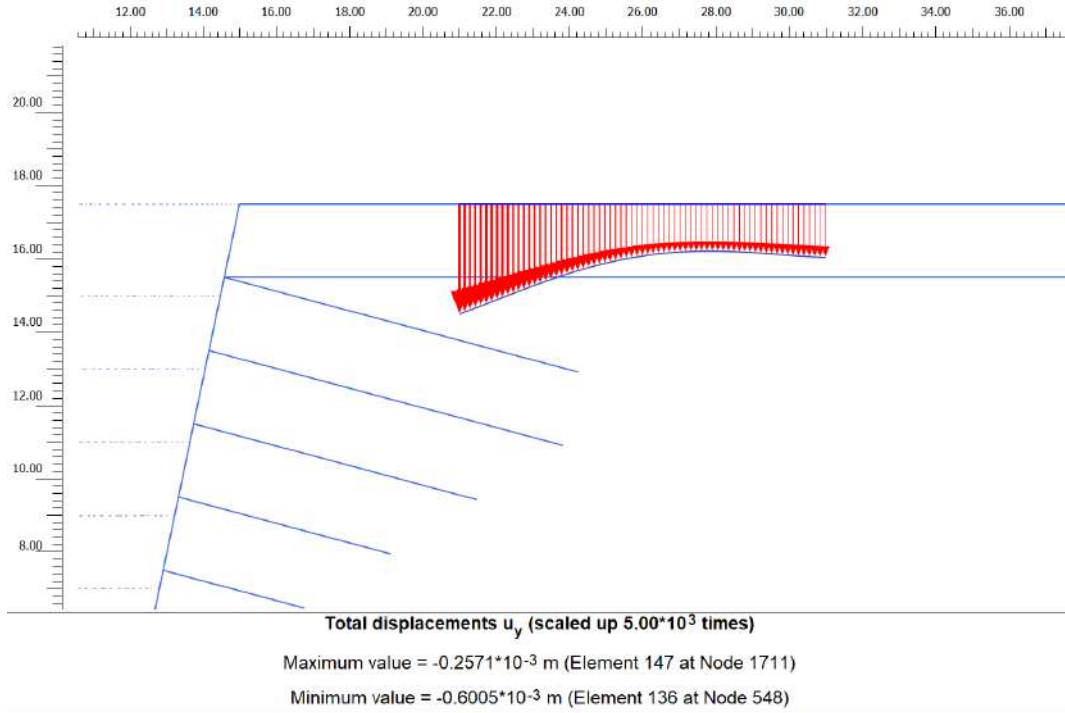
Şekil P23-10: Kalıcı kazı destek yapısı için sonlu elemanlar analiz modeli



Şekil P23-11: Statik durumda kazı sonunda püskürtme beton kaplamada hesaplanan yatay deplasmanlar ($u_x = 1$ mm)



Şekil P23-12: Statik durumda kazı sonunda duvarın arkasındaki yolun altında hesaplanan düşey deplasmanlar ($u_x = 0.5$ mm)



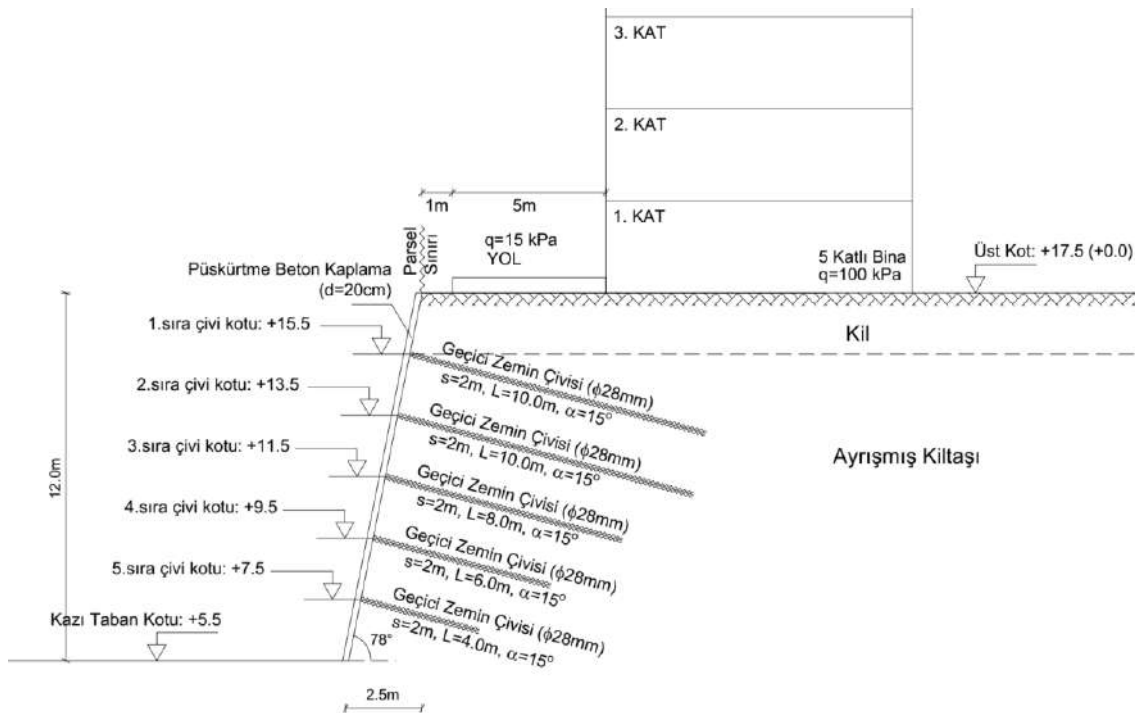
Şekil P23-13: Statik durumda kazı sonunda duvarın arkasındaki yapı temelinde hesaplanan düşey deplasmanlar ($u_x = 0.6$ mm)

SLS hesapları sonucu püskürtme beton kaplamada yanal deplasman değeri statik yükleme durumu için 1.0 mm olarak hesaplanmıştır. Bu değer, zemin çivili sistemlerde kabul edilen $\delta h = 0.005 \cdot H_{kazı}$ üst limit değerinden oldukça küçüktür, hem deplasmanlar hem de açılal dönme bakımından kazının gerisindeki yol ve mevcut yapı temelleri için riskli bir durum olmadığı görülmektedir (KDYY-Bölüm 2.12.8).

P23-6. Nihai Yapısal Tasarım

Bu proje kapsamında, zemin çivili ve püskürtme beton kaplamalı geçici kazı destek yapısı tasarımı yapılmıştır ve nihai proje kesiti Şekil P23-14’de verilmiştir.

- Zemin çivilerinde S420 sınıfı $\phi 28\text{mm}$ çapında nervürlü donatılar kullanılacaktır.
- Zemin çivilerinin yatay ve düşey aralıkları $S_H = 2\text{ m}$, $S_V = 2\text{ m}$ olarak belirlenmiştir.
- Betonarme kaplamada püskürtme beton uygulaması yapılacak olup tasarımda C30 sınıfı beton kullanılmıştır.
- Püskürtme beton kaplamada, çift sıra Q257/257 hasır çelik kullanılacaktır.



Şekil P23-14: Zemin çivisi ve hasır çelik püskürtme beton kaplama nihai proje kesiti

P23-7. Zemin Çivisi Deneyleri

Tasarlanan kazı destek yapısının kalıcıdır ve kazı kategorisi KK-3'tür. Bu nedenle, Kapasite Belirleme Deneyle (KBD) ve Kabul Deneyle (KD) için deney sayılarının, test yüklerinin ve enjeksiyonlanacak çivi kök boylarının hesaplanmasında "P20 Projesinde" anlatılan yöntemler kullanılacaktır.

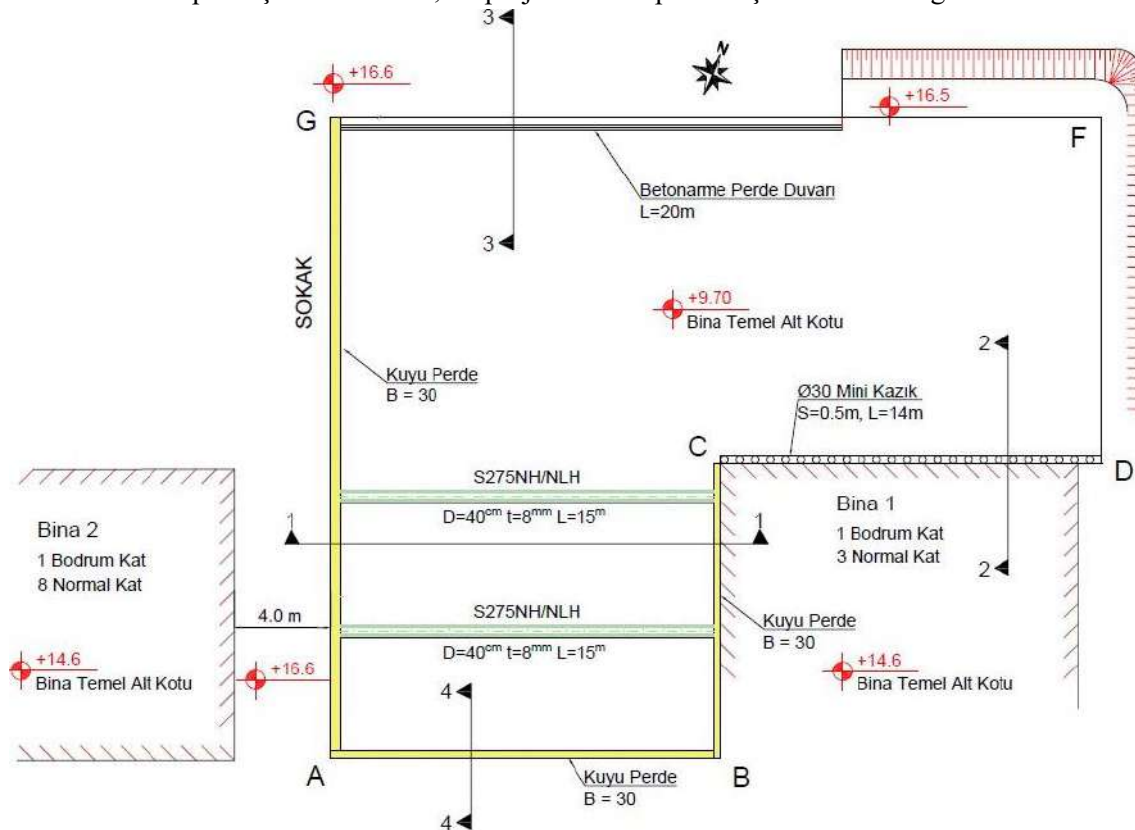
P23-8. Zemin Çivilerinin Korozyona Karşı Korunması

Çivi donatılarının korozyona karşı korunması için yapılacak uygulamalar ve hesaplar “P20 Projesinde” detaylı şekilde anlatılmıştır. Korozyon hesabı sonunda donatılardaki kesit azalması miktarı 50 yıllık servis süresi boyunca toplam 4 mm olmaktadır ve tasarımda kullanılan $\phi 28$ mm çaplı donatıların çapının $\phi 24$ mm olması öngörülmektedir. $\phi 24$ mm çapındaki donatıların kopmaya karşı dayanımları, maksimum tasarım çivi çekme yükünden ($T_{d,max}$) büyüktür ve tasarımda kullanılan $\phi 28$ mm çaplı donatılar korozyona karşı yeterli olduğu görülmüştür.

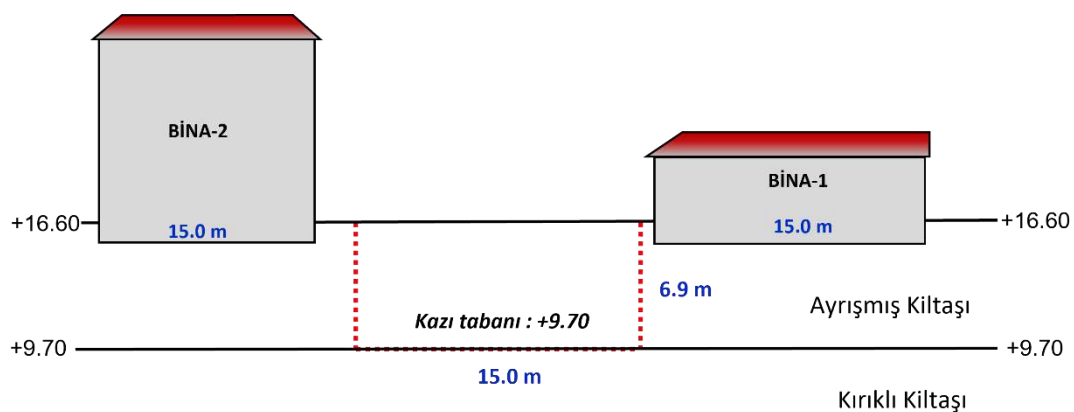
P24 – KUYU PERDELİ VE İÇTEN DESTEKLİ KAZI DESTEK YAPISI

P24-1. Projenin Tanıtımı

Bu projede ayrılmış kıltaşı birimlerin bulunduğu bir bölgede yapılacak bina kazısının desteklenmesi amaçlanmaktadır. Sahada yeraltı suyu tespit edilmemiştir. Proje sahası ve çevresindeki güncel kotlar +16.6 civarındadır. Yaklaşık 600 m²'lik kazı alanında kazı derinliğinin 6.9 metredir. Kazının bir bölgesi içten çelik destek kullanılmasına uygundur, ancak diğer cephelerde ankrajlı bir sistem tasarlanmıştır. Düşey yapısal eleman olarak da mini kazık, kuyu perde ve betonarme perde seçeneklerinden hepsinin olabileceği görülmüştür. Bu projede kuyu perde ve içten çelik destekli tasarımın hesapları sunulmuştur. Kazı alanı ve saha planı Şekil P24-1'de, bu projedeki hesap kesiti Şekil P24-2'de gösterilmektedir.



Şekil P24-1: Saha planı ve kazı destek yapıları



Şekil P24-2: Hesap kesitindeki (Kesit 1-1) zemin profili, kazı ve çevre yapıların konumu

P24-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Bu sahaya ait Zemin ve Temel Etüdü Geoteknik Raporunda tanımlanan karakteristik değerler uygun bulunduğundan KDYY-2.11.7.a maddesine istinaden ilgili zemin parametreleri aynen kullanılmıştır. Zeminler için seçilen tasarım parametreleri Tablo P24-1’de verilmiştir.

Tablo P24-1: Sahadaki zemin ve kaya için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	p_{ref} (kPa)	$G_{o,ref}$ (MPa)	Efektif Gerilme (Statik)			
				p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Ayrışmış kilaşı	19.0	100	430.0	100	230.0	20.0	30.0
Kırıklı Kilaşı	20.0	100	800.0	100	480.0	30.0	35.0

P24-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

1-1 kesitinin batı cephesinde, kazı destek yapısına 4 m uzaklıkta konut ve işyeri olarak kullanılan 9 katlı bir bina bulunmaktadır. Bu bina günümüzden 80 yıl önce inşa edilmiş ve uzun süre bakımsız kaldıktan sonra restore edilerek tekrar kullanılmaya başlanmıştır. Bu nedenle +14.6 kotunda bulunan bina temeli deplasmanlar açısından oldukça hassastır. Binanın karakteristik yükü 150 kPa olarak belirlenmiştir. Kesitin doğu cephesinde ise nispeten daha yakın bir tarihte ve günümüz mühendislik teknikleri ile betonarme karkas olarak inşa edilmiş 4 katlı bir bina bulunmaktadır. Bu bina da konut ve işyeri olarak kullanılmaktadır. Bu binadan aktarılan karakteristik yük 80 kPa mertebesindedir. Binanın temeli +14.6 kotundadır.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi ve Kazı Destek Sistemi Seçimi

Projedeki kazı destek yapısı geçici olarak inşa edilecektir. Kazıdan etkilenebilecek mesafede konut ve işyeri olarak kullanılan binalar bulunmaktadır. Özellikle kesitin batı cephesinde bulunan 9 katlı bina günümüzden 80 yıl önce inşa edilmesi nedeniyle deplasmanlar açısından oldukça hassastır. Bu nedenle kazı destek yapısında yatay destek elemanları kullanılarak deplasmanların sınırlandırılmasına karar verilmiştir. Hesap kesitindeki kazı destek yapısı, KDYY-Tablo 1.1’de tanımlanan esaslara göre Kategori-2 olarak sınıflandırılır.

Kazının yapılacağı parselin geometrisinden ve diğer imalatlarla etkileşimden kaynaklanan kısıtlı çalışma şartları nedeniyle düşey destek elemanların yapılacağı dönemde makineli imalat yapılmasına imkan olmadığı bildirilmiştir. Sahada ağırlıklı olarak ayrışmış-kırıklı kilaşı birimlerinin bulunması, sahada yeraltı suyu bulunmaması ve imalat sürecinde sahada çalışacak iş güvenliği ve kontrol ekibinin yetkinliği de göz önünde bulundurularak düşey destek elemanların kuyu perde yöntemi ile yapılmasına karar verilmiştir. Kazı nedeniyle oluşabilecek yatay deplasmanları ve deplasmanların çevre binalara etkilerini sınırlandırmak amacıyla kuyu perdenin yatayda 5.0 m aralıklarla tesis edilecek tek sıra çelik boru profiller ile desteklenmesine karar verilmiştir.

Deplasman Kriterleri

KDYY-2.12’de tanımlanan üst sınır deplasman kriterlerine göre içten destekli/yatay destekli sistemler için meydana gelecek yanal deplasmanlar $\delta h/H = \%2.5 - \%5.0$ ’i (kazı derinliğinin binde iki buçuğu ila binde beşi) değerleri arasında kalacak şekilde bir üst limit olarak kabul edilmektedir. Yanal deplasmanlar bu değerleri aşmayacak şekilde projelendirme yapılmalıdır.

Bu projede kazıdan etkilenecek mesafede eski bir yapı bulunması sebebiyle yanal deplasmanlar kazı derinliğinin yaklaşık binde bir buçuğu ($\%1.5 \approx 1.0$ cm) olan 1.0 cm ile sınırlandırılacaktır. Ayrıca, kazı nedeniyle komşu binaların temellerinde meydana gelebilecek dönme miktarının 1/1000’i aşmadığı kontrol edilecektir.

Yapısal Elemanlar İçin Tasarım Parametreleri

Yatay destek elemanı olarak kullanılmasına karar verilen çelik boru profilin geometrik ve malzeme özellikleri Tablo P24-2’de gösterilmiştir.

Tablo P24-2: Çelik boru profil geometrik ve malzeme özellikleri

Dış Çap (D)	Et Kalınlığı (t)	Serbest uzunluğu (L)	Yatay Aralık (s)	Karakteristik Akma Dayanımı	Elastisite Modülü	Atalet Yarıçapı(i)
400 mm	8 mm	15 m	5 m	275 MPa	200000 MPa	13.9 cm

Projede kullanılacak çelik destek elemanları duvar düzlemine dik olarak konumlandırılacaktır. Bu nedenle destek elemanı, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar-Bölüm 8 (ÇYTHYDE, 2016) esas alınarak, aksel basınç kuvveti etkisi altında tasarlanmıştır. Seçilen çelik boru profil ÇYTHYDE-Tablo 5.1A’da tanımlanan genişlik/kalınlık oranı sınır değerini aşmadığı için narin en kesit parçası içermeyen eleman olarak sınıflandırılmaktadır.

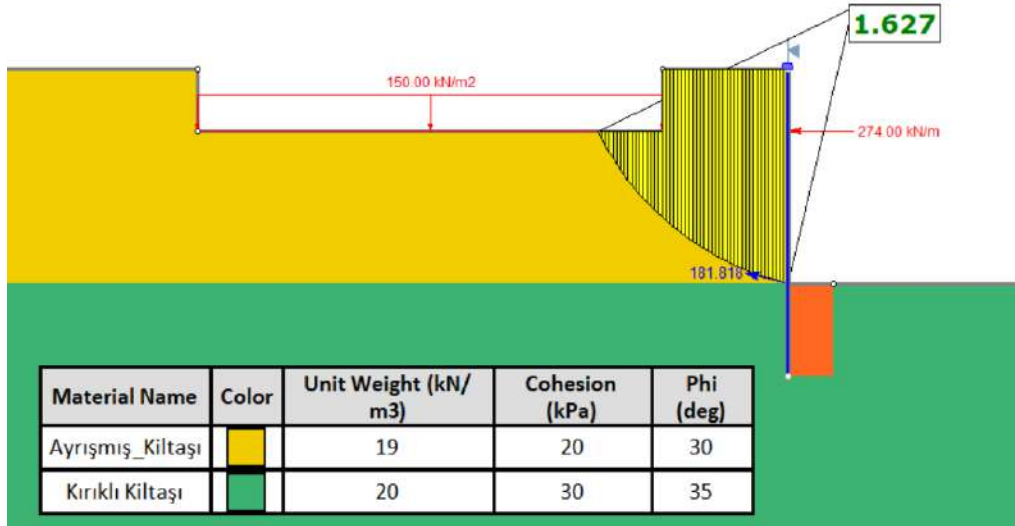
Narin olmayan en kesitli basınç elemanlarında karakteristik basınç kuvveti dayanımının hesabı P7 projesinde detaylı olarak anlatılmıştır. Projede kullanılacak çelik boru destek elemanının karakteristik basınç kuvveti dayanımı, P7 projesinde açıklanan bağıntılar yardımıyla 1369 kN olarak hesaplanmıştır.

Projede düşey destek elemanı 30 cm en kesitli kuyu perde duvarı inşa edilecektir. Kuyu perde duvarının kesme kuvveti dayanımı, TS500-Bölüm 8.1.4.’te betonarme kesitlerin kesme dayanımı için tanımlanan eşitlik ile yaklaşık 200 kN hesaplanmıştır.

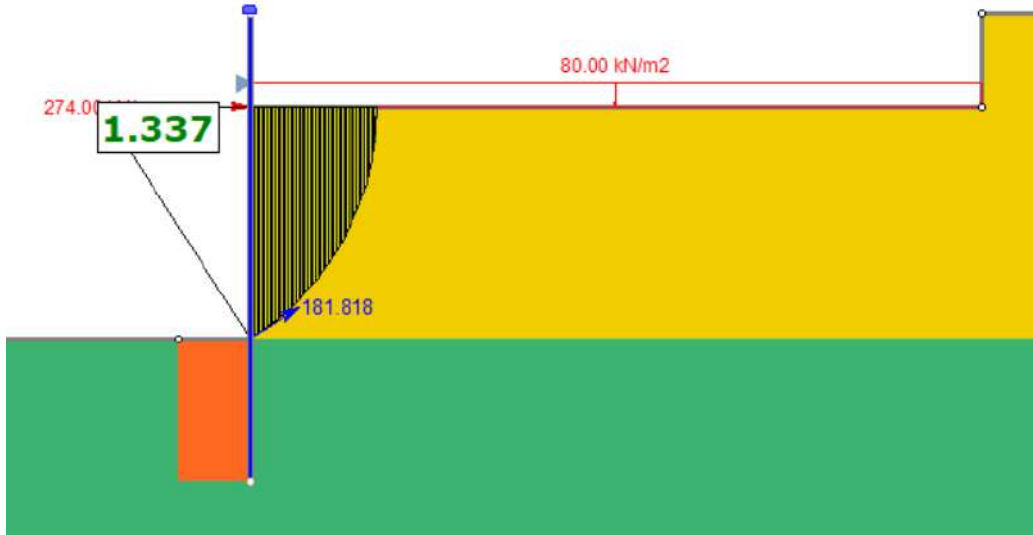
P24-4: Analizler

Projede inşa edilmek üzere ön tasarımı yapılan kazı destek yapısının kesiti Şekil P24-3’de gösterilmiştir. Ön tasarıma göre kuyu perdenin 3 metrelik gömülü bölgesinde taban kalınlığı 150 cm’dir. Serbest bölgesinde ise 30 cm kalınlığında perde duvar inşa edilmesi planlanmaktadır. Kuyu perde yapısı +14.6 kotunda yatayda 5.0 m aralıkla yerleştirilecek 2 adet çelik boru profil ile desteklenecektir.

Bu bölümde Şekil P24.3’te verilen tasarım kesitinin ULS ve SLS kontrolleri yapılarak kazı destek yapısının tasarım adımları açıklanmaktadır.



Şekil P24-4: LEM analizi ile batıdaki kazı destek yapısında en kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı



Şekil P24-5: LEM analizi ile batıdaki kazı destek yapısında en kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı

Aşama 3 - SLS Kontrolü (SLS-GEO)

SLS kontrolleri için gerilme-deformasyon analizleri, sonlu elemanlar yöntemi kullanan yazılımlar ile yapılmıştır. GDA yazılımı ile oluşturulan sonlu elemanlar modeli ve ağı 1-1 kesiti için Şekil P24-6'da verilmektedir, sonlu elemanlar ağı üçgen geometriye sahip elemanlardan oluşmaktadır.

Kazı aşamaları, bina temelini inşası, bina katları ve yatay desteğin kaldırılma aşaması dahil olmak üzere tüm gerekli inşaat aşamaları modele dahil edilmiştir. Nihai kazı kotunun ardından oluşabilecek ek kazıları hesaplara dahil etmek amacıyla KDYY-2.8.5.2'de tanımlanan "Plansız Kazı" da modellere dahil edilmiştir.

Sahada yeraltı suyu bulunmadığından tüm tasarımlar geoteknik arazi karakterizasyonunda tanımlanan drenajlı ve efektif zemin parametreleri ile yapılmıştır.

Analizlerdeki inşaat aşamaları aşağıda verilmiştir:

Aşama 1: Kuyu Perde İmalatı

Aşama 2: İlk kazı aşaması (3m)

Aşama 3: Birinci sıra içten destek elemanının bağlanması

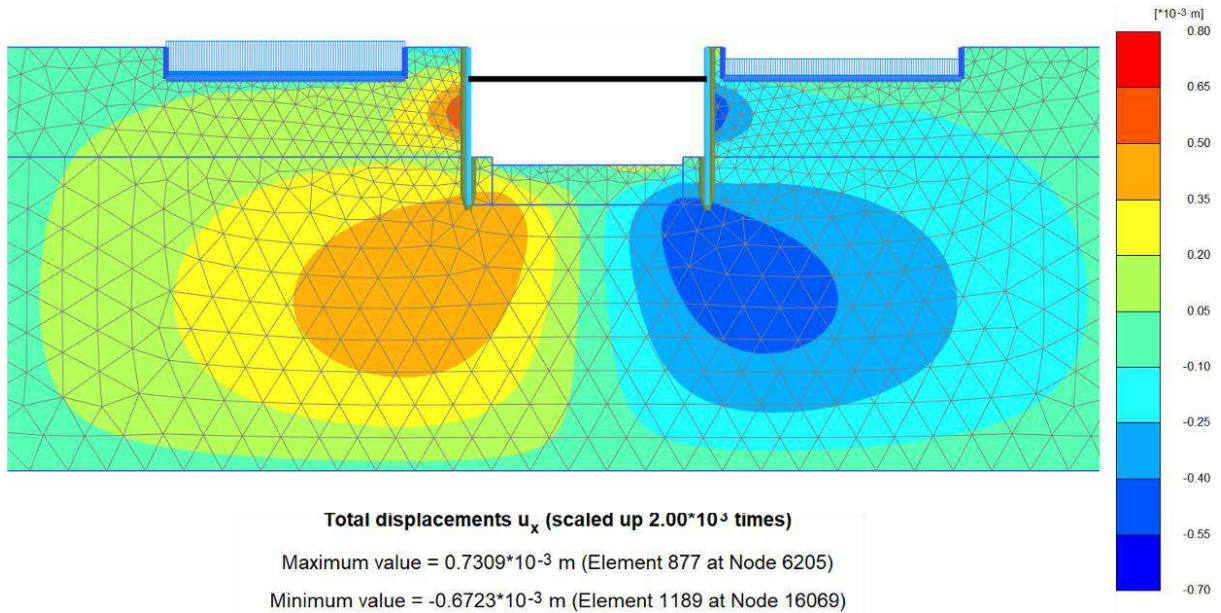
Aşama 4: İkinci kazı aşaması (3.9m – Nihai Kazı kotuna kadar)

Aşama 5: Plansız kazı aşaması (0.5m)

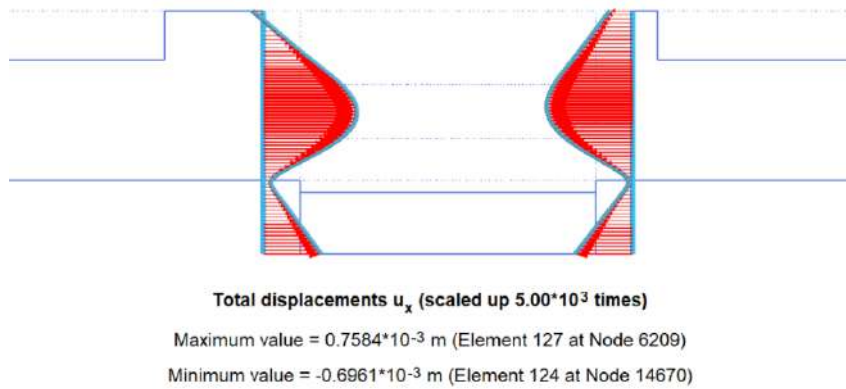
Aşama 6: Bina temeli ve ilk kat döşemesi imalatı

Aşama 7: İçten destek elemanının kaldırılması

Analiz edilen model ve analiz sonucunda model genelinde oluşan yatay deplasman profili Şekil P24-6'da gösterilmektedir. Model genelinde oluşan en büyük deplasman 0.73 mm mertebesindedir. Analizlere göre nihai durumda kuyu perdelerin yatay deplasmanı yaklaşık 1.0 mm civarındadır (Şekil P24-7). Bu değerin deplasman kriterleri bölümünde tanımlanan 1.0 cm değerini aşmadığı görülmektedir.

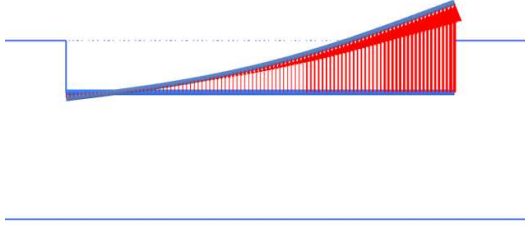


Şekil P24-6: Son kazı aşamasında model genelinde oluşan yanıl deplasmanlar

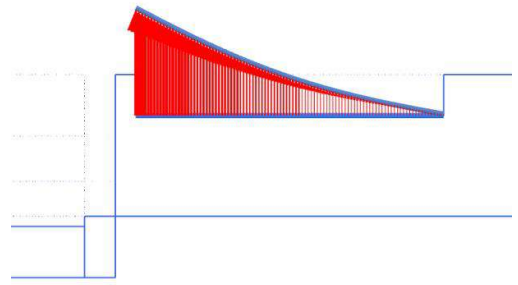


Şekil P24-7: Kuyu perde yapılarının yanıl deplasman profili

(a)

Total displacements u_y (scaled up $5.00 \cdot 10^3$ times)Maximum value = $0.6961 \cdot 10^{-3}$ m (Element 73 at Node 3421)Minimum value = $-0.04599 \cdot 10^{-3}$ m (Element 49 at Node 843)

(b)

Total displacements u_y (scaled up $5.00 \cdot 10^3$ times)Maximum value = $1.051 \cdot 10^{-3}$ m (Element 74 at Node 16499)Minimum value = $0.01622 \cdot 10^{-3}$ m (Element 98 at Node 17019)**Şekil P24-8:** a) Bina-2 temelinde düşey deplasmanlar b) Bina-1 temelinde düşey deplasman

Batı tarafında bulunan Bina-2'nin temelinde meydana gelen düşey deplasman farkı yaklaşık 0.6 mm hesaplanmıştır (Şekil P24-8a). Doğu tarafında bulunan Bina-1'in temelindeki düşey deplasman farkı ise yaklaşık 1.0 mm mertebesindedir. Bu değerler temel genişliğine oranlanırsa temelin dönme miktarı $1 \text{ mm}/15\text{m} = 1/15000$ olarak hesaplanır. Hesaplanan dönme değeri deplasman kriterleri bölümünde tanımlanan üst sınır dönme kriterini aşmamaktadır.

Aşama 4 - Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Bu projede çelik destek elemanlarının Kasım ayında monte edilmesi planlanmaktadır. Kazının yapılacağı bölgenin mevsim normallerine göre Kasım ayında ortalama sıcaklıklar 10°C civarındadır. Desteğin Temmuz ayında sökülmesi planlanmaktadır. Meteoroloji verileri kullanılarak Temmuz ayında bölgenin gördüğü en yüksek sıcaklık 40°C olarak belirlenmiştir. Buna göre çelik boruların kullanım ömrü boyunca oluşabilecek en büyük sıcaklık farkı 30°C 'dir. Destek elemanının ısı genleşme parametreleri Tablo P24-4'te görülmektedir. $Q_{k,temp}$ değeri KDYY-3.4.2.9'da önerilen eşitlik ile 354.67 kN olarak hesaplanmıştır.

Tablo P24-4: Yatay destek elemanının ısı genleşme parametreleri

α_t ($1/^\circ\text{C}$)	Δ_t ($^\circ\text{C}$)	E (MPa)	A (cm^2)	β	$Q_{k,temp}$ (kN)
$12 \cdot 10^{-6}$	30.0	200000	98.52	50%	354.67

$G_{k,GEO}$ değerini hesaplamak için kullanılan P_{SLS} değeri, Aşama 2'de SLS analizlerindeki en olumsuz inşaat aşamasında 150 kN olarak bulunmuştur. Bu değer SLS analizinden bulunduğu için, $G_{k,GEO}$ değeri her yük kombinasyonu için farklı değerler alacaktır.

$$LC1 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.4 * 150 * 1 = 210 \quad (\text{P24-1})$$

$$LC2 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.2 * 150 * 1 = 180 \quad (\text{P24-2})$$

$$LC3 \text{ için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{sd} = 1.0 * 150 * 1 = 150 \quad (\text{P24-3})$$

P_{ULS} değerini hesaplamak için SLS analizindeki yükleme koşulları ve malzeme parametreleri, KDYY Tablo 2.1'deki kısmi katsayılar ile revize edilerek ilave bir GDA analizi ile ULS durumuna ait boru kuvvetleri hesaplanmıştır. Buradan P_{ULS} değeri, en olumsuz inşaat aşamasında 200 kN olarak hesaplanmıştır. Bu durumda

$$G_{k,GEO} = P_{ULS} * \gamma_{sd} = 200 * 1 = 200 \text{ kN} \quad (\text{P24-4})$$

olarak bulunur. Yapılan hesaplamalar sonucunda $G_{k,GEO}$ değerinin LC1 yük kombinasyonu için SLS analizinde, LC2 ve LC3 yük kombinasyonları için ise ULS analizinde daha büyük bir değerde olduğu görülmektedir. Bu nedenle en olumsuz durumu temsil etmek amacıyla LC1 yük kombinasyonu için SLS analizi, LC2 ve LC3 için ise ULS analizi sonucu ile hesaplanan $G_{k,GEO}$ değeri kullanılacaktır.

Bu proje için yatay desteğin ağırlığı (G_k) 11.4 kN ve tesadüfi yük ($Q_{k,tesadüfi}$) 15 kN olarak hesaplanmıştır. Bulunan tüm etkiler kullanılarak hesaplanan yük kombinasyonları:

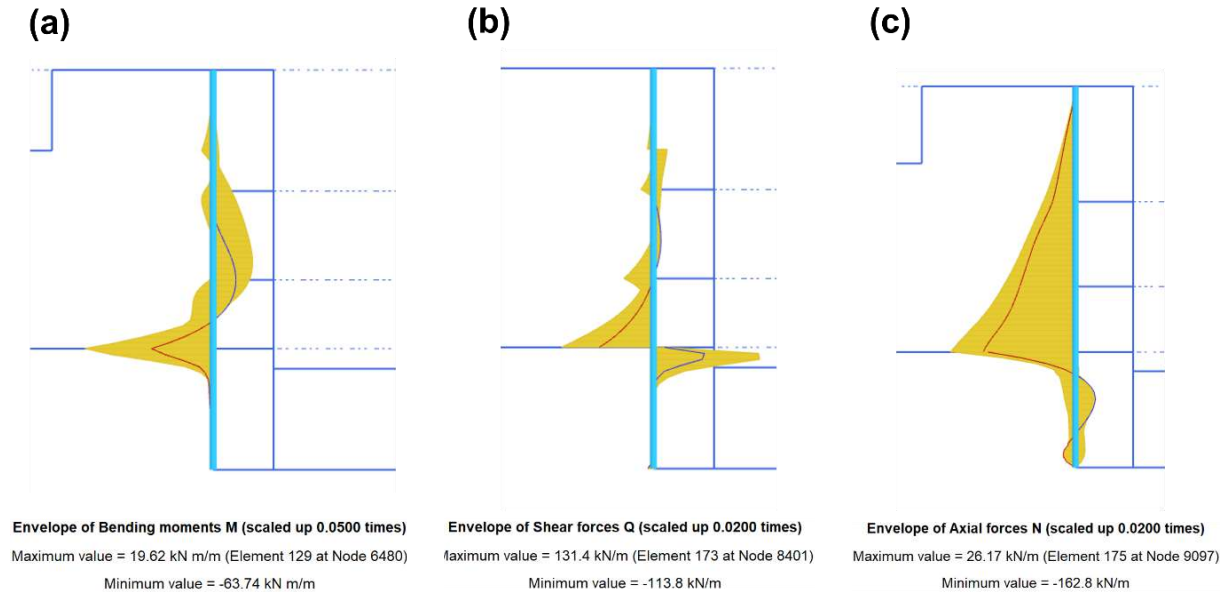
$$LC1 : 1.4 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.0 * Q_{k,temp} = 1.4 * 11.4 + 1.0 * 210 + 1.0 * 354.67 = 581 \text{ kN} \quad (\text{P24-5})$$

$$LC2 : 1.2 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.6 * Q_{k,temp} = 1.2 * 11.4 + 1.0 * 200 + 1.6 * 354.67 = 781 \text{ kN} \quad (\text{P24-6})$$

$$LC3 : 1.0 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 0.5 * Q_{k,temp} + 1.6 * Q_{k,tesadüfi} = 1.0 * 11.4 + 1.0 * 200 + 0.5 * 354.67 + 1.6 * 15 = 413 \text{ kN} \quad (\text{P24-7})$$

Kullanılan yatay destek elemanının burkulma dayanımı 1369 kN'dur. Hesaplanan yük kombinasyonlarının tümünün bu değerden daha düşük olduğu görülmektedir.

Kuyu perde yapılarının tasarımına esas kesit tesirleri belirlenirken Aşama 3'te yapılan SLS analizinde hesaplanan (N, Q, M) kesit tesirleri $\gamma_{G,dst} = 1.35$ ile çarpılarak artırılmalıdır. Doğu ve batı kuyu perde yapılarında SLS analizi sonucunda hesaplanan kesit tesirleri Şekil P24-9 ve Şekil P24-10'da gösterilmiştir.



Şekil P24-9: Batı tarafındaki kuyu perdede SLS analizi sonucunda hesaplanan kesit tesirleri a) Moment diyagramı b) Kesme kuvveti diyagramı c) Normal kuvvet diyagramı zarfları

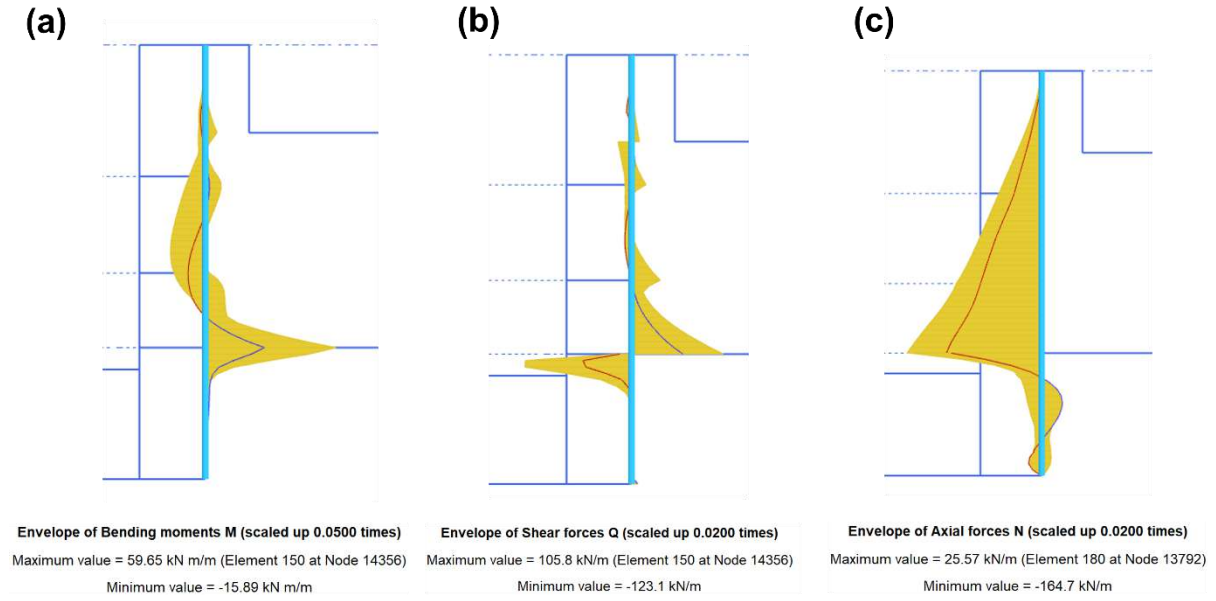
Buna göre batı tarafındaki kuyu perde yapısında tasarım momenti;

$$Md = 63.74 \text{ kNm/m} \times 1.35 = 86.05 \text{ kNm/m} \quad (\text{P24-8})$$

tasarım kesme kuvveti;

$$Td = 131.4 \text{ kN/m} \times 1.35 = 177.4 \text{ kN/m} \quad (\text{P24-9})$$

olarak hesaplanır.



Şekil P24-10: Doğu tarafındaki kuyu perdede SLS analizi sonucunda hesaplanan kesit tesirleri
a) Moment diyagramı b) Kesme kuvveti diyagramı c) Normal kuvvet diyagramı zarfları

Doğu tarafındaki kuyu perde yapısında tasarım momenti;

$$Md = 59.65 \text{ kNm/m} \times 1.35 = 80.52 \text{ kNm/m} \quad (\text{P24-10})$$

tasarım kesme kuvveti;

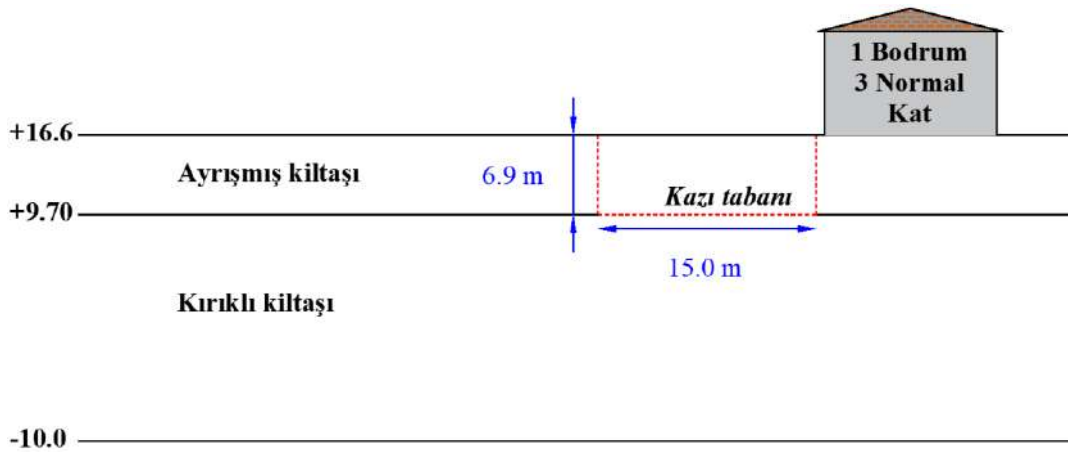
$$Td = 123.1 \text{ kN/m} \times 1.35 = 166.19 \text{ kN/m} \quad (\text{P24-11})$$

olarak hesaplanır.

P25 - MİNİ KAZIKLI VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI

P25-1. Projenin Tanıtımı

Bu proje kapsamında yapılan tasarım sürecinde P24 projesinde kesit 2-2 olarak tanımlanan cephenin öngermeli ankraj ve mini kazık elemanlarla çözümü incelenmektedir. Sahanın plan görünümü bir önceki projede Şekil P24-1’de verilmiştir. Buna göre sahada 6.9 m derinliğindeki bir kazı için kazı destek tasarımı yapılmaktadır. Sahada yeraltı suyu yoktur. Proje sahası ve çevresindeki güncel kotlar +16.6 ~ +17.0 arasında değişmektedir. Sahaya ait zemin profili ve kazı derinliği Şekil P25-1’de verilmektedir.



Şekil P25-1: Zemin profili ve kazı ile çevre yapıların konumlandırılması

P25-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

P25 projesi kapsamında yapılan hesaplamalarda P24 no.lu projede bölüm P24-2’de seçilen zemin parametreleri kullanılmıştır. Bu doğrultuda, analizlerde kullanılan zemin tasarım parametreleri Tablo P25-1’de verilmiştir.

Tablo P25-1: Kaya birimler için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	k (m/s)	p _{ref} (kPa)	G _{o,ref} (MPa)	Etkatif Gerilme			
					p _{ref} (kPa)	E’ _{50,ref} (MPa)	c’ (kPa)	ϕ' (°)
Ayrışmış kıltaşı	19.0	0.3E-9	100	429.0	100	229.0	20.0	30.0
Kırıklı Kıltaşı	20.0	0.3E-9	100	802.0	100	481.0	30.0	35.0

P25-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kazı destek yapısının bitişiğinde bir bina mevcuttur. Binadan aktarılan karakteristik yük 150 kPa olarak belirlenmiştir.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi

Bu projedeki hesap kesitindeki kazı destek yapısı; (i) geçici bir yapıdır, (ii) Yatay mesafede bir binayı etkileyebilecektir, (iii) Yatay destek elemanı içermektedir. Bütün bu sebeplerle, tasarıma esas kazı destek yapısı KDYY-Tablo 1.1.'de tanımlanan esaslara göre Kazı Kategorisi 2 olarak sınıflandırılır.

Kazı Destek Sistemi Seçimi

Kazı destek yapısı aşağıdaki esaslara göre belirlenmiştir.

- Kazının derinliği ($H=6.9$ m)
- Sahada yeraltı suyu bulunmaması
- Kuyu perde veya betonarme perdeye göre daha az riskli olması

nedeniyle mini kazıklı ve ankrajlı bir iksa sisteminin uygun olacağı görüşüne ulaşılmıştır.

Deplasman Kriterleri

Bu projede dikkate alınan deplasman kriterleri;

- Kazı nedeniyle komşu yapılarda meydana gelebilecek dönme miktarı statik yükleme durumunda $1/500$ değerini aşmamalıdır.
- Projede iksa kazıklarında deplasmanların $\delta h=0.001H$ değerini geçmemesi hedeflenmiştir. Bu doğrultuda kazı derinliği 6.9 m olduğu için yatay iksa deplasmanları için üst sınır $\delta h=0.69$ cm üst sınır olacaktır.

Deprem Etkisi

Projede kazı destek yapısı geçici ve kazı derinliği $H<15$ m olduğu için KDYY-Tablo 2.6'ya göre deprem etkisi dikkate alınmamıştır.

Halat Kapasitesi

0.6 inçlik (15.2 mm çapında) yedi örgülü tek bir öngermeli halatın (Y1860S7-15,2) karakteristik çekme dayanımı $P_{t,k} = 260$ kN'dur (*prEN 10138-3 veya BS 5896:2012*). Ankraj demetini oluşturan tek bir halat üzerindeki P_0 öngörme yükü, $P_{t,k}$ karakteristik çekme dayanımının % 60'ından fazla olamaz (Bağıntı P5-1).

Kök Kapasitesi

Ankraj kök bölgesinde oluşması beklenen ankraj nihai çeper sürtünmesi,

- Ayırışmış kilaşı zemin için KDYY-Tablo 3.3. esas alınarak $\tau_f = 750$ kPa ve
- Kırıklı kilaşı zemin için KDYY-Tablo 3.3. esas alarak $\tau_f = 1200$ kPa

olarak seçilmiştir. Bu projede güvenlik sayısı $\xi=2.5$ olarak alınarak karakteristik değerler hesaplanmıştır (KDYY-3.2.2.3.e). Ankraj delgi çapı $D = 13$ cm ve kök boyu $L_{tb} = 8$ m olan bir ankrajın kök boyunca "ankraj kökü nihai, karakteristik ve tasarım taşıma kapasitesi" değerleri P4-2, P4-3 ve P4-4 bağıntılarına göre hesaplanmıştır.

Ayırışmış kilaşı tabakası için; $T_f = 2450$ kN, $T_k = 980$ kN, $T_d = 891$ kN

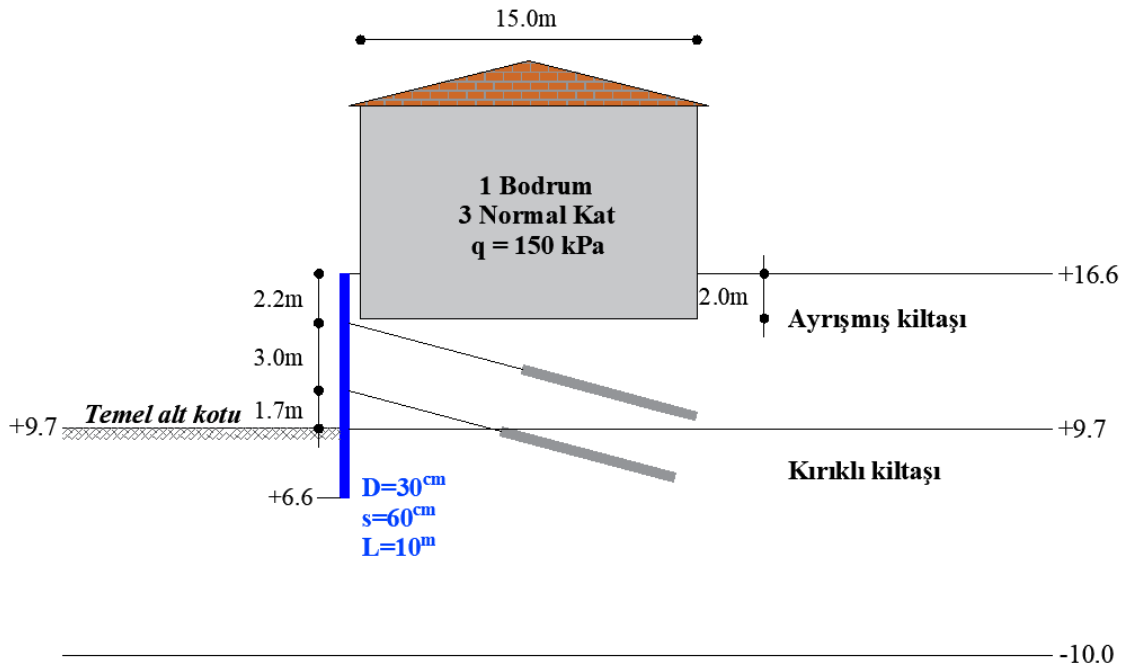
Kırıklı kilaşı tabakası için $T_f = 3921$ kN, $T_k = 1568$ kN, $T_d = 1426$ kN

P25-4. Analizler

Yapılan çalışmalar sonucunda yapısal elemanlara ait ön boyutlandırma aşağıdaki gibi planlanmıştır.

- Düşey destek eleman çapının $D=30$ cm ve merkezden merkeze mesafesinin $s=60$ cm olması.
- Kazık soket boyunun 3.1 m olarak seçilmesi.
- Hesap kesitinde iki sıra öngermeli ankraj kullanılması.

Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti Şekil P25-2’de verilmiştir.



Şekil P25-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti

Çalışma sahasında yeraltı suyu bulunmadığından, iki sıra öngermeli zemin ankrajı ile desteklenmiş 30 cm çapında aralıklı mini kazıklı iksa sistemi tasarlanmıştır. Kazıklar 10 m uzunluğunda olup merkezden merkeze 60 cm mesafeyle imal edilecektir. Kazı derinliği 6.9 m olup, plansız kazı aşaması da göz önüne alınmıştır. Ankrajlar düşeyde 3.0 metre, yatayda ise 2.4 m aralıklar ile tasarlanmıştır.

Sahada yeraltı suyu olmadığı için kazı destek sisteminin tasarımı sadece drenajlı durum için yapılmıştır. Nihai ve servis limit durumları için yapılacak analizler ile hem geoteknik hem de yapısal elemanlar bakımından gerekli şartların sağlandığı gösterilmiştir.

Parametreler

Analizlerde ayırışmış kilaşı ve kırıklı kilaşı tabakaları için Mohr-Coulomb bünye modeli seçilmiştir. Bünye modeline ait tasarım parametreleri Tablo P25-1’deki gibi kullanılmıştır.

Sayısal analizlerde yapısal elemanlar doğrusal elastik olarak tanımlanmıştır. Yapısal elemanlar Tablo P25-2’de verilen parametreler kullanılarak modellenmiştir.

Tablo P25-2: Sayısal analizde yapısal elemanların girdi parametreleri

Parametre	Mini Kazık D=0.3m; s=0.6m	3*0.6'' ankraj halatı s _h =2.4m	Klasik ankraj kökü, D=0.13m
EA (kN/m)	3.9E6	84E3	55.3E3
EI (kN/m ² /m)	21.9E3	-	-
w (kN/m/m)	0.71	-	-
v	0.2	-	-

Aşama 1 - LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

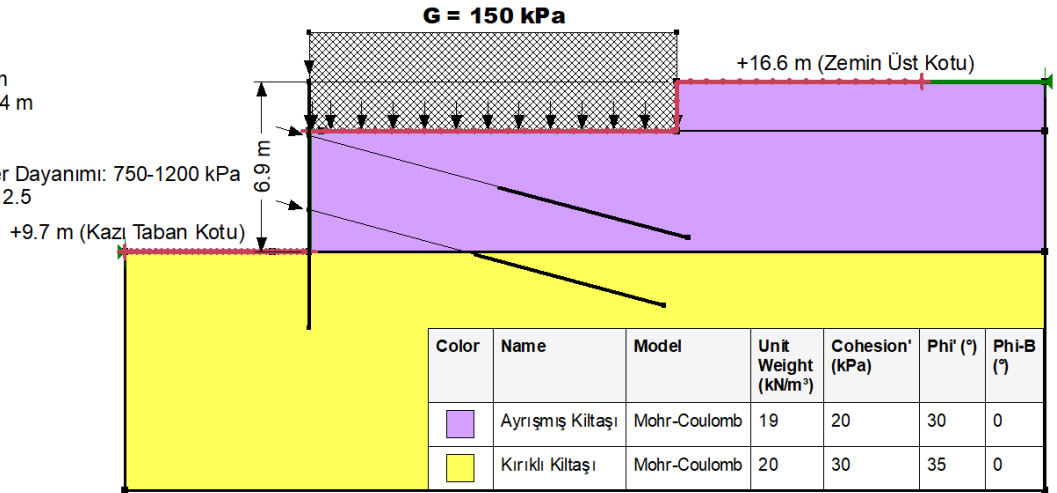
Bu aşamada, KDYY-Tablo 2.1’de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak yapılacak göçme sınır durumu hesabı sonucunda elde edilen güvenlik sayıları incelenerek $GS \geq 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmelidir. Projenin ön tasarımında 3.0 m aralıklar ile yerleştirilecek iki sıra 3*0.6" halatlı ankraj kullanılmasına karar verilmiş ve ankrajların boyları sırasıyla 16.0 ve 15.0 m olarak seçilmiştir. Ankrajlar arası yatay mesafe cephe boyunca s_h=2.4 m aralıkla uygulanmıştır. Ankrajların kök boyu L_{tb}=8.0 m ve ankraj delgisine ait shaft çapı D=13 cm olarak alınmıştır.

Kazıkların maksimum kesme kuvveti, V_c=49 kN olarak alınmıştır. Problem iki boyutlu (2D) olarak modellenmiş ve yapılan modellemeye ait ekran görüntüsü, zemin ve ankraj özellikleri Şekil P25-3’te gösterilmiştir.

ANKRAJ ÖZELLİKLERİ

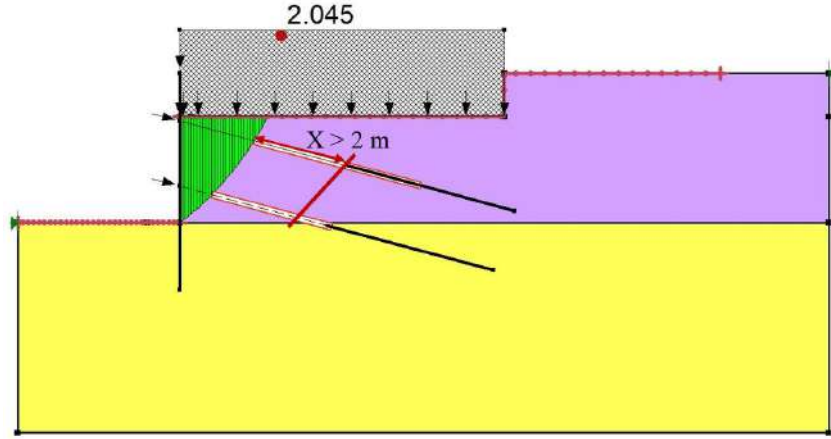
Ankraj 1: 16 m
Ankraj 2: 15 m
Doğrultu: 165 °
Kök Boyu: 8 m
Kök Çapı: 0.13 m
Ankraj Aralığı: 2.4 m

KÖK DİRENCİ
Nihai Birim Çeper Dayanımı: 750-1200 kPa
Güvenlik Sayısı: 2.5

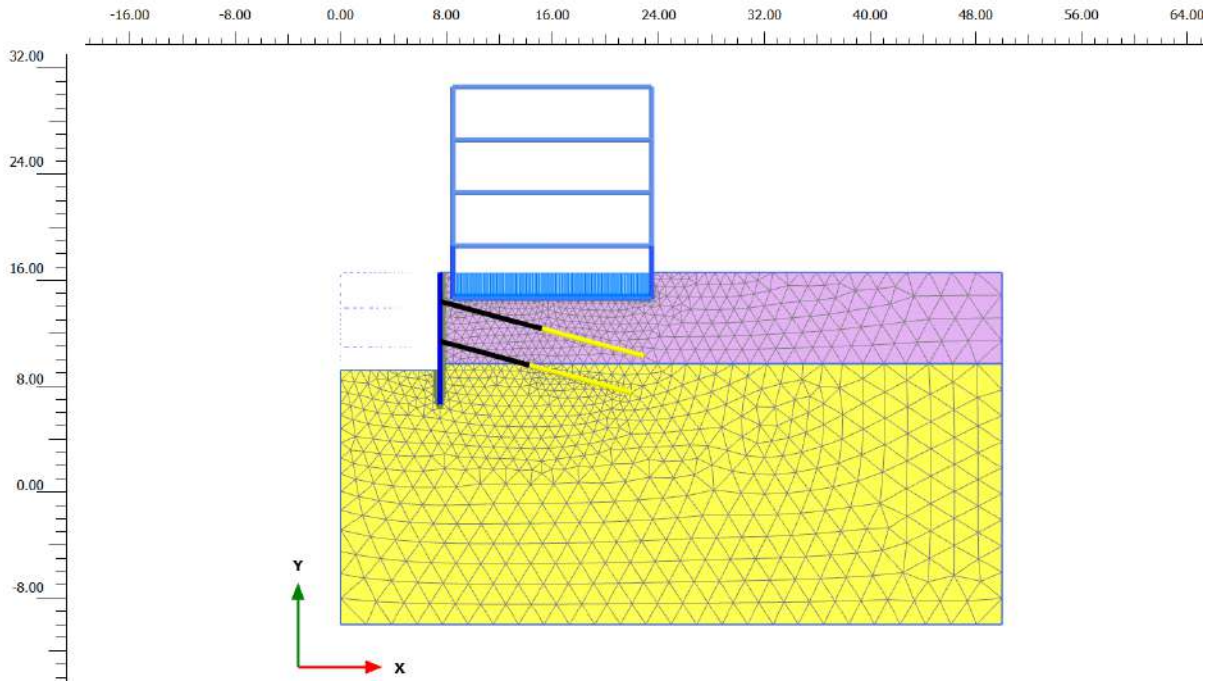


Şekil P25-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım

Şekil P25-3’te verilen “ön tasarıma” ait en düşük güvenlik sayısına sahip olası göçme yüzeyi Şekil P25-4’te verilmiştir. Güvenlik sayısı 2.045 olarak hesaplanmış olup Aşama 1 için gerekli olan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır. Şekilde görüldüğü üzere serbest uzunluk KDYY’deki ilgili maddeye uyularak X=2 m kadar uzatılmıştır.



Şekil P25-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı



Şekil P25-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı

Aşama 2 - SLS Kontrolü (SLS-GEO)

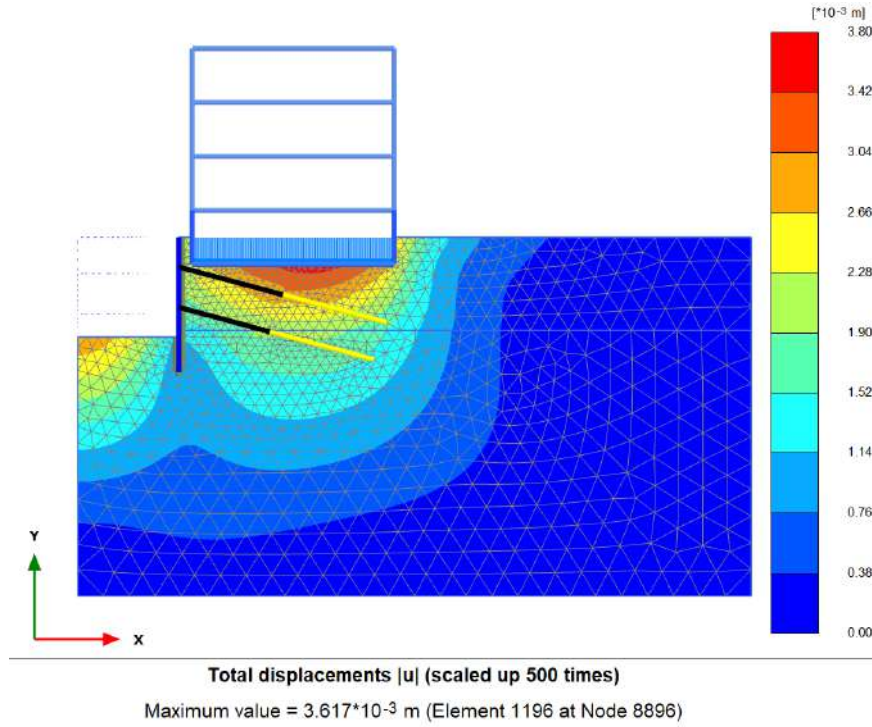
SLS hesapları sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılmıştır. Sayısal modelde tüm imalat aşamaları aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

- Aşama 1: Yüklerin tanımlanması
- Aşama 2: Mini kazık imalatı
- Aşama 3: Kazı 1
- Aşama 4: Ankraj 1
- Aşama 5: Kazı 2
- Aşama 6: Ankraj 2
- Aşama 7: Nihai kazı + plansız kazı

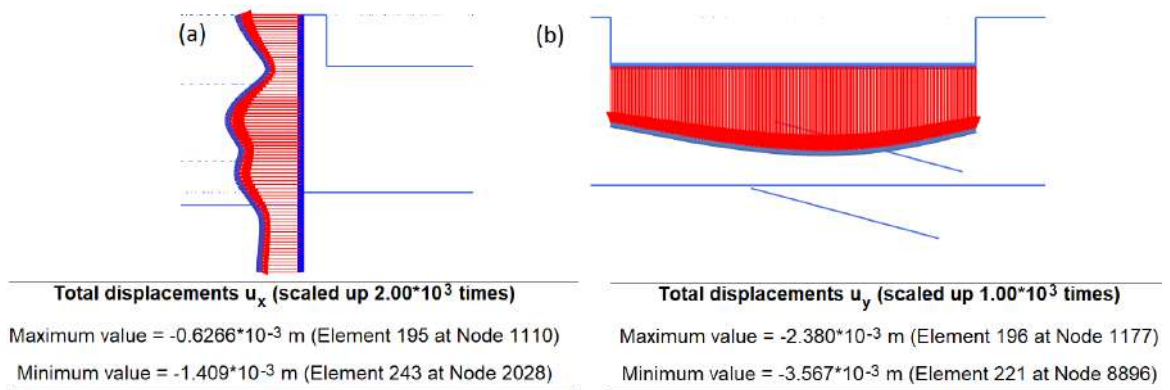
Hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağına ait ekran görüntüsü Şekil P25-5’te verilmiştir. P25-3 başlığı altında tanımlanan ankraj kök karakteristik kapasitesi ayrıışmış kıltaşı zeminde $T_k = 980$ kN ve kırıklı kıltaşı zeminde $T_k = 1568$ olarak hesaplandığı için sayısal modelde kullanılacak $F_{\text{prestress}}$ değeri sınır değerden daha düşük olmalıdır. Bu nedenle aşağıdaki değerler seçilmiştir.

- İlk sıra ankraj ayrıışmış kıltaşı tabakasında kaldığı için $F_{\text{prestress}}=400$ kN
- İkinci sıra ankraj kırıklı kıltaşı tabakasında kaldığı için $F_{\text{prestress}}=400$ kN

Analizler sonucunda model genelinde oluşan deplasmanlar Şekil P25-6’da verilmiştir. İksada oluşan yatay deplasmanlar yaklaşık $\delta h \approx 0.14$ cm mertebesinde (Şekil P25-7.a). $\delta h = 0.14 \text{ cm} < 0.001H = 0.001 * 690 = 0.69 \text{ cm}$ olduğundan deplasman kriteri olarak seçilen $\delta h=0.001H$ limit değeri aşılmadığı görülmüştür. Radye temelin köşesinde ortasında iksa nedeniyle oluşan oturma değerleri 2.4 mm ve 3.6 mm’dir. 15.0 m genişliğindeki temel sisteminde açısız dönme değeri 1/6250 olarak hesaplanmıştır ve 1/500 limit değeri aşılmadığı görülmüştür (Şekil P25-7.b).



Şekil P25-6: Kazı nedeniyle plansız kazı aşamasında (Aşama 7) sistemde oluşan toplam deplasmanlar



Şekil P25-7: İksa sisteminde oluşan deplasmanlar (a) kazıklardaki deplasmanlar (b) komşu binanın temelindeki deplasmanlar

Aşama 3 - Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS- STR)

Bu aşamada yapısal elemanlar için kontroller yapılacaktır. Yapısal tasarım kontrolleri;

- Halat taşıma kapasitesinin kontrolünü,
- Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılmasını,
- Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığında hesaplanan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerini,

içermektedir.

İlk olarak halatlar üzerinde oluşan kuvvetler SLS modeli üzerinden kontrol edilmiştir. Birinci ve ikinci sıra ankrajlar üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 402 kN ve 404 kN olarak hesaplanmıştır (Tablo P25-3).

Tablo P25-3: Plansız kazı aşamasında, ankrajlarda oluşan yükler

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	1325	1	7.500	14.400	401.412	0.000	402.497
NodeToNodeAnchor_3_1	3149	1	7.500	11.400	403.660	0.000	403.660

Bir sonraki aşamada, SLS analizlerinden elde edilen ankraj kuvvetleri 1.35 ile çarpılarak öngermeli üç halatın karakteristik çekme dayanımı ile karşılaştırılmıştır (Tablo P25-4). Ankraj halatlarına gelen kuvvetlerin üç halat seçilmesi durumunda $3 * P_{t,k} = 3 * 260 = 780 kN$ 'dan küçük olması nedeniyle ankrajlarda üç halat kullanılmasına karar verilmiştir.

Tablo P25-4: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü

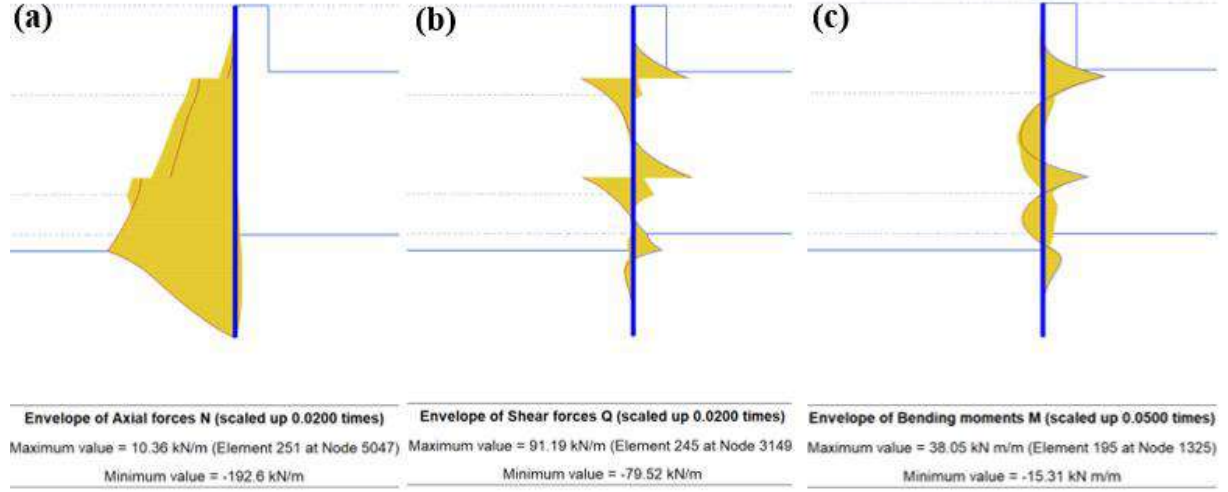
Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (SLS) * Kısmi katsayı < $3 * P_{t,k}$			
	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (kN)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj halat kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	402	1.35	543 < 780
2. sıra ankraj	404	1.35	545 < 780

Bir sonraki aşamada ise her sıradaki ankraj köküne gelen kuvvetler bulunmuştur. Birinci ve ikinci sıra ankraj kökleri üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 95 kN/m ve 95 kN/m olarak hesaplanmıştır. Tablo 25-5'te her bir ankraj sırası için hesaplanmış olan ankraj kökü kuvvetleri, ankraj kökü karakteristik taşıma kapasitesi ile karşılaştırılarak küçük olduğu gösterilmiştir.

Tablo P25-5: Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması

Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (SLS) * Yatay ankraj aralığı * Kısmi katsayı < T_k				
	Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (kN/m)	Yatay ankraj aralığı, s_h (m)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj kök kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	95	2.4	1.35	308 < 980
2. sıra ankraj	95	2.4	1.35	308 < 1568

Şekil P25-8’de Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda iksa kazığı için bulunan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri verilmiştir. Kazık aralıkları ve kısmi katsayılar kullanılarak hesaplanan kesit tesirleri Tablo P25-6’da gösterilmiştir.



Şekil P25-8: Plansız kazı aşamasında, iksa kazığında hesaplanan
(a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti zarfı

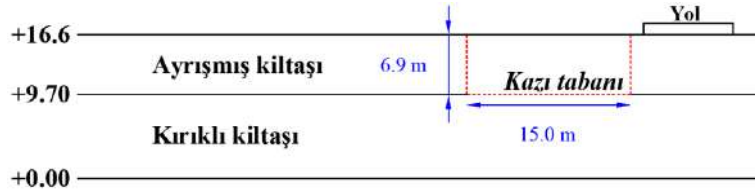
Tablo P25-6: SLS kontrolü sonucunda kazıkta hesaplanan kesit tesirleri

Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kazık aralığı * Kısmi katsayı = Tasarım kesit tesiri				
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kazık aralığı (m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	193	0.6	1.35	156
Kesme kuvveti (kN)	91	0.6	1.35	74
Eğilme momenti (kNm)	38	0.6	1.35	31

P26 - BETONARME PERDELİ VE ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPISI

P26-1. Projenin Tanıtımı

Bu proje kapsamında P24 projesinde ankrajların kullanılacağı sistemlerde düşey yapısal elemanların betonarme perde olma durumu ele alınmıştır. Sahanın plan görünümü bir önceki projede Şekil P24-1’de verilmiş olup bu projede 3-3 kesiti ele alınmıştır. Buna göre sahada 6.9 m derinliğindeki bir kazı için kazı destek yapısı tasarımı yapılmaktadır. Sahada yeraltı suyu yoktur. Proje sahası ve çevresindeki güncel kotlar +16.6 ~ +17.0 arasında değişmektedir. Sahaya ait zemin profili ve kazı derinliği Şekil P25-1’de görüldüğü gibidir.



Şekil P26-1: Zemin profili ve kazı ile çevre yapıların konumlandırılması

P26-2. Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Bu proje kapsamında yapılan hesaplamalarda P24 ve P25 projelerinde seçilen zemin parametreleri kullanılmıştır. Bu doğrultuda, analizlerde kullanılan zemin tasarım parametreleri Tablo P26-1’de verilmiştir.

Tablo P26-1: Kaya birimler için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	k (m/s)	p_{ref} (kPa)	$G_{o,ref}$ (MPa)	Efektif Gerilme			
					p_{ref} (kPa)	$E'_{50,ref}$ (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Ayrışmış kıltaşı	19.0	0.3E-9	100	429.0	100	229.0	20.0	30.0
Kırıklı Kıltaşı	20.0	0.3E-9	100	802.0	100	481.0	30.0	35.0

P26-3. Proje Kabulleri ve Tasarım Esasları

Çevre Yapıların Durumu ve Kazı Destek Yapısı ile Etkileşimleri

Kazı çukurundan etkilenebilecek yakınlıkta bir bina yoktur. Bununla birlikte, kazı destek yapısına 1.5 m uzaklıkta 10 m genişliğinde bir yol bulunmaktadır. Trafikten kaynaklı yoldan aktarılan karakteristik yük 15 kPa olarak alınmıştır.

Kazı Kategorisinin Belirlenmesi ve Sistem Seçimi

Tasarıma esas kazı destek yapısı geçici bir yapı olması ve yatay destek elemanı kullanılması sebebiyle KDYY-Tablo 1.1.’de tanımlanan esaslara göre Kazı Kategorisi 2 olarak sınıflandırılır. Arazide kıltaşının varlığı kısa süreli desteksiz kaz yapılmasına müsaade edecektir. Bu doğrultuda kazı destek yapısı seçiminin betonarme perde kullanılması uygun görülmüştür. Yatay destek elemanı olarak da

ankraj kullanılacaktır. Betonarme perde anolar halinde inşa edilecektir. Bir cephe tamamen kazılmayacak ve ihtiyaç olması halinde anolar atlayarak teşkil edilecektir.

Deplasman Kriterleri

Perdede meydana gelecek yatay deplasmanlar için $\delta h = 0.001H$ değeri üst limit olarak alınmıştır. Kazı derinliği 6.9 m olduğu için yatay iksa deplasmanları için $\delta h = 0.69$ cm üst sınır değer olarak kabul edilmiştir.

Deprem Etkisi

Projede kazı destek yapısı geçici ve kazı derinliği $H < 15$ m olduğu için KDYY-Tablo 2.6'ya istinaden deprem etkisi dikkate alınmamıştır.

Halat Kapasitesi

0.6 inçlik (15.2 mm çapında) yedi örgülü tek bir öngermeli halatın (Y1860S7-15,2) karakteristik çekme dayanımı $P_{t,k} = 260$ kN'dur (*prEN 10138-3 veya BS 5896:2012*). Ankraj demetini oluşturan tek bir halat üzerindeki P_0 öngerme yükü, $P_{t,k}$ karakteristik çekme dayanımının % 60'ından fazla olamaz. Böylelikle, P_0 değerinin aşağıdaki bağıntı dikkate alınarak 150 kN/m²'den küçük olması gerektiği görülebilir (Bağıntı P5-1).

Kök Kapasitesi

Ankraj kök bölgesinde oluşması beklenen ankraj nihai çeper sürtünmesi,

- Ayrışmış kiltası zemin için KDYY-Tablo 3.3. esas alınarak $\tau_f = 750$ kPa ve
- Kırıklı kiltası zemin için KDYY-Tablo 3.3. esas alarak ise $\tau_f = 1200$ kPa

olarak seçilmiştir. Bu projede güvenlik sayısı $\xi = 2.5$ olarak alınarak karakteristik değerler hesaplanmıştır (KDYY-3.2.2.3.e). Ankraj delgi çapı $D = 13$ cm ve kök boyu $L_{tb} = 8$ m olan bir ankrajın kök boyunca “ankraj kökü nihai, karakteristik ve tasarım taşıma kapasitesi” değerleri P4-2, P4-3 ve P4-4 bağıntılarına göre hesaplanmıştır.

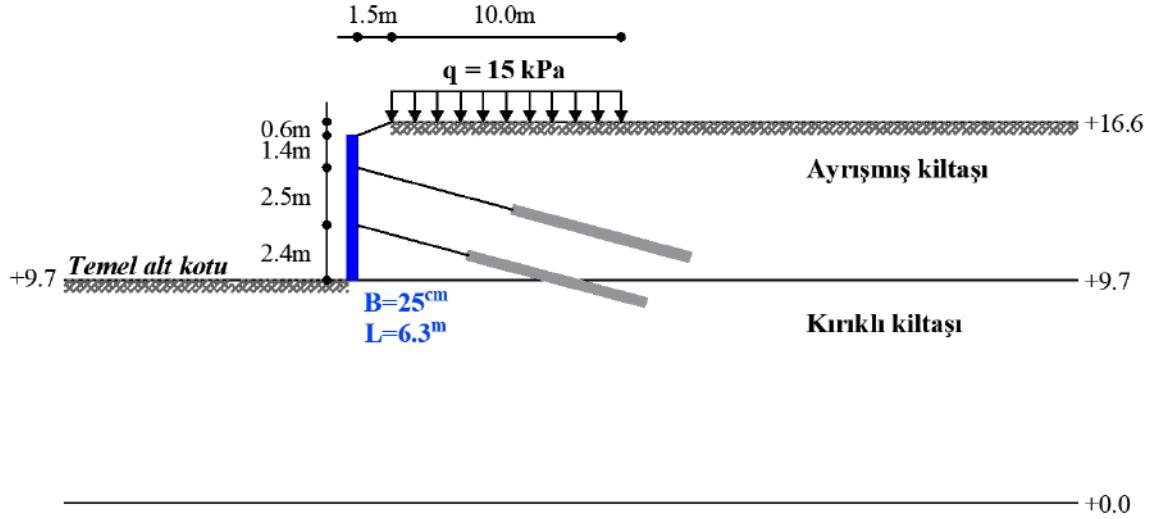
- Ayrışmış kiltası tabakası için; $T_f = 2450$ kN, $T_k = 980$ kN, $T_d = 891$ kN
- Kırıklı kiltası tabakası için $T_f = 3921$ kN, $T_k = 1568$ kN, $T_d = 1426$ kN

P26-4. Analizler

Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti Şekil P26-2'de verilmiştir. Yapılan ön değerlendirme çalışmaları sonucunda yapısal elemanlara ait ön boyutlandırma aşağıdaki gibi planlanmıştır.

- Betonarme perde genişliğinin $B = 25$ cm olması.
- Hesap kesitinde iki sıra öngermeli ankraj kullanılması.

Kazı destek yapısı iki sıra öngermeli zemin ankrajı ile desteklenmiş 25 cm kalınlığında ve 6.3 m boyunda betonarme perde olarak tasarlanmıştır. Kazı derinliği 6.9 m olup plansız kazı aşaması dahil tüm kazı aşamaları göz önüne alınmıştır. Ankrajlar düşeyde ve yatayda 2.5 m aralıklar ile tasarlanmıştır.



Şekil P26-2: Tasarıma esas kazı destek sisteminin kesiti

Sahada yeraltı suyu olmadığı için kazı destek sisteminin tasarımı sadece drenajlı durum için yapılmıştır. Nihai ve servis limit durumları için yapılacak analizler ile geoteknik ve yapısal elemanlar bakımından gerekli şartların sağlandığı gösterilmiştir.

Parametreler

Analizlerde tüm zemin tabakaları için Mohr-Coulomb bünye modeli seçilmiştir. Bünye modeline ait tasarım parametreleri Tablo P26-1'deki gibi seçilmiştir. Sayısal analizlerde yapısal elemanlar doğrusal elastik olarak tanımlanmıştır. Yapısal elemanlar Tablo P26-2'de verilen parametreler kullanılarak modellenmiştir.

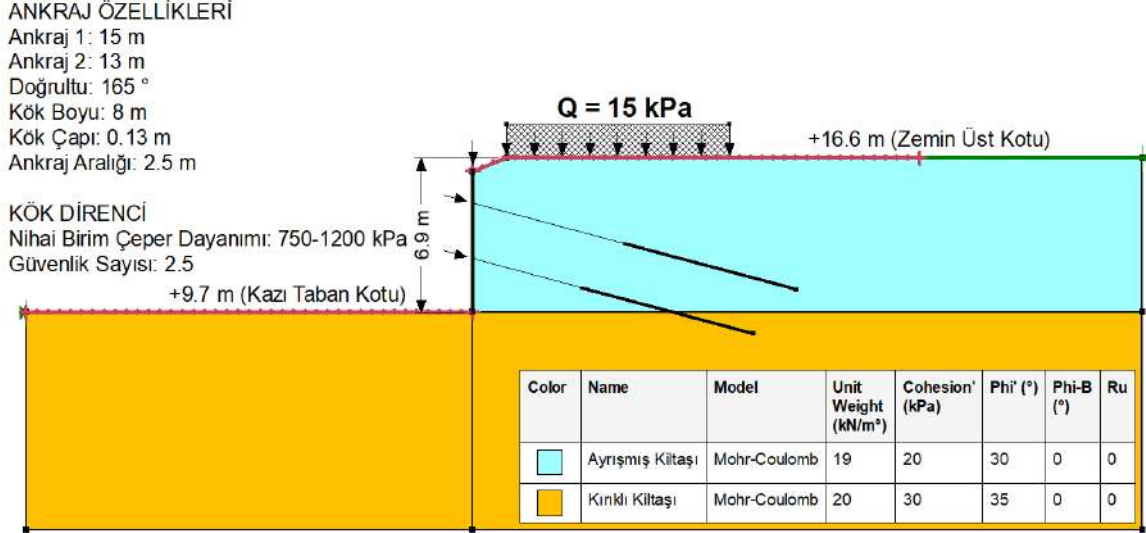
Tablo P26-2: Sayısal analiz için yapısal elemanların girdi parametreleri

Parametre	Betonarme Perde B=0.25m	3*0.6" ankraj halatı s _h =2.5m	Klasik ankraj kökü, D=0.13m
EA (kN/m)	8.3E6	84.0E3	53.1E3
EI (kN/m ² /m)	43.0E3	-	-
w (kN/m/m)	6.0	-	-
v	0.2	-	-

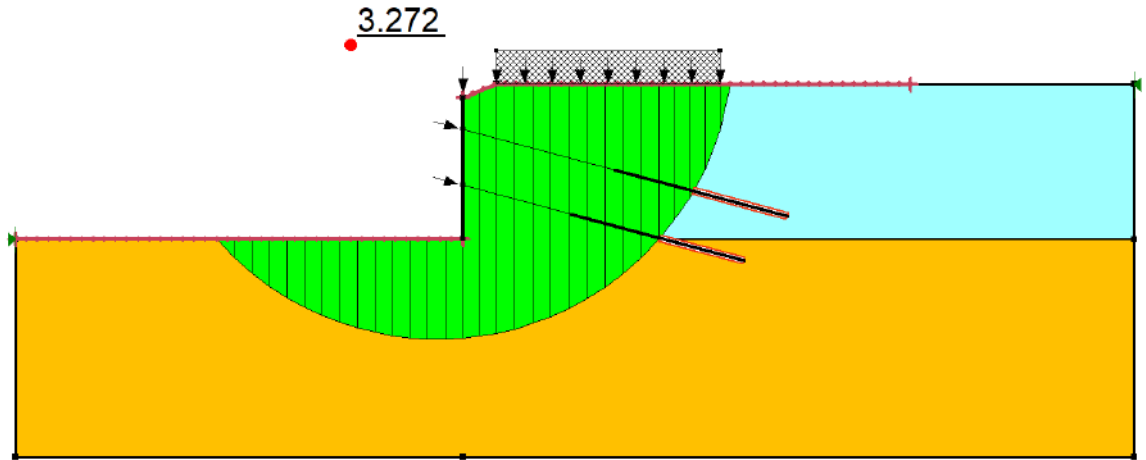
Aşama 1- LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

Bu aşamada, KDYY-Tablo 2.1'de tanımlanan kısmi katsayılar kullanılarak yapılacak göçme sınır durumu hesabı sonucunda elde edilen güvenlik sayıları incelenerek $GS \geq 1.0$ şartının sağlandığı kontrol edilmelidir. Projenin ön tasarımında 2.5 m aralıklar ile yerleştirilecek iki sıra 3*0.6" halatlı ankraj kullanılmasına karar verilmiş ve ankrajların boyları sırasıyla 15.0 ve 13.0 m olarak seçilmiştir. Ankrajlar yatay mesafe cephe boyunca s_h=2.5 m aralıkla uygulanmıştır. Ankrajların kök boyu L_{tb} = 8.0 m ve ankraj delgisine ait shaft çapı D=13 cm olarak alınmıştır. Betonarme perdenin maksimum kesme kuvveti, V_c=33 kN olarak alınmıştır. Problem iki boyutlu (2D) olarak modellenmiş ve yapılan modellemeye ait ekran görüntüsü, zemin ve ankraj özellikleri Şekil P26-3'te gösterilmiştir.

Şekil P26-3'te gösterilen “ön tasarım” için en düşük güvenlik sayısına sahip olası göçme yüzeyi Şekil P26-4'te gösterilmiştir. Güvenlik sayısı 3.272 olarak hesaplanmış ve Aşama 1 için gerekli olan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır. Beklenildiği üzere destek sisteminde sistemde güvenlik açısından herhangi bir sorun yoktur; dolayısıyla ankraj serbest boyları ön tasarımda belirlenen uzunluklarda kullanılmıştır.



Şekil P26-3: LEM yazılımında modellenen ön tasarım



Şekil P26-4: Kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı

Aşama 2 - SLS Kontrolü (SLS-GEO)

SLS hesapları sonlu elemanlar analizi ile yapılmıştır. Tüm imalat aşamaları aşağıdaki gibi sayısal modele dahil edilmiştir.

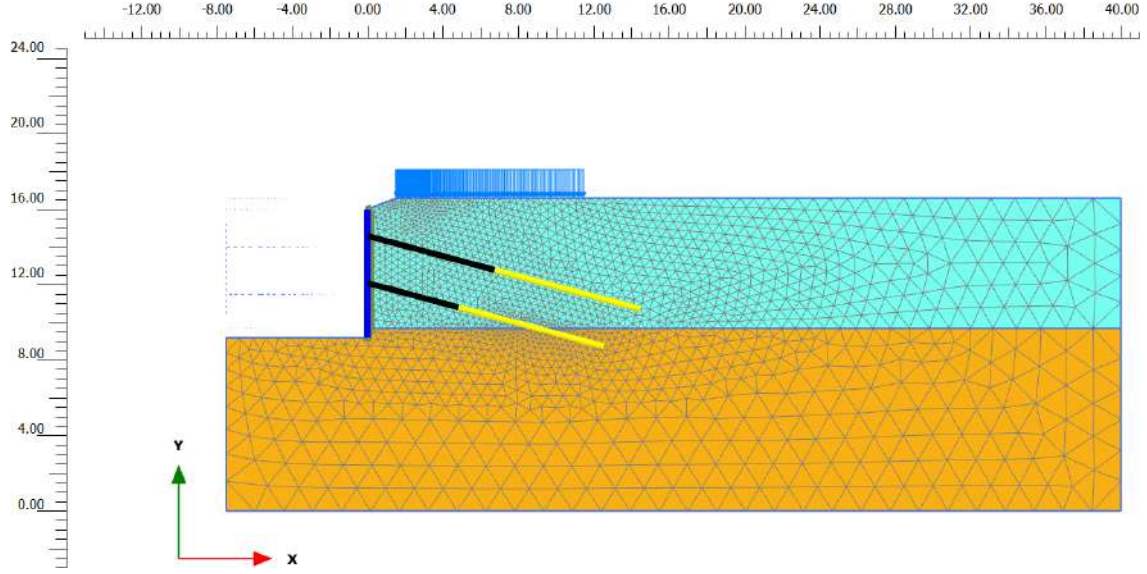
Aşama 1: Yüklerin tanımlanması

Aşama 2: Eğimli yüzey kazısı

Aşama 3: Kazı 1 + Betonarme perde birinci ano + Ankraj 1

Aşama 4: Kazı 2 + Betonarme perde ikinci ano + Ankraj 2

Aşama 5: Nihai kazı + plansız kazı + Betonarme perde üçüncü ano

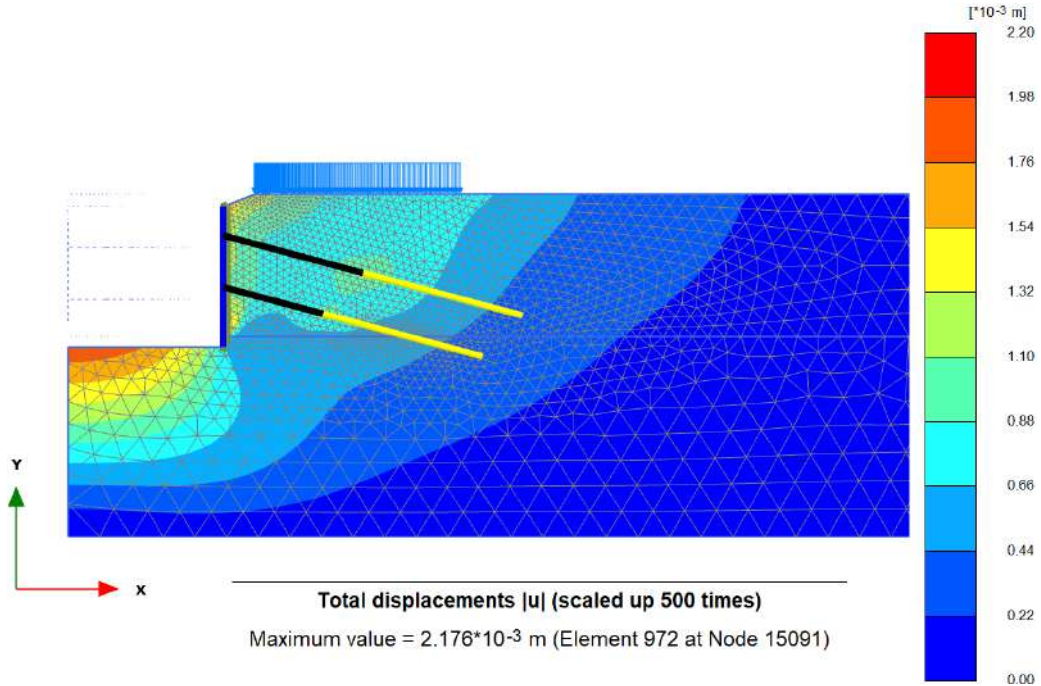


Şekil P26-5: Sonlu elemanlar modeli ve ağı

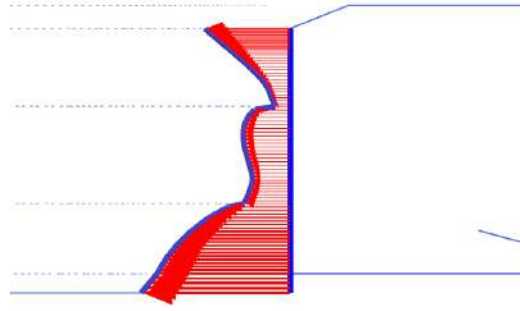
Hazırlanan sonlu elemanlar modeli ve ağı Şekil P26-5'te verilmiştir. P26-3 başlığı altında tanımlanan ankraj kök karakteristik kapasitesi ayrıışmış kıltaşı zeminde $T_k = 980$ kN ve kırıklı kıltaşı zeminde $T_k = 1568$ olarak hesaplandığı için sayısal modelde kullanılacak $F_{\text{prestress}}$ değeri sınır değerden daha düşük olmalıdır. Bu nedenle aşağıdaki değerler seçilmiştir.

- İlk sıra ankraj Ayrıışmış kıltaşı tabakasında kaldığı için $F_{\text{prestress}}=400$ kN
- İkinci sıra ankraj Kırıklı kıltaşı tabakasında kaldığı için $F_{\text{prestress}}=400$ kN

Analizler sonucunda model genelinde oluşan deplasmanlar Şekil P26-6'da verilmiştir. İksada oluşan yatay deplasmanlar yaklaşık olarak $\delta h \approx 0.19$ cm mertebesindedir (Şekil P26-7). $\delta = 0.19 \text{ cm} < 0.001H = 0.001 * 690 = 0.69 \text{ cm}$ olduğundan deplasman kriteri olarak seçilen $\delta h=0.001H$ limit değerinin aşılmadığı görülmüştür. Yolda oluşan deplasmanlar da kabul edilebilir mertebededir.



Şekil P26-6: Model genelinde hesaplanan deplasmanlar



Total displacements u_x (scaled up $2.00 \cdot 10^3$ times)

Maximum value = $-0.1916 \cdot 10^{-3}$ m (Element 7 at Node 1888)

Minimum value = $-1.913 \cdot 10^{-3}$ m (Element 20 at Node 8011)

Şekil P26-7: İksa sisteminde oluşan yatay deplasmanlar

Aşama 3 - Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Bu aşamada yapısal elemanlar için kontroller yapılacaktır. Yapısal tasarım kontrolleri;

- Halat taşıma kapasitesinin kontrolünü,
- Ankraj köküne gelen kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılmasını,
- Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda betonarme perdede hesaplanan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerini,

içermektedir.

İlk olarak halatlar üzerinde oluşan kuvvetler SLS modeli üzerinden kontrol edilmiştir. Birinci ve ikinci, sıra ankrajlar üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 400 kN ve 403 kN olarak hesaplanmıştır.

Tablo P26-3: Nihai kazı aşamasında ankrajlarda oluşan yükler

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	1220	1	0.000	14.600	399.996	0.000	400.000
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	15091	2	6.760	12.788	399.996	0.000	400.000
NodeToNodeAnchor_3_1	3940	1	0.000	12.100	402.853	0.000	402.899
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	8279	2	4.830	10.806	402.853	0.000	402.899

Bir sonraki aşamada, SLS analizlerinden elde edilen ankraj halat kuvvetleri 1.35 ile çarpılarak öngermeli üç halatın karakteristik çekme dayanımı ile karşılaştırılmıştır (Tablo P26-4). Ankraj halat kuvvetleri, üç halat seçilmesi durumunda $3 \cdot P_{t,k} = 3 \cdot 260 = 780 \text{ kN}$ 'dan küçüktür. Bu nedenle ankrajların üç halatlı olarak seçilmesine karar verilmiştir.

Tablo P26-4: Halat taşıma kapasitesinin kontrolü

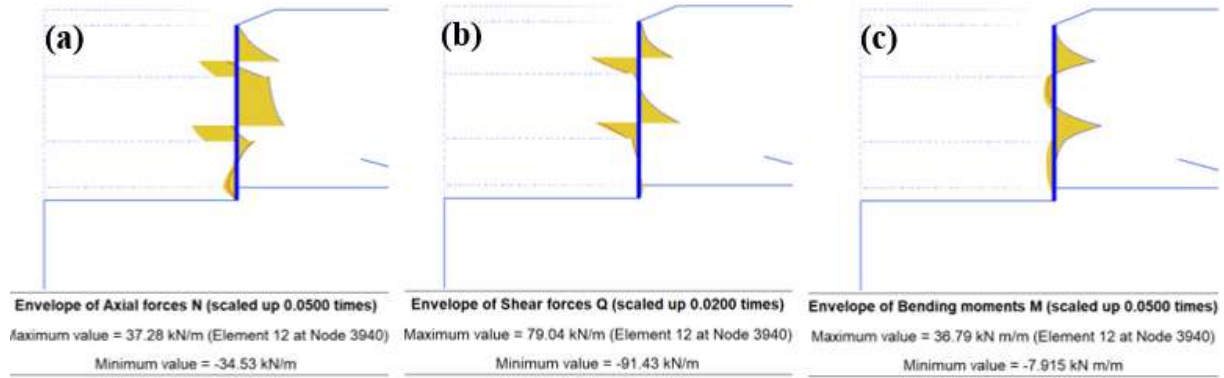
Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (SLS) * Kısmi kat sayısı $< 3 \cdot P_{t,k}$			
	Hesaplanan ankraj halat kuvveti, P_{maks} (kN)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj halat kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	400	1.35	$540 < 780$
2. sıra ankraj	403	1.35	$544 < 780$

Bir sonraki aşamada ise her sıradaki ankraj köküne gelen kuvvetler bulunmuştur. Birinci ve ikinci sıra ankraj kökleri üzerinde oluşan kuvvetler sırasıyla 103 kN/m ve 98 kN/m olarak hesaplanmıştır. Tablo P26-5'te her bir ankraj sırası için hesaplanmış olan ankraj kökü kuvvetleri, ankraj kökü karakteristik taşıma kapasitesi ile karşılaştırılarak küçük olduğu gösterilmiştir.

Tablo P26-5: Ankraj kök kuvvetlerin taşıma kapasitesi ile karşılaştırılması

Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (SLS) * Yatay ankraj aralığı * Kısmi katsayı < T_k				
	Hesaplanan ankraj kök kuvveti, T_{maks} (kN/m)	Yatay ankraj aralığı, s_h (m)	Kısmi katsayı	Tasarım ankraj kök kuvveti (kN)
1. sıra ankraj	103	2.5	1.35	348 < 980
2. sıra ankraj	98	2.5	1.35	331 < 1568

Şekil P26-8'de Aşama 2-SLS kontrolü sonucunda betonarme perde için bulunan eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerleri birim genişlik için verilmiştir. Kısmi katsayılar kullanılarak hesaplanan kesit tesirleri Tablo P26-6'da gösterilmiştir.



Şekil P26-8: Nihai kazı aşamasında, betonarme perdede hesaplanan (a) eksenel kuvvet (b) kesme kuvveti (c) eğilme momenti zarfı

Tablo P26-6: SLS kontrolü sonucunda betonarme perdede hesaplanan kesit tesirleri

Hesaplanan kesit tesiri (SLS) * Kısmi katsayı = Tasarım kesit tesiri			
	Hesaplanan kesit tesiri (kN/m) - (kNm/m)	Kısmi katsayı	Tasarım kesit tesiri * (kN) - (kNm)
Eksenel kuvvet (kN)	37	1.35	50
Kesme kuvveti (kN)	91	1.35	123
Eğilme momenti (kNm)	37	1.35	50

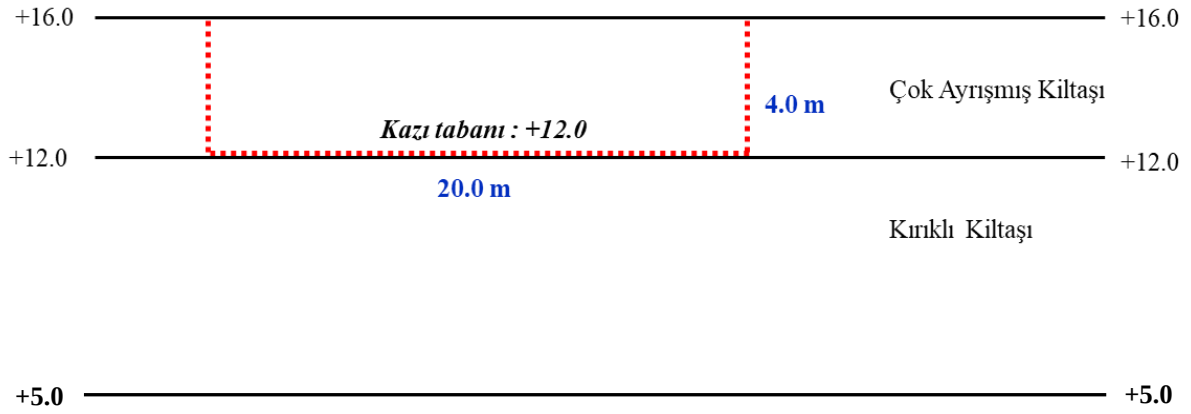
* Hesaplar birim genişlik için yapılmış, tasarım değerleri için hesap değerleri 1.0 m ile çarpılmıştır.

P27 – KONSOL KUYU PERDELİ KAZI DESTEK YAPISI

P27-1: Projenin Tanıtımı

Bu projede, şehir merkezinde yapılacak bir konut tipi yapının temel kazısının desteklenmesi amaçlanmaktadır. Proje sahası ve çevresindeki güncel kotlar +16.0 civarındadır. Kazı alanının derinliği 4.0 m olacak ve temel alt kotu +12.0 seviyesine getirilecektir. Kazı alanı 20x20 m²'dir. Sahada çok ayrılmış kıltaşı birimleri hakimdir ve yeraltı suyu tespit edilmemiştir. Kazının tüm cepheleri benzer zemin şartlarına sahip ve aynı geometrik özelliklerde bulunduğundan projede yalnızca kazının bir kesiti üzerinden tasarım adımları gösterilecektir.

Zemin ve temel etüdü veri raporu kullanılarak saha için elde edilen zemin profili ve kazı alanı Şekil P27-1'de gösterilmektedir. Bu bölümde kazı destek yapısına ait tasarım adımları KDYY'ye uygun olarak açıklanacaktır.



Şekil P27-1: Zemin profili ve kazı derinliği

P27-2: Geoteknik Arazi Karakterizasyonu

Bu sahaya ait Zemin ve Temel Etüdü Geoteknik Raporunda zeminler için tanımlanan mukavemet değerleri, kaya özelliklerinin eşdeğer Mohr-Coulomb kırılma zarfına uydurulmasıyla elde edilmiştir. Kaya mukavemet parametrelerinden yapılan dönüşümler neticesinde Çok Ayrılmış Kıltaşı birim için düşük bir kohezyon değeri alınabileceği ($c' = 20 \text{ kPa}$) anlaşılmaktadır. Ancak, konsol duvar hesabında bu kohezyon değerinin oluşturacağı çekme kuvvetinin ihmal edilmesine karar verilerek tasarımda çok ayrılmış kıltaşı için kohezyon sıfır olarak alınmıştır. KDYY-2.11.7.b. maddesine istinaden Geoteknik uzman tarafından değiştirilerek alınan zemin parametreleri Tablo P27-1'de verilmektedir.

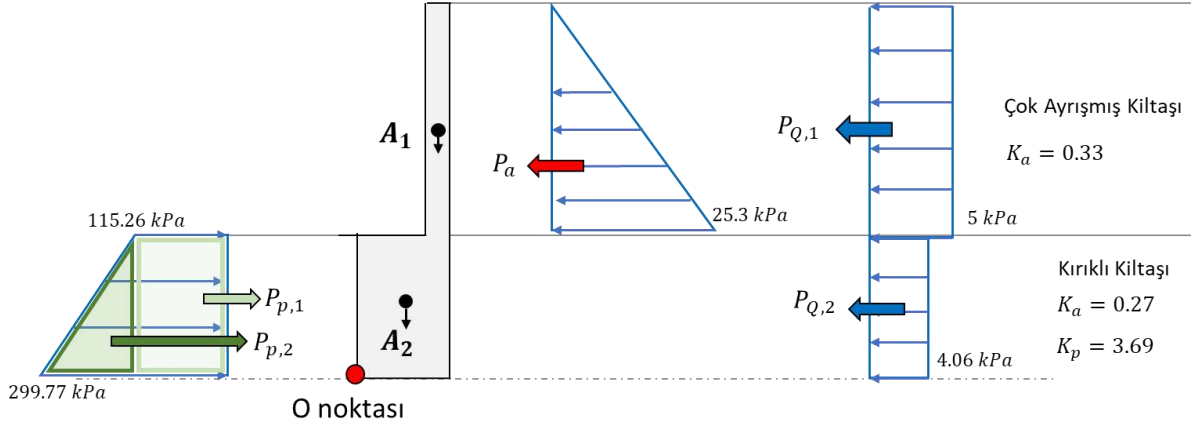
Tablo P27-1: Kaya birimler için tasarım parametreleri

Birim	γ (kN/m ³)	k (m/s)	p _{ref} (kPa)	G _{o,ref} (MPa)	Etkatif Gerilme (Statik)			
					p _{ref} (kPa)	E' _{50,ref} (MPa)	c' (kPa)	ϕ' (°)
Çok ayrılmış kıltaşı	19.0	0.3E-9	100	430.0	100	230.0	0.0	30.0
Kırıklı Kıltaşı	20.0	0.3E-9	100	800.0	100	480.0	30.0	35.0

Aşama 1- Devrilme Kontrolü

Konsol kuyu perde yapısına etkiyen yanal toprak basınçları Şekil P27-3’de gösterilmiştir.

P_a parametresi zeminin ağırlığı nedeniyle; $P_{Q,1}$ ve $P_{Q,2}$ parametreleri ise sürşarj yükü nedeniyle duvara etkiyen yanal basınç kuvvetlerini ifade etmektedir. Duvarın kendi ağırlığı A_1 ve A_2 ile gösterilmiştir. Pasif toprak basıncı kuvvetleri ise $P_{p,1}$ ve $P_{p,2}$ olarak iki ayrı parçada hesaplanacaktır. Kazı derinliğinin altındaki kırıklı kilit biriminin kohezyonu nedeniyle duvara yanal basınç gelmemektedir. O bölge teorik olarak çekme bölgesi sınırları içerisinde kalmaktadır. Bu nedenle hesaplara dahil edilmemiştir.



Şekil P27-3: Kuyu perde yapısına etkiyen yanal toprak basınçları ve düşey yükler

Duvarın O noktası etrafında devrilmemesi için duvarı devirmeye çalışan kuvvetlerin O noktasına göre momentleri, duvarı tutmaya çalışan kuvvetlerin momentlerinden büyük olmalıdır. O noktasına göre momentlerin hesabı Tablo P27-2’de gösterilmiştir.

Tablo P27-2: O noktasına göre devrilme kontrolü hesapları

	Kuvvet kN/m	Kısmi Katsayı	Kuvvet Kolu m/m	O noktasına göre moment kNm/m
$P_{a,1}$	$\frac{1}{2} \cdot 25.3 \cdot 4 = 50.6$	$\gamma_{G,dst} = 1.35$	$X_1 = 3.83$	$P_a \cdot X_1 \cdot \gamma_{G,dst} = 262.2$
$P_{Q,1}$	$5 \cdot 4 = 20$	$\gamma_{Q,dst} = 1.50$	$X_2 = 4.50$	135.0
$P_{Q,2}$	$4.06 \cdot 2.5 = 10.16$	$\gamma_{Q,dst} = 1.50$	$X_3 = 1.25$	19.05
$P_{p,1}$	$115.26 \cdot 2.5 = 288.15$	$\gamma_{RE} = 1.40$	$Y_1 = 1.25$	$P_{p,1} \cdot Y_1 / \gamma_{RE} = 257.27$
$P_{p,2}$	$(299.77 - 115.26) \cdot \frac{2.5}{2} = 230.64$	$\gamma_{RE} = 1.40$	$Y_2 = 0.83$	137.28
A_1	$0.4 \cdot 4 \cdot 25 = 40$	$\gamma_{G,stb} = 1.00$	$Y_3 = 1.30$	$A_1 \cdot Y_3 \cdot \gamma_{G,stb} = 52$
A_2	$1.50 \cdot 2.5 \cdot 25 = 93.75$	$\gamma_{G,stb} = 1.00$	$Y_4 = 0.75$	70.31

Hesaplarda duvarı devirmeye çalışan kuvvetler KDYY-Tablo 2.1'deki kısmi katsayılar ile artırılmış, duvarın devrilmesine karşı koyan kuvvetler ise kısmi katsayılar ile azaltılmıştır. Buna göre duvarı devirmeye çalışan momentler;

$$E_{dev} = P_a \cdot X_1 \cdot \gamma_{G,dst} + (P_{Q,1} \cdot X_2 + P_{Q,2} \cdot X_3) \cdot \gamma_{Q,dst} \quad (P27-1)$$

$$E_{dev} = 262.2 + 135.0 + 19.05 = 416.25 \text{ kNm/m}$$

bağıntısı ile yazılabilir. Burada X_n sayıları O noktasına göre kuvvet koludur. Duvarın devrilmesini engellemeye çalışan kuvvetler ise;

$$R_{dev} = (P_{p,1} \cdot Y_1 + P_{p,2} \cdot Y_2) \frac{1}{\gamma_{RE}} + (A_1 \cdot Y_3 + A_2 \cdot Y_4) \cdot \gamma_{G,stb} = 516.87 \text{ kNm/m} \quad (P27-2)$$

olarak hesaplanır. $R_{dev}/E_{dev} = 1.24 > 1$ olduğu için kazı destek yapısı devrilmeye karşı güvenlidir.

Aşama 2- Yatayda Kayma Kontrolü

Kuyu perde duvarını yatayda kaydırmaya çalışan kuvvetler Şekil P27-2'deki P_a , $P_{Q,1}$ ve $P_{Q,2}$ kuvvetleridir. Buna göre kaydırmaya çalışan kuvvetlerin toplamı, kısmi katsayılar kullanılarak,

$$V_{th} = P_a \cdot \gamma_{G,dst} + (P_{Q,1} + P_{Q,2}) \cdot \gamma_{Q,dst} \quad (P27-3)$$

$$V_{th} = 50.6 \cdot 1.35 + (20.0 + 10.16) \cdot 1.50 = 113.55 \text{ kN}$$

bağıntısı ile hesaplanır. Kaydırmaya karşı koyan kuvvetler ise pasif basınç kuvvetleri ($P_{p,1}$ ve $P_{p,2}$) ve duvarın kendi ağırlığı nedeniyle oluşacak sürtünme kuvvetidir. Kaydırmaya karşı koyan toplam kuvvetler,

$$R_{th} = \frac{(P_{p,1} + P_{p,2})}{\gamma_{RE}} + [(A_1 + A_2) \cdot \gamma_{G,stb}] \cdot \tan \delta \quad (P27-4)$$

$$R_{th} = \frac{(288.15 + 230.64)}{1.4} + [(40 + 93.75) \cdot 1.0] \cdot \tan(0.67 \cdot 35) = 428.58 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır. $R_{th}/V_{th} = 3.77 > 1.0$ şartı sağlandığı için kuyu perde yapısı kaymaya karşı güvenlidir.

Aşama 3- Taşıma Kapasitesi Kontrolü

Kuyu perdeli kazı destek yapısına etkiyen yatay ve düşey yüklerin yapının tabanında oluşturacağı gerilme, kuyu temelin taşıma kapasitesini aşmamalıdır. Kazı destek yapısının temelene gelen gerilme değerleri,

$$q_{\min}^{\max} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{W} \quad (P27-5)$$

bağıntısı ile gerilmelere dönüştürülebilir. Burada N, temel tabanına gelen düşey kuvvetlerin toplamını; A, temel tabanı alanını; M, yanal toprak basıncı kuvvetlerinin temel tabanında göre momentini ve W,

temel tabanının kesit modülünü göstermektedir. Bu bağıntıdaki yatay ve düşey kuvvetler, *Aşama-1* ve *Aşama-2*'de gösterildiği gibi kısmi katsayılar ile faktörlenerek, $q_{maks}=90 \text{ kN/m}^2$ hesaplanmıştır.

Zeminin taşıma kapasitesi için TBDY (2018) Bölüm 16.8.3'teki bağıntısı kullanılabilir. Kuyu perde yapısının temeli Kırıklı Kiltası biriminde olduğu için, bu birimdeki taşıma kapasitesi,

$$q_k = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (\text{P27-6})$$

bağıntısı ile hesaplanır. Bu bağıntıda eğiklik ile ilgili olan düzeltme katsayıları (i, g, b), kuyu perde temelinde eğiklik olmadığı için dikkate alınmamıştır. Taşıma kapasitesi faktörleri aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanabilir.

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'} = 46.12 \quad (\text{P27-7})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' = 33.30 \quad (\text{P27-8})$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi' = 45.23 \quad (\text{P27-9})$$

Şekil ve derinlik faktörleri literatürdeki bağıntılar yardımıyla hesaplanabilir. Burada şekil faktörleri için DeBeer (1970) ve derinlik faktörleri için Hansen (1970) tarafından önerilen bağıntılar kullanılmıştır. Kuyu perde temelinin uzun kenarı kısa kenarından çok büyük olduğu için tüm şekil katsayıları 1'e eşit olmaktadır. Derinlik katsayıları ise;

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) = 1.26 \quad (\text{P27-10})$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \phi'} = 1.27 \quad (\text{P27-11})$$

$$d_\gamma = 1 \quad (\text{P27-12})$$

olarak hesaplanır. Bu durumda karakteristik taşıma kapasitesi;

$$q_k = 30 \cdot 33.3 \cdot 1.27 + (2.5 \cdot 20) \cdot 46.12 \cdot 1.26 + \frac{1}{2} \cdot 20 \cdot 1.5 \cdot 45.23 = 4853 \text{ kPa} \quad (\text{P27-13})$$

bulunur. Zeminin karakteristik taşıma kapasitesi, TBDY-Bölüm 16.8.2'de $\gamma_{RV}(= 1.40)$ olarak tanımlanan dayanım katsayısı değerine bölünerek tasarım taşıma kapasitesi hesaplanabilir. Buna göre tasarım taşıma kapasitesi

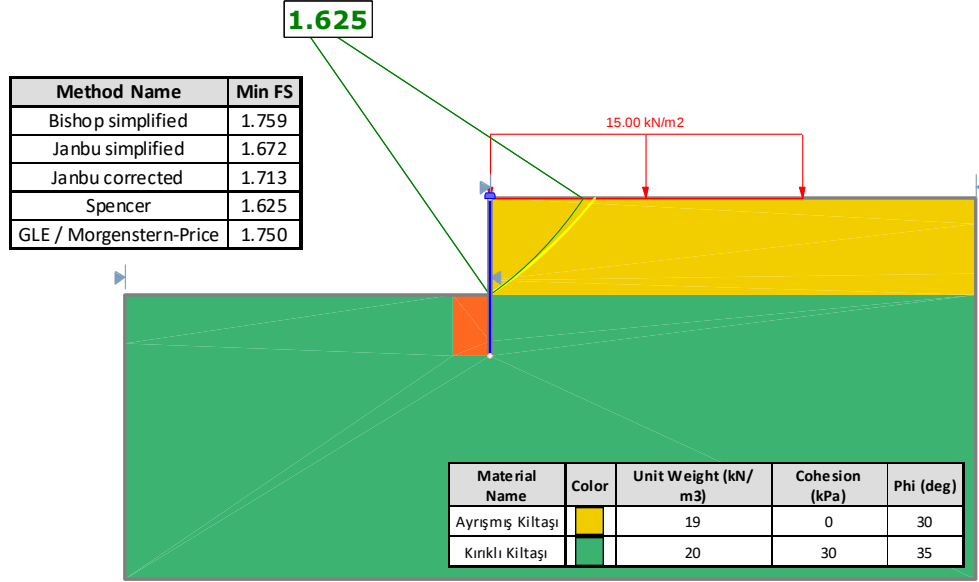
$$q_t = \frac{q_k}{\gamma_{RV}} = \frac{4853}{1.4} = 3466 \text{ kPa} \quad (\text{P27-14})$$

olarak bulunur. Tabanı kırıklı kiltası birimde olan kuyu perdenin taşıma gücü beklenildiği gibi oldukça yüksek elde edilmektedir. Tasarım taşıma kapasitesi değeri Q_t , kuyu perde tabanındaki en büyük gerilme (q_{maks}) ile karşılaştırılarak $GS > 1$ olma şartı aranır. Burada $GS > 1$ olma şartı sağlanmıştır.

Aşama 4 – LEM ile Güvenlik Sayısı Kontrolü (ULS-GEO)

Bu aşamada Şekil P27-2'deki ön tasarım ile boyutları belirlenen kazı destek yapısının göçmeye karşı güvenlik sayısı, LEM kullanan bir yazılım aracılığı ile KDYY Tablo 2.1'de tanımlanan kısmi katsayılar

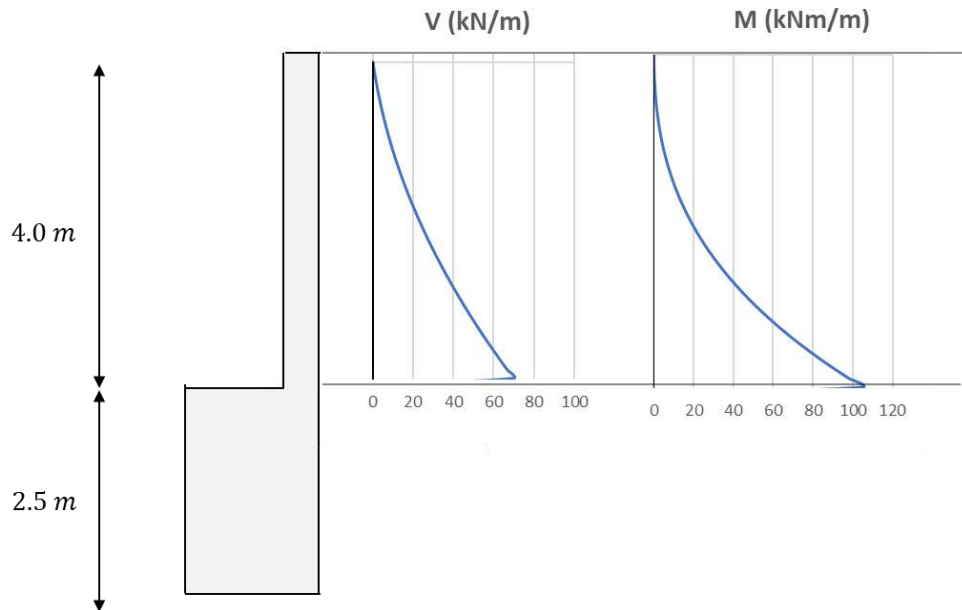
kullanılarak kontrol edilmiştir. En düşük güvenlik sayısına sahip göçme yüzeyini belirlemek için farklı limit denge yöntemleri kullanılmıştır. Analiz sonucunda en düşük güvenlik sayısına sahip ($GS = 1.62$) en kritik göçme yüzeyi Şekil P27-4'teki gibi elde edilmiştir. Bu durumda KDYY-Tablo 3.5'te ULS-GEO analizi için tanımlanan $GS \geq 1.0$ şartı sağlanmıştır.



Şekil P27-4: LEM analizi sonucunda bulunan kritik göçme yüzeyi ve güvenlik sayısı

Aşama 5 - Yapısal Elemanların Kontrolü (ULS-STR)

Kazı destek yapısına etkiyen yanal toprak basınçları Şekil P27-2'de gösterilmiştir. Bu etkilere göre çizilen moment ve kesme kuvveti diyagramları, Şekil P27-5'teki gibi olur. Moment ve kesme kuvveti diyagramları elde edilirken kısmi katsayılar kullanılmamıştır. Yalnızca sürşarj yükünün etkisi KDYY-Tablo 3.5'te önerildiği gibi 1.11 kat artırılmıştır.



Şekil P27-5: Kuyu perdenin 40 cm'lik kesitindeki kesme kuvveti ve moment dağılımı

Şekilde görüldüğü gibi 40 cm kalınlığındaki kesite gelen en büyük moment ve kesme kuvveti kazı taban kotu seviyesindedir. Bu kesite etkiyen en büyük kesme kuvveti $V_{maks} = 70 \text{ kN/m}$ ve en büyük moment $M_{maks} = 105 \text{ kNm/m}$ olarak hesaplanmıştır. Tasarım kesme kuvveti ve moment değerleri hesaplanan maksimum değerler 1.35 katsayısı ile artırılarak elde edilir. Buna göre

$$V_{tasarım} = \gamma_{G,dst} \cdot V_{maks} = 1.35 \cdot 70 = 94.5 \text{ kN} \quad (\text{P27-15})$$

$$M_{tasarım} = \gamma_{G,dst} \cdot M_{maks} = 1.35 \cdot 105 = 141.75 \text{ kNm} \quad (\text{P27-16})$$

olarak hesaplanmıştır.

Kesitin kesme kuvvetine karşı dayanımı, TS500-Bölüm 8.1.3'te verilen bağıntı ile,

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d \left(1 + 0.07 \frac{N_d}{A_c} \right) = 0.65 \cdot 1250 \cdot 1 \cdot 0.35 = 284 \text{ kN} \quad (\text{P27-17})$$

olarak hesaplanmıştır. Tasarım kesme kuvveti bu değerden küçük olduğu için kesit yeterlidir. Burada tasarım kesme kuvveti, kesme dayanımının yarısından daha küçük olduğu için ($V_d < 0.5 V_{cr}$) kesitte etriye donatısı gerekmemektedir. Paspayının 5 cm olduğu kabulüyle kesite yerleştirilmesi gereken minimum donatı alanı,

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot b_w \cdot d = 0.002 \times 1000 \times 350 = 700 \text{ mm}^2 \quad (\text{P27-18})$$

olmaktadır. Tasarım momentini karşılamak için gerekli donatı alanı, tek doğrultuda çalışan döşeme kabulüyle bulunabilir. Buna göre gerekli donatı alanı,

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 2.87 \times 141.75 / 0.35 = 1162.35 \text{ mm}^2 \quad (\text{P27-19})$$

olarak bulunur. $\emptyset 16/150$ (1341 mm^2) donatısı seçilerek gerekli donatı alanı sağlanmıştır.

BÖLÜM 6

ANKRAJ VE ÇİVİ TESTLERİ

T1 - ANKRAJ ARAŞTIRMA TESTİ

Çok ayrılmış kumtaşından oluşan bir zemin profiline sahip sahada 42.5 üst kotundan 16.5 alt kotuna ulaşan ve toplamda 26.25 m derinliğinde bir kazı çalışması yürütülecektir. İksa üst kotu arkasında kritik öneme sahip bir yapı bulunduğu için ankraj imalatlarından önce araştırma testleri yapılmasına karar verilmiştir. Test edilecek ankrajın şaftı auger ile kuru delgi yapılarak açılacaktır. Sahada uygulanan araştırma testinde ölçülen yük-uzama değerleri Tablo T1-1’de verilmiştir.

Tablo T1-1: Araştırma Testinde Uygulanan Yükleme ve Boşaltma Kademeleri

Döngü	YÜK		Bekleme Süresi t [dk]	Uzama s [mm]	Net Uzama snet[mm]	Döngü	YÜK		Bekleme Süresi t [dk]	Uzama s [mm]	Net Uzama snet[mm]		
	[%]	~ [kN]					[%]	~ [kN]					
0	Pa	60,0	2	28,00	0	5	%40 Pp	240,0	2	71,10	43,1		
1	%40 Pp	240,0	0	57,48	29,48		%55 Pp	330,0	2	83,44	55,44		
			1	57,52	29,52		%70 Pp	420,0	2	95,20	67,2		
			2	57,53	29,53		%80 Pp	480,0	2	102,04	74,04		
			3	57,54	29,54		%90 Pp	540,0	0	107,47	79,47		
			4	57,58	29,58				1	109,00	81		
			5	57,62	29,62				2	109,07	81,07		
			7	57,65	29,65				3	109,10	81,1		
			10	57,68	29,68				4	109,16	81,16		
			15	57,74	29,74				5	109,22	81,22		
Pa	60,0	2	30,10	2,1	7		109,32	81,32					
%40 Pp	240,0	2	60,40	32,4	10		109,47	81,47					
2	%55 Pp	330,0	0	75,06	47,06		15	109,62	81,62				
			1	75,29	47,29		20	109,73	81,73				
			2	75,36	47,36		30	109,95	81,95				
			3	75,41	47,41		%80 Pp	480,0	2	103,94	75,94		
			4	75,45	47,45		%70 Pp	420,0	2	96,70	68,7		
			5	75,49	47,49		%55 Pp	330,0	2	85,20	57,2		
			7	75,53	47,53	%40 Pp	240,0	2	73,20	45,2			
			10	75,60	47,6	Pa	60,0	2	42,00	14			
			15	75,69	47,69	%40 Pp	240,0	2	76,20	48,2			
			%40 Pp	240,0	2	63,00	35	%55 Pp	330,0	2	89,74	61,74	
Pa	60,0	2	34,20	6,2	%70 Pp	420,0	2	100,72	72,72				
%40 Pp	240,0	2	65,20	37,2	%80 Pp	480,0	2	107,64	79,64				
%55 Pp	330,0	2	77,00	49	%90 Pp	540,0	2	114,03	86,03				
3	%70 Pp	420,0	0	87,50	59,5	6	%100 Pp	600,0	0	117,98	89,98		
			1	88,20	60,2				1	120,10	92,1		
			2	88,29	60,29				2	120,22	92,22		
			3	88,32	60,32				3	120,34	92,34		
			4	88,38	60,38				4	120,46	92,46		
			5	88,46	60,46				5	120,58	92,58		
			7	88,55	60,55				7	120,69	92,69		
			10	88,62	60,62				10	120,86	92,86		
			15	88,74	60,74				15	121,01	93,01		
			20	88,81	60,81				20	121,19	93,19		
			30	88,87	60,87				30	121,54	93,54		
			%55 Pp	330,0	2				78,50	50,5	45	121,87	93,87
			%40 Pp	240,0	2				66,10	38,1	60	122,29	94,29
			Pa	60,0	2				36,80	8,8	%90 Pp	540,0	2
%40 Pp	240,0	2	67,40	39,4	%80 Pp				480,0	2	111,31	83,31	
%55 Pp	330,0	2	80,00	52	%70 Pp				420,0	2	104,62	76,62	
%70 Pp	420,0	2	91,20	63,2	%55 Pp				330,0	2	93,88	65,88	
4	%80 Pp	480,0	0	96,56	68,56				%40 Pp	240,0	2	81,12	53,12
			1	97,80	69,8	Pa	60,0	2	48,00	20			
			2	97,84	69,84	5	%90 Pp	540,0	0	107,47	79,47		
			3	97,88	69,88				1	109,00	81		
			4	97,92	69,92				2	109,07	81,07		
			5	97,97	69,97				3	109,10	81,1		
			7	98,05	70,05				4	109,16	81,16		
			10	98,18	70,18				5	109,22	81,22		
			15	98,30	70,3				7	109,32	81,32		
			20	98,39	70,39				10	109,47	81,47		
			30	98,50	70,5				15	109,62	81,62		
			%70 Pp	420,0	2				92,71	64,71	20	109,73	81,73
			%55 Pp	330,0	2				81,40	53,4	30	109,95	81,95
			%40 Pp	240,0	2				69,00	41	%80 Pp	480,0	2
Pa	60,0	2	39,00	11	%70 Pp	420,0	2	96,70	68,7				

Araştırma testleri için ispat yükünün (P_p) 600 kN, halat serbest boy uzunluğunun (L_{tf}) 15 m, halat kök boyunun 7 m (L_{tb}), kriko içindeki halat uzunluğunun (L_{te}) 1 m olduğu ve ankrajların dört halattan oluştuğu kabul edilmiştir. Ankraj imalatında kullanılan halatların elastisite modülü değeri 195 GPa olup kesit alanı 140 mm² olarak kabul edilmiştir. Test sırasında kullanılan krikonun hidrolik pompası otomatik besleme ünitesine sahiptir. Araştırma testine ait sonuçlar KDYY’ye göre değerlendirilecektir.

Örnek problemde verilen araştırma testi sonuçları KDYY-3.2.4.1’de tanımlanan i) yük kademeleri ve bekleme süreleri, ii) ölçümler ve kontroller ve iii) test sonuçlarının değerlendirilmesi alt başlıklarında yorumlanacak ve gerekli hesaplamalar eklenecektir.

T1-1. Yük Kademeleri ve Bekleme Süreleri

Tablo T1-1’de sonuçları verilen araştırma testinde ispat yüküne altı döngüde ulaşılmıştır. Araştırma testi için ispat yükü 600 kN olarak verilmiştir. Verilen bu ispat yükü Tablo T1-2’de tariflenen “Kaya Formasyonlarda Ankrajlar için Nihai Çeper Sürtünme Değerleri (τ_f)” ile uyumludur.

Tablo T1-2: Kaya Formasyonlarda Ankrajlar İçin Nihai Çeper Sürtünme Değerleri - τ_f
(KDYY-Tablo 3.3)

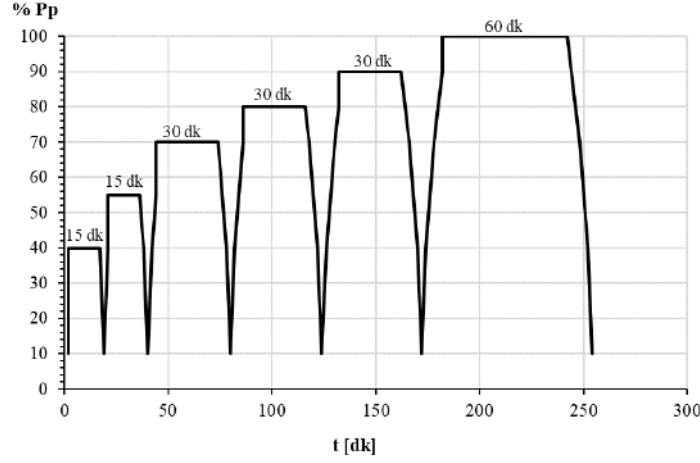
Kaya Tipi	Zemin/Enjeksiyon Ara yüzeyi İçin Ortalama Nihai Çeper Sürtünme Değerleri- τ_f [MPa]
Ayrılmış Kumtaşı	0.7 – 0.8

Araştırma testlerinde uygulanması gereken yük kademeleri ve bekleme süreleri KDYY-Tablo 3.9’da tanımlanmıştır. Test yapılan ankrajın kök bölgesi çok ayrılmış kumtaşı birimde bulunduğundan “her döngüdeki en büyük yükte asgari bekleme süresi” iri daneli zemin ve kaya için tanımlanan süreler göz önüne alınarak Tablo T1-3’teki gibi belirlenmiştir. Araştırma testinde her döngünün sonunda ulaşılan maksimum yük kademesi, en az Tablo T1-3’te belirtilen süre boyunca korunmuştur.

Tablo T1-3: Araştırma Testi Yükleme Kademeleri ve Bekleme Süreleri
(KDYY-Tablo 3.9)

Döngü	Yük Kademeleri	Her döngüdeki en büyük yükte asgari bekleme süresi [dk]
		İri daneli zeminde ve kayada
0	P_a	1
1	0.40 P_p	15
2	0.55 P_p	15
3	0.70 P_p	30
4	0.80 P_p	30
5	0.90 P_p	30
6	1.00 P_p	60

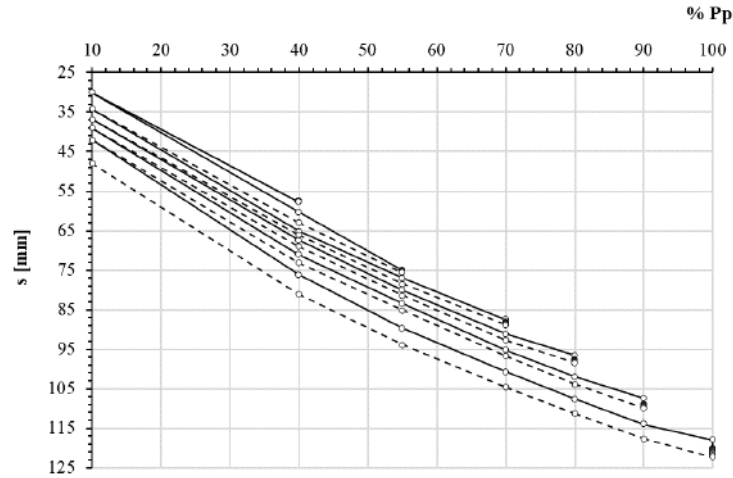
Araştırma testi kapsamında uygulanan toplam altı döngünün her birinde maksimum yük değerine kademeli olarak ulaşılmıştır. Bu bağlamda, uygulanan yük kademeleri için ispat yükü - zaman ilişkisi Şekil T1-1’de verilmiştir.



Şekil T1-1: Araştırma Testi Yükleme Döngüleri

KDYY-3.2.4.1.d.3'te ön yükleme (boşluk alma yükü) olarak tanımlanan P_a değerinin P_p ispat yükünün %10'u olarak hesaplanması tavsiye edilmektedir ve bu problem için P_a değeri $P_a=0.1 \cdot P_p=0.1 \cdot 600=60$ kN değerinde hesaplanmıştır. Deney sonunda aynı yük kademeleri kullanılarak boşluk alma yükü P_a 'ya kadar boşaltma yapılmıştır (Tablo T1-3 - KDYY-3.2.4.1.d.4).

Bu örnek problem kapsamında yükleme ve boşaltma sırasında ara yük kademelerinde beklenilmesi gereken gözlem süreleri 2 dakika olarak kullanılmıştır (KDYY-3.2.4.1.d.5). Şekil T1-2'de araştırma testi yükleme döngüleri toplam deney süresine karşılık toplam uzama ilişkisi gösterilmiştir.



Şekil T1-2: Araştırma Testi Yükleme Döngüleri: Ankraj yükü-Toplam uzama ilişkisi

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan deneyde uygulanan yük kademeleri ve bekleme süreleri KDYY'de öngörülen yük kademeleri ve bekleme süreleri ile uyumludur.

T1-2. Ölçümler ve Kontroller

Örnek araştırma testi probleminde, uygulanan her yük kademesinde halatta oluşan uzama değerleri ölçülmüş ve kaydedilmiştir (KDYY-3.2.4.1.e.1). İlave, yükün sabit tutulduğu bekleme sürelerindeki uzamalar 1→2→3→4→5→7→10→15→20→30→45→60 (dakika) şeklindeki zaman aralıkları takip edilerek ölçülmüş ve kaydedilmiştir (Tablo T1-1 ve Tablo T1-3). Her döngünün maksimum yük

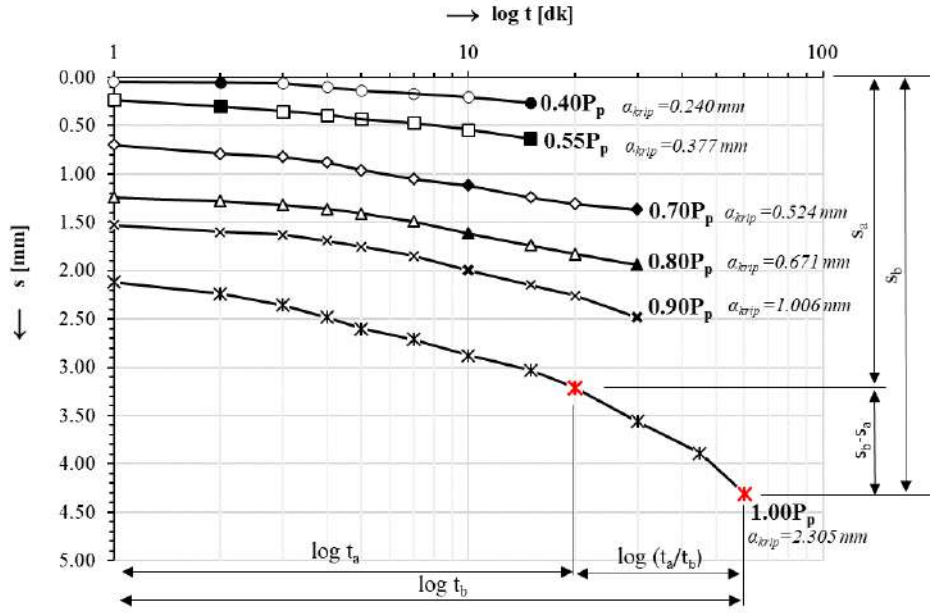
kademesinde ölçülen krip hızının (α_{krip}) kontrol edilmesi gerekir ve KDYY-3.2.4.4 verilen ankraj kabul kriterlerinden krip hızı kontrol koşulları sağlanmalıdır. α_{krip} değeri B.3.12 bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$\alpha_{krip} = (s_b - s_a) / [\log(t_b) - \log(t_a)] = (s_b - s_a) / \log(t_b/t_a) \quad (T1-1)$$

Bu bağıntıda; s_a : t_a zamanındaki ankraj çubuk veya halatında ölçülen deplasman, s_b : t_b zamanındaki ankraj çubuk veya halatında ölçülen deplasman, t_a : ilgili zaman aralığının başlangıcı, t_b : ilgili zaman aralığının bitişi olarak tanımlanmaktadır. α_{krip} değerinin hesabında kullanılacak olan net uzama miktarları (s_{net}) Tablo T1-1’de verilmiştir. α_{krip} değeri Tablo T1-1’de verilmiş olan araştırma testi sonuçları kullanılarak her bir yük döngüsü için ayrı ayrı hesaplanmıştır (Tablo T1-4) ve sonuçlar KDYY-Şekil 3.16’ya benzer şekilde yarı logaritmik bir diyagramda gösterilmiştir (Şekil T1-3).

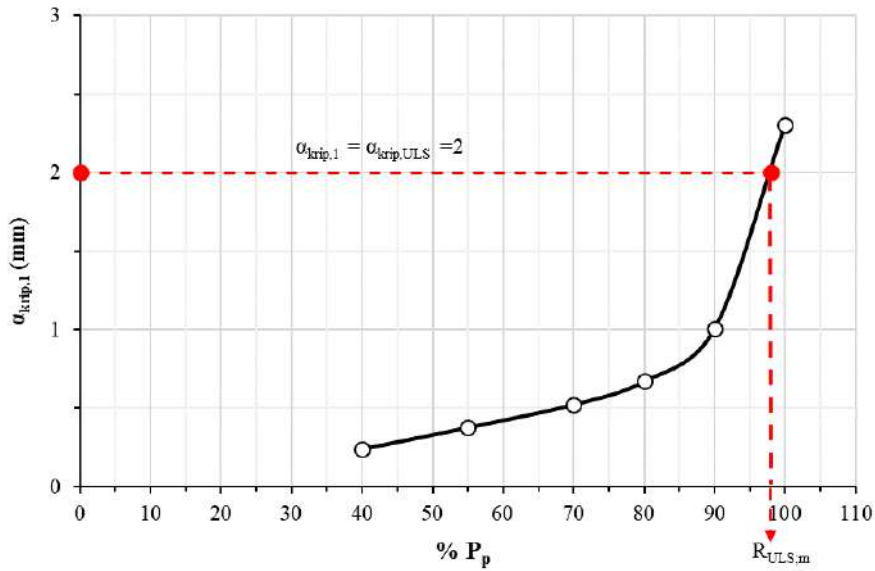
Tablo T1-4: Yükleme döngüleri için krip değerinin hesabı

1. DÖNGÜ				2. DÖNGÜ				3. DÖNGÜ			
P [kN]	t [dk]	s_{net} [mm]	Δs [mm]	P [kN]	t [dk]	s_{net} [mm]	Δs [mm]	P [kN]	t [dk]	s_{net} [mm]	Δs [mm]
240.0	0.0	29.48	0.00	330.0	0.0	47.06	0.00	420.0	0.0	59.50	0.00
	1.0	29.52	0.04		1.0	47.29	0.23		1.0	60.20	0.70
	2.0	29.53	0.05		2.0	47.36	0.30		2.0	60.29	0.79
	3.0	29.54	0.06		3.0	47.41	0.35		3.0	60.32	0.82
	4.0	29.58	0.10		4.0	47.45	0.39		4.0	60.38	0.88
	5.0	29.62	0.14		5.0	47.49	0.43		5.0	60.46	0.96
	7.0	29.65	0.17		7.0	47.53	0.47		7.0	60.55	1.05
	10.0	29.68	0.20		10.0	47.60	0.54		10.0	60.62	1.12
	15.0	29.74	0.26		15.0	47.69	0.63		15.0	60.74	1.24
$\Delta s = s_b - s_a = 0.26 - 0.05 = 0.210 \text{ mm}$ $\log \Delta t = \log(t_b) - \log(t_a) = \log(15/2) = 0.875$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.210 / 0.875 = \mathbf{0.240}$				$\Delta s = s_b - s_a = 0.63 - 0.30 = 0.330 \text{ mm}$ $\log \Delta t = \log(t_b) - \log(t_a) = \log(15/2) = 0.875$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.330 / 0.875 = \mathbf{0.377}$				$\Delta s = s_b - s_a = 1.37 - 1.12 = 0.250 \text{ mm}$ $\log \Delta t = \log(t_b) - \log(t_a) = \log(30/10) = 0.477$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.250 / 0.477 = \mathbf{0.524}$			
4. DÖNGÜ				5. DÖNGÜ				6. DÖNGÜ			
P [kN]	t [dk]	s_{net} [mm]	Δs [mm]	P [kN]	t [dk]	s_{net} [mm]	Δs [mm]	P [kN]	t [dk]	s_{net} [mm]	Δs [mm]
480.0	0.0	68.56	0.00	540.0	0.0	79.47	0.00	600.0	0.0	89.98	0.00
	1.0	69.80	1.24		1.0	81.00	1.53		1.0	92.10	2.12
	2.0	69.84	1.28		2.0	81.07	1.60		2.0	92.22	2.24
	3.0	69.88	1.32		3.0	81.10	1.63		3.0	92.34	2.36
	4.0	69.92	1.36		4.0	81.16	1.69		4.0	92.46	2.48
	5.0	69.97	1.41		5.0	81.22	1.75		5.0	92.58	2.60
	7.0	70.05	1.49		7.0	81.32	1.85		7.0	92.69	2.71
	10.0	70.18	1.62		10.0	81.47	2.00		10.0	92.86	2.88
	15.0	70.30	1.74		15.0	81.62	2.15		15.0	93.01	3.03
	20.0	70.39	1.83		20.0	81.73	2.26		20.0	93.19	3.21
	30.0	70.50	1.94		30.0	81.95	2.48		30.0	93.54	3.56
$\Delta s = s_b - s_a = 1.94 - 1.62 = 0.320 \text{ mm}$ $\log \Delta t = \log(t_b) - \log(t_a) = \log(30/10) = 0.477$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.320 / 0.477 = \mathbf{0.671}$				$\Delta s = s_b - s_a = 2.48 - 2.00 = 0.480 \text{ mm}$ $\log \Delta t = \log(t_b) - \log(t_a) = \log(30/10) = 0.477$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.480 / 0.477 = \mathbf{1.006}$				$\Delta s = s_b - s_a = 4.31 - 3.21 = 1.100 \text{ mm}$ $\log \Delta t = \log(t_b) - \log(t_a) = \log(60/20) = 0.477$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 1.100 / 0.477 = \mathbf{2.305}$			



Şekil T1-3: Her yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi

Bekleme sürelerinde ölçülen deplasman değerleri ($\alpha_{krip, ULS}$) KDYY-Şekil 3.10'a benzer şekilde yarı logaritmik bir grafik üzerinde Şekil T1-4'teki gibi gösterilir.



Şekil T1-4: Ankraj yüküne karşı α_{krip} değeri değişimi

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan deney için her bir yük kademesindeki krip değerleri açıkça tespit edilebilmiş ve KDYY'de öngörülen ankraj yüküne karşı krip değerleri ve her yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi elde edilmiştir.

T1-3. Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Grafik Değerlendirme

KDDY-3.2.4.1.f.1'e göre araştırma testi sırasında alınan ölçümler aşağıda belirtilen grafiklerde gösterilmelidir.

- Ankraj Yüğü-sünme hızı grafiğı (Şekil T1-4)
- Halat ucu uzaması-Ankraj yüğü grafiğı (Şekil T1-2)
- Her yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman grafiğı (Şekil T1-3)

Bu bağlamda örnek problemde verilmiş olan deney için ilgili tüm grafikler elde edilmiştir.

Sayısal Değerlendirme

KDYY-3.2.4.1.f.2'ye göre $R_{ULS,m}$ sıyrılma direncini tanımlayan $\alpha_{krip,ULS}$ limit değeri 2 mm olarak alınmalıdır. Bu limit değeri kullanılarak aşağıdaki iki kriter denetlenmelidir:

Kriter 1: Şekil T1-4'deki ankraj yüğü – sünme hızı grafiğı kullanılarak $R_{ULS,m}$ değeri 2 mm limit değere karşı gelen yük olarak belirlenir. Bu koşula göre araştırma testi problemi kapsamında:

$$\alpha_{krip,1} = \alpha_{krip,ULS} = 2 \text{ mm'ye tekabül eden yüktür.}$$
$$R_{ULS,m} = \% 98 P_p = 588 \text{ kN} \approx 585 \text{ kN olmalıdır.}$$

Kriter 2: Hesaplanan görünür tendon serbest uzunluğu L_{app} kontrol edilmelidir. L_{app} kontrolü için KDYY-3.2.4.4.b'de tanımlanmıştır.

- Test edilen ankrajın görünür halat serbest uzunluğu, halat üzerindeki yük P_p 'den P_a 'ya boşaltılırken ölçülen boy kısalması değerleri kullanılarak aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır (KDYY-3.2.4.4.b.1).

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta s_{el}}{P_p - P_a} \quad (T1-2)$$

Bu bağıntıda;

L_{app}	: Görünür halat serbest uzunluğu
A_t	: Toplam halat kesit alanı
E_t	: Ankraj halatı elastisite modülü
Δs_{el}	: Halat elastik kısalması
P_p	: İspat yüğü
P_a	: Başlangıç yüğü

olarak tanımlanmaktadır. Δs_{el} değeri Tablo T1-4'te 6 no.lu yükleme döngüsündeki deney sonu net uzama miktarı olarak elde edilmiş ve $\Delta s_{el} = 94.29 \text{ mm}$ olarak hesaplanmıştır.

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta s_{el}}{P_p - P_a} = \frac{140 \cdot 4 \cdot 195 \cdot 94.29 \cdot 0.001}{600 - 60} = 19.1 \text{ m} \quad (T1-3)$$

- Görünür halat serbest uzunluğunun sınırları KDYY-3.2.4.4.b.2'de verilen B.3.14 no.lu eşitlikte belirtilen sınır değerler arasında kalmalıdır.

$$0.8 L_{tf} + L_{te} \leq L_{app} \leq L_{tf} + L_{te} + 0.5 L_{tb} \quad (T1-4)$$

Bu bağıntıda; L_{tf} değeri halat serbest uzunluğunu, L_{te} değeri krika içindeki halat uzunluğunu ve L_{tb} halat kök boyunu temsil etmektedir. İlgili eşitlik aşağıda verilmiş olup örnek soru kapsamındaki ankrajlı iksa sistemi için $L_{tf}= 15.0$ m, $L_{tb}= 7.0$ m ve $L_{te}= 1.0$ m olarak tasarlanmıştır. Bu bağlamda, KDYY kapsamında verilen bağıntı için aşağıdaki sayısal değerler hesaplanmaktadır.

$$\begin{aligned} 0.8 L_{tf} + L_{te} &= 0.8 * 15.0 + 1.0 = 13.0 \text{ m} \\ L_{tf} + L_{te} + 0.5 L_{tb} &= 15.0 + 1.0 + 0.5 * 7.0 = 19.5 \text{ m} \end{aligned} \quad (T1-5)$$

Hesaplanan görünür halat serbest uzunluğu değeri ile tasarlanan sistem sınırları karşılaştırıldığında, $13.0 \text{ m} \leq L_{app}=19.1 \text{ m} \leq 19.5 \text{ m}$, görünür halat serbest uzunluğunun kabul edilebilir sınırlar dahilindedir.

Aynı zamanda, ölçülen deplasman değerleri açısından bir karşılaştırma yapıldığında, tasarlanan sistem boyutlarının alt ve üst sınırlarına göre;

$$\Delta s_{el,min} = \frac{(0.8 L_{tf} + L_{te}) * (P_p - P_a)}{A_t E_t} = 64.0 \text{ mm} \quad (T1-6)$$

$$\Delta s_{el,maks} = \frac{(L_{tf} + L_{te} + 0.5 * L_{tb}) * (P_p - P_a)}{A_t E_t} = 96.0 \text{ mm} \quad (T1-7)$$

şeklinde hesaplanabilmektedir. Ölçülen $\Delta s=94.29$ mm değeri hesaplanan alt ve üst sınır değerlerin arasındadır. Bu sebeple L_{app} değerinin öngörülen sınırlar içerisinde yer aldığı sonucuna ulaşılmıştır. Görünür halat serbest uzunluğunun kabul edilebilir sınırlar içinde kaldığı için makine-ekipman ile uygulama tekniği bakımında istenilen sonuca ulaşıldığı anlaşılmaktadır (KDYY-3.2.4.4.b.3) .

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan araştırma testi sonucuna göre kullanılan delgi yöntemi ve ankraj geometrisi için ölçülen ankraj sıyrılma direnci 585 kN'dur.

T2 - ANKRAJ UYGUNLUK TESTİ

Orta plastisiteli çok katı kumlu siltten oluşan bir zemin profiline sahip sahada 30 m derinliğinde bir derin kazı çalışması yürütülecektir. Söz konusu derin kazı çalışması için geçici ankrajlı iksa sistemi tasarlanması uygun görülmüştür. Yapılan ön çalışmalar neticesinde, imalatlardan önce sahada her cephede en az birer tane olmak üzere ve toplam ankrajların en az %2'sinde uygunluk testleri yapılmasına karar verilmiştir. İmalatı projeye uygun olarak tamamlanan ankrajların, tasarım yükü (P_d) 300 kN, halat serbest boy uzunluğu (L_{tf}) 15 m, halat kök boyu 8 m (L_{tb}), kriko içindeki halat uzunluğu (L_{te}) 1 m'dir ve ankrajlar üç halattan oluşmaktadır. Uygunluk testinde ölçülen yük-uzama değerleri Tablo T2-1'de verilmiştir. Söz konusu ankrajın imalatında kullanılan halatların elastisite modülü değeri 195 GPa olup kesit alanı 140 mm² olarak kabul edilmiştir. Test sırasında kullanılan krikonun hidrolik pompası otomatik besleme ünitesine sahiptir. Uygunluk testine ait sonuçlar KDYY'ye göre değerlendirilecektir.

Tablo T2-1: Uygunluk Testinde Uygulanan Yükleme ve Boşaltma Kademeleri

Döngü	YÜK [%] ~ [kN]	Bekleme Süresi t [dk]	Uzama s [mm]	Net Uzama snet[mm]	Döngü	YÜK [%] ~ [kN]	Bekleme Süresi t [dk]	Uzama s [mm]	Net Uzama snet[mm]
0	Pa 39,9	1	42,02	0,00		%40 Pp 160,0	1	78,00	35,98
1	%40 Pp 160,0	1	73,00	30,98		%55 Pp 219,0	1	89,00	46,98
	Pa 39,9	1	43,05	1,03		%70 Pp 279,0	1	100,50	58,48
2	%40 Pp 160,0	1	73,10	31,08		%85 Pp 339,0	1	115,05	73,03
	%55 Pp 219,0	1	83,04	41,02		399,0	0	121,89	79,87
	%40 Pp 160,0	1	73,22	31,20		399,0	1	122,07	80,05
	Pa 39,9	1	44,18	2,16		399,0	2	122,28	80,26
	%40 Pp 160,0	1	73,50	31,48		399,0	3	122,54	80,52
	%55 Pp 219,0	1	84,00	41,98		399,0	4	122,85	80,83
3	279,0	0	95,90	53,88	5	399,0	5	123,21	81,19
	279,0	1	95,91	53,89		%100 Pp 399,0	7	123,65	81,63
	279,0	2	95,93	53,91		399,0	10	124,19	82,17
	279,0	3	95,97	53,95		399,0	15	124,82	82,80
	279,0	4	96,03	54,01		399,0	20	125,54	83,52
	279,0	5	96,12	54,10		399,0	30	126,40	84,38
	279,0	7	96,24	54,22		399,0	45	127,37	85,35
	279,0	10	96,39	54,37		399,0	60	128,41	86,39
	%55 Pp 219,0	1	85,00	42,98		%85 Pp 339,0	1	118,50	76,48
	%40 Pp 160,0	1	74,32	32,30		%70 Pp 279,0	1	103,25	61,23
	Pa 39,9	1	45,25	3,23		%55 Pp 219,0	1	92,10	50,08
4	%40 Pp 160,0	1	75,00	32,98		%40 Pp 160,0	1	79,50	37,48
	%55 Pp 219,0	1	86,00	43,98		Pa 39,9	1	48,00	5,98
	%70 Pp 279,0	1	98,00	55,98					
	339,0	0	112,01	69,99					
	339,0	1	112,03	70,01					
	339,0	2	112,07	70,05					
	339,0	3	112,15	70,13					
	339,0	4	112,27	70,25					
	339,0	5	112,42	70,40					
	339,0	7	112,60	70,58					
	339,0	10	112,83	70,81					
	%70 Pp 279,0	1	98,80	56,78					
	%55 Pp 219,0	1	86,70	44,68					
	%40 Pp 160,0	1	76,00	33,98					
	Pa 39,9	1	46,30	4,28					

Örnek problemde verilen uygunluk testi sonuçları KDYY-3.2.4.2'de tanımlanan i) yük kademeleri ve bekleme süreleri, ii) ölçümler ve kontroller ve iii) test sonuçlarının değerlendirilmesi alt başlıklarında yorumlanacak ve gerekli hesaplamalar eklenecektir.

T2-1. Yük Kademeleri ve Bekleme Süreleri

Tablo T2-1’de sonuçları verilen uygunluk testinin ispat yüküne kadar beş döngüde uygulandığı görülmektedir. Problemden test için ankraj tasarım yükü 300 kN olarak verilmiştir. KDYY-3.2.4.2.e’ye göre geçici ankrajlarda yapılacak testlerde ispat yükü, ankraj tasarım yükünün en az 1.33 katı kadar olmalıdır. Buna göre, örnek problem kapsamında tasarlanan ankrajlı sistem için ispat yükü değeri $P_p = 1.33 \cdot 300 = 399$ kN olarak hesaplanmıştır. Verilen bu ispat yükü Tablo T2-2’de tariflenen “Kohezyonlu Zeminlerde Ankrajlar için Nihai Çeper Sürtünme Değerleri (τ_f)” ile uyumludur.

Tablo T2-2: Kohezyonlu Zeminlerde Ankrajlar için Nihai Çeper Sürtünme Değerleri
(KDYY- Tablo 3.1)

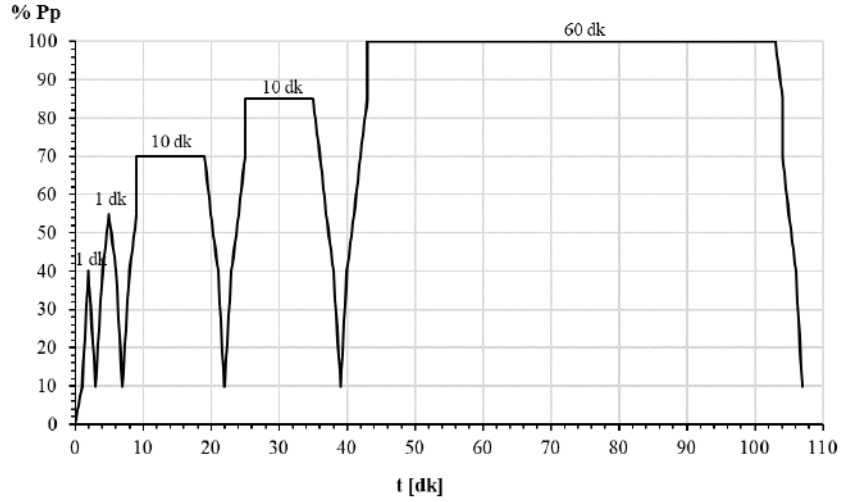
Ankraj Tipi	Zemin/Enjeksiyon Arayüzeyi için Ortalama Nihai Çeper Sürtünme Değerleri- τ_f [MPa]
Orta Plastisiteli Çok Katı Kumlu Silt	0.28 – 0.38

Uygunluk testinde ön yükleme (boşluk alma) yükü $P_a = 0.10 P_p$ olarak tavsiye edilmektedir ve bu problem için P_a değeri $P_a = 0.1 \cdot P_p = 0.1 \cdot 399 = 39.9$ kN değerinde hesaplanmıştır. Ankraj uygunluk testlerinde her döngüde maksimum yük değerine ulaşıldığında halat ucu uzaması ince daneli zeminler için KDYY-Tablo 3.11’de tanımlanan minimum bekleme süreleri boyunca ölçülmektedir. Örnek problemde yer alan ankrajlı iksa sistemi orta plastisiteli çok katı kumlu siltten oluşan zemin profilinde bulunduğundan Tablo T2-3’te ince daneli zeminler için tanımlanan süreler esas alınarak bekleme süreleri belirlenmiştir.

Tablo T2-3: Uygunluk Testi Yükleme Kademeleri ve Bekleme Süreleri
(KDYY-Tablo 3.11)

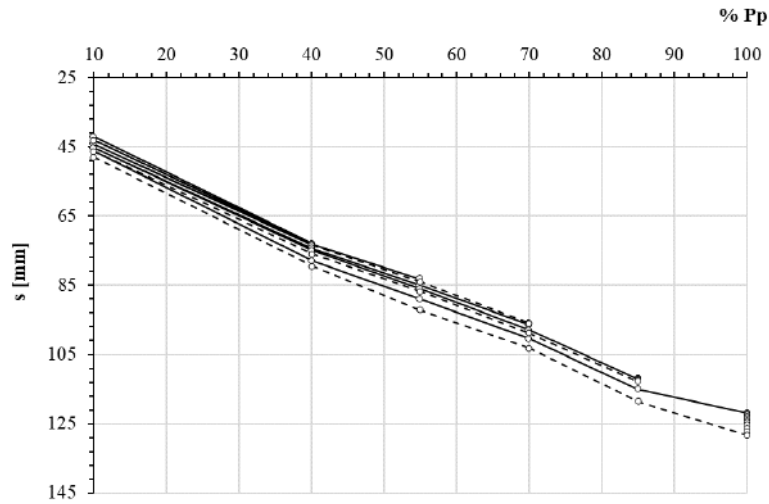
Döngü	Yük Kademeleri	Her döngüdeki maksimum yükte asgari bekleme süresi [dk]
		Geçici ankraj
		İnce daneli zeminde
0	P_a	1
1	$0.40 P_p$	1
2	$0.55 P_p$	1
3	$0.70 P_p$	10
4	$0.85 P_p$	10
5	$1.00 P_p$	60

Döngülerde uygulanacak yük kademeleri Şekil T2-1’de tanımlanmıştır. Test kapsamında uygulanan toplam beş döngünün her birinde maksimum yük değerine kademeli olarak ulaşılmıştır. Daha sonra aynı yük kademeleri kullanılarak boşluk alma yükü P_a ’ya boşaltılmıştır.



Şekil T2-1: İnce Daneli Zeminlerde Geçici Ankrajlar için Uygunluk Testi Yükleme Döngüleri

Örnek problem kapsamında yükleme ve boşaltma sırasında ara yük kademelerinde beklenilmesi gereken gözlem süreleri 1'er dakika olarak belirlenmiştir. Bu durum KDYY-3.2.4.2.h.3'te verilen koşul ile uyumludur. Şekil T2-2'de uygunluk testi yükleme döngüleri toplam deney süresine karşılık toplam uzama ilişkisi açısından gösterilmiştir.



Şekil T2-2: Uygunluk testi yükleme döngüleri: Ankraj yükü-toplam uzama ilişkisi

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan deneyde uygulanan yük kademeleri ve bekleme süreleri KDYY'de öngörülen yük kademeleri ve bekleme süreleri ile uyumludur.

T2-2. Ölçümler ve Kontroller

Örnek uygunluk testi probleminde, her yük kademesinde halatta oluşan uzama değerleri ölçülmüş ve kaydedilmiştir. İlave, yükün sabit tutulduğu bekleme sürelerindeki uzamalar da 1→2→3→4→5→7→10→15→20→30→45→60 (dakika) şeklindeki zaman aralıkları takip edilerek ölçülmüş ve kaydedilmiştir (Tablo T2-1 ve Tablo T2-3). Her döngünün maksimum yük kademesinde ölçülen krip hızının (α_{krip}) kontrol edilmesi gerekir ve KDYY-3.2.4.4 ile verilen ankraj kabul

kriterlerinden krip hızı kontrol koşulları sağlanmalıdır (3.2.4.4.a). α_{krip} değeri B.3.12 bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$\alpha_{krip} = (s_b - s_a) / [\log(t_b) - \log(t_a)] = (s_b - s_a) / \log(t_b/t_a) \quad (T2-1)$$

Bu bağıntıda; s_a : t_a zamanındaki ankraj çubuk veya halatında ölçülen deplasman, s_b : t_b zamanındaki ankraj çubuk veya halatında ölçülen deplasman, t_a : ilgili zaman aralığının başlangıcı, t_b : ilgili zaman aralığının bitişi olarak tanımlanmaktadır. α_{krip} değerinin hesabında kullanılacak olan net uzama miktarları (s_{net}) Tablo T2-1’te verilmiştir. α_{krip} değerlerinin hesabında kullanılan t_a , t_b , s_a , s_b değerleri Tablo T2-4’te tanımlanan “Uygunluk testi için P_p yükündeki minimum ve uzatılmış gözlem süreleri” esas alınarak hesaplanmıştır.

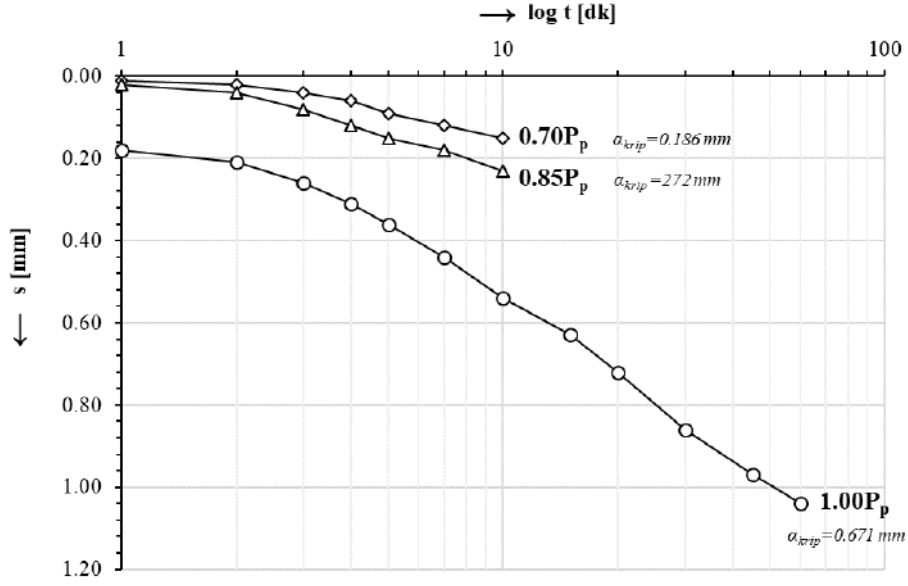
Tablo T2-4: Uygunluk Testi için P_p Yükündeki Minimum ve Uzatılmış Gözlem Süreleri (KDY-3.2.4.2 ve Tablo 3.13)

		Geçici ankrajlar
		İnce daneli zemin
İspat yükü		P_p
Minimum gözlem süreleri ile test	t_a [dk]	20
	t_b [dk]	60
	Deplasman	≤ 0.5
	$\Delta s = s_b - s_a$ [mm] *	

α_{krip} değerleri Tablo T2-1’de verilmiş olan uygunluk testi sonuçları kullanılarak her bir yük döngüsü için ayrı ayrı hesaplanmış (Tablo T2-5) ve sonuçlar KDYY-Şekil 3.14’e benzer şekilde yarı logaritmik bir diyagramda gösterilmiştir (Şekil T2-3).

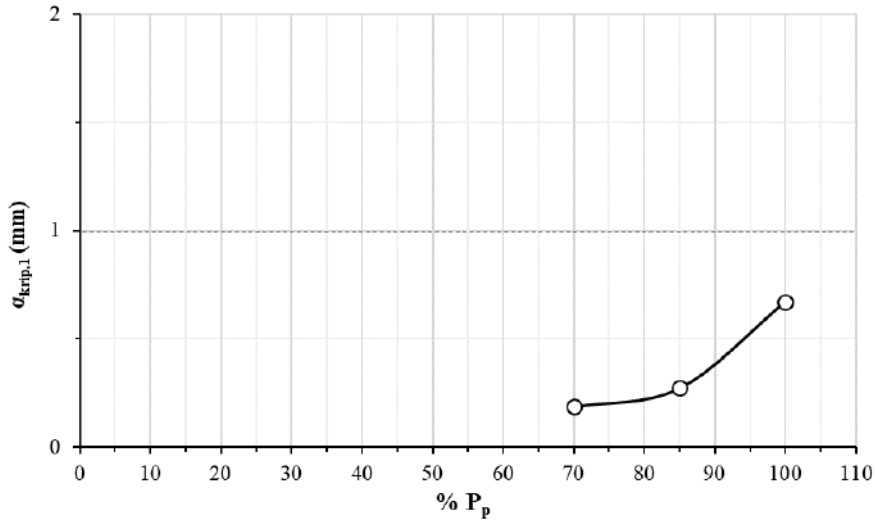
Tablo T2-5: 3-4-5 no.lu yükleme döngüleri için krip değerinin hesabı

P	t	s_{net}	Δs
[kN]	[dk]	[mm]	[mm]
279	0	53.88	0
	1	53.89	0.01
	2	53.91	0.02
	3	53.95	0.04
	4	54.01	0.06
	5	54.1	0.09
	7	54.22	0.12
	10	54.37	0.15
$\Delta s = s_b - s_a = 0.15 - 0.02 = 0.130 \text{ mm}$ $\log \Delta t = \log(t_b) - \log(t_a) = \log(10/2) = 0.699$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.130 / 0.699 = 0.18 \text{ mm}$			
P	t	s_{net}	Δs
[kN]	[dk]	[mm]	[mm]
339	0	69.99	0
	1	70.01	0.02
	2	70.05	0.04
	3	70.13	0.08
	4	70.25	0.12
	5	70.4	0.15
	7	70.58	0.18
	10	70.81	0.23
$\Delta s = s_b - s_a = 0.23 - 0.04 = 0.190 \text{ mm}$ $\log \Delta t = \log(t_b) - \log(t_a) = \log(10/2) = 0.699$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.190 / 0.699 = 0.272 \text{ mm}$			
P	t	s_{net}	Δs
[kN]	[dk]	[mm]	[mm]
399	0	79.87	0
	1	80.05	0.18
	2	80.26	0.21
	3	80.52	0.26
	4	80.83	0.31
	5	81.19	0.36
	7	81.63	0.44
	10	82.17	0.54
	15	82.8	0.63
	20	83.52	0.72
	30	84.38	0.86
	45	85.35	0.97
	60	86.39	1.04
$\Delta s = s_b - s_a = 1.04 - 0.72 = 0.320 \text{ mm} \leq 0.5 \text{ mm}$ $\log \Delta t = \log(t_b) - \log(t_a) = \log(60/20) = 0.477$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.320 / 0.477 = 0.671 \text{ mm}$			



Şekil T2-3: Her yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi

Bekleme sürelerinde ölçülen deplasman değerleri ($\alpha_{krip, ULS}$) KDYY-Şekil 3.12'ye benzer şekilde yarı logaritmik bir grafik üzerinde Şekil T2-4'teki gibi gösterilir.



Şekil T2-4: Ankraj yüküne karşı α_{krip} değeri değişimi

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan deney için her bir yük kademesindeki krip değerleri açıkça tespit edilebilmiş ve KDYY'de öngörülen ankraj yüküne karşı krip değerleri ve her yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi elde edilmiştir.

T2-3. Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Grafik Değerlendirme

KDDY-3.2.4.2.j.1'e göre uygunluk testi sırasında alınan ölçümler aşağıda belirtilen grafiklerde gösterilmelidir.

- Her döngünün sonundaki halat ucu uzamasının ankraj yüküne göre değişim grafiği (Şekil T2-2)
- Her döngünün en yüksek yükünde halat ucu uzamasının logaritmik zamana göre değişim grafiği (Şekil T2-3)
- Sünme hızının ankraj yüküne göre değişim grafiği (Şekil T2-4)

Bu bağlamda örnek problemde verilmiş olan deney için ilgili tüm grafikler elde edilmiştir.

Sayısal Değerlendirme

KDYY-3.2.4.2.j.2'ye göre deney sonucunda toplanan verilerden aşağıdaki parametreler belirlenecektir:

- α_{krip} değerinin P_p ispat yükünde tayin edilmesi (Şekil T2-3)

Tablo T2-5'e göre $t_a = 20.0$ dk ve $t_b = 60.0$ dk sınırlarına göre $s_a = 0.72$ mm ve $s_b = 1.04$ mm olarak belirlenmiştir. Hesaplanan bu değerlere göre:

$$\Delta s_{ba} = s_b - s_a = 1.04 - 0.72 = 0.320 \text{ mm} \leq 0.5 \text{ mm}$$

elde edilmektedir. Örnek problemde minimum gözlem süreli test için ince daneli zeminlerdeki uzama kriterinin sağlandığı söylenebilmektedir (Tablo T2-4).

- Hesaplanan görünür tendon serbest uzunluğu L_{app} kontrol edilmelidir. L_{app} kontrolü için KDYY-3.2.4.4.b'de tanımlanmıştır.

- Test edilen ankrajın görünür halat serbest uzunluğu, halat üzerindeki yük P_p 'den P_a 'ya boşaltılırken ölçülen boy kısalması değerleri kullanılarak aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır (KDYY-3.2.4.4.b.1).

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta s_{el}}{P_p - P_a} \quad (T2-2)$$

Bu bağıntıda;

- L_{app} : Görünür halat serbest uzunluğu;
 A_t : Toplam halat kesit alanı;
 E_t : Ankraj halatı elastisite modülü;
 Δs_{el} : Halat elastik kısalması;
 P_p : İspat yükü;
 P_a : Başlangıç yükü.

olarak tanımlanmaktadır. Δs_{el} değeri Tablo T2-1'de 5 no.lu yükleme döngüsündeki deney sonu net uzama miktarı olarak elde edilmiş ve $\Delta s_{el} = 86.4$ mm olarak hesaplanmıştır.

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta s_{el}}{P_p - P_a} = \frac{140 \cdot 3 \cdot 195 \cdot 86.4 \cdot 0.001}{399 - 39.9} \cong 19.7 \text{ m} \quad (T2-3)$$

4. Görünür halat serbest uzunluğunun sınırları KDYY-3.2.4.4.b.2’de verilen B.3.14 no.lu eşitlikte belirtilen sınır değerler arasında kalmalıdır.

$$0.8 L_{tf} + L_{te} \leq L_{app} \leq L_{tf} + L_{te} + 0.5 L_{tb} \quad (T2-4)$$

Bu bağıntıda; L_{tf} değeri halat serbest uzunluğunu, L_{te} değeri kriko içindeki halat uzunluğunu ve L_{tb} halat kök boyunu temsil etmektedir. İlgili eşitlik aşağıda verilmiş olup örnek soru kapsamındaki ankrajlı iksa sistemi için $L_{tf}= 15.0$ m, $L_{tb}= 8.0$ m ve $L_{te}= 1.0$ m olarak tasarlanmıştır. Bu bağlamda, KDYY kapsamında verilen bağıntı için aşağıdaki sayısal değerler hesaplanmaktadır.

$$0.8 L_{tf} + L_{te} = 0.8 * 15.0 + 1.0 = 13.0 \text{ m} \quad (T2-5)$$

$$L_{tf} + L_{te} + 0.5 L_{tb} = 15.0 + 1.0 + 0.5 * 8.0 = 20.0 \text{ m}$$

Hesaplanan görünür halat serbest uzunluğu değeri ile tasarlanan sistem sınırları karşılaştırıldığında, $13.0 \text{ m} \leq L_{app}=19.7 \text{ m} \leq 20.0 \text{ m}$, görünür halat serbest uzunluğunun kabul edilebilir sınırlar dahilinde kaldığı söylenebilmektedir.

Aynı zamanda, ölçülen deplasman değerleri açısından bir karşılaştırma yapıldığında, tasarlanan sistem boyutlarının alt ve üst sınırlarına göre;

$$\Delta s_{el,min} = \frac{(0.8 L_{tf} + L_{te}) * (P_p - P_a)}{A_t E_t} = 57.0 \text{ mm} \quad (T2-6)$$

$$\Delta s_{el,max} = \frac{(L_{tf} + L_{te} + 0.5 * L_{tb}) * (P_p - P_a)}{A_t E_t} = 88.0 \text{ mm} \quad (T2-7)$$

şeklinde hesaplanabilmektedir. Ölçülen $\Delta s=86.4$ mm değeri hesaplanan alt ve üst sınır değerlerin arasındadır. Bu sebeple L_{app} değerinin öngörülen sınırlar içerisinde yer aldığı söylenebilir.

- iii. Eğer ulaşırsa ölçülen ankraj sıyrılma direncinin $R_{ULS;m}$ tayini.

KDYY-3.2.4.2 Tablo 3.13’e göre $\alpha_{krip,1} = 1.0$ mm olarak verilmiştir. Örnek problemde test sonuçlarına göre çizilen “ankraj yüküne karşı α_{krip} değeri değişimi” grafiğinden görüldüğü gibi (Şekil T2-4) deney süresince uygulanan yüklemelerde $\alpha_{krip,1} = 1.0$ mm değerine ulaşamamıştır. Bu durumda uygulanan yükler altında ankraj kök bölgesinde sıyrılma direncine ulaşılmadığı sonucuna ulaşılmıştır.

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan test sonuçlarına göre, sahada uygulanan imalat yöntemi ve zemin koşulları bir arada değerlendirildiğinde proje aşamasında öngörülen çeper sürtünme değerinin uygun olduğu sonucuna ulaşılmıştır.

T3 - ANKRAJ UYGUNLUK TESTİ

Sıkı-çok sıkı çakıllı kumdan oluşan bir zemin profiline sahip sahada 25 m derinliğinde bir derin kazı çalışması yürütülecektir. Söz konusu derin kazı çalışması için geçici ankrajlı iksa sistemi tasarlanması uygun görülmüştür. Yapılan ön çalışmalar neticesinde, imatlardan önce sahada her cephede en az birer tane olmak üzere ve toplam ankrajların en az %2'sinde uygunluk testleri yapılmasına karar verilmiştir. İmalatı projeye uygun olarak tamamlanan ankrajların, tasarım yükü (P_d) 550 kN, halat serbest boy uzunluğu (L_{tf}) 17 m, halat kök boyu 8 m (L_{tb}), kriko içindeki halat uzunluğu (L_{te}) 1 m'dir ve ankrajlar dört halattan oluşmaktadır. Uygunluk testinde ölçülen yük-uzama değerleri Tablo T3-1'de verilmiştir. Söz konusu ankrajın imalatında kullanılan halatların elastisite modülü değeri 195 GPa olup kesit alanı 140 mm² olarak kabul edilmiştir. Test sırasında kullanılan krikonun hidrolik pompası otomatik besleme ünitesine sahiptir. Uygunluk testine ait sonuçlar KDYY'ye göre değerlendirilecektir.

Tablo T3-1: Uygunluk Testinde Uygulanan Yükleme ve Boşaltma Kademeleri

Döngü	YÜK [%] ~ [kN]	Bekleme Süresi [dk]	t	Uzama s [mm]	Net Uzama snet[mm]	Döngü	YÜK [%] ~ [kN]	Bekleme Süresi t [dk]	Uzama s [mm]	Net Uzama snet[mm]
0	Pa 73,2	1		35,10	0,00		%40 Pp 293,0	1	102,20	67,10
1	%40 Pp 293,0	1		78,00	42,90		%55 Pp 402,0	1	121,40	86,30
	Pa 73,2	1		35,20	0,10		%70 Pp 512,0	1	132,10	97,00
	%40 Pp 293,0	1		81,00	45,90		%85 Pp 622,0	1	143,80	108,70
2	%55 Pp 402,0	1		102,00	66,90			0	154,88	119,78
	%40 Pp 293,0	1		85,00	49,90			1	155,12	120,02
	Pa 73,2	1		38,00	2,90			2	155,40	120,30
	%40 Pp 293,0	1		88,00	52,90			3	155,76	120,66
	%55 Pp 402,0	1		105,00	69,90			4	156,22	121,12
		0		122,47	87,37	5	%100 Pp 732,0	5	156,76	121,66
		1		122,51	87,41			7	157,42	122,32
		2		122,56	87,46			10	158,24	123,14
	%70 Pp 512,0	3		122,63	87,53			15	159,21	124,11
		4		122,72	87,62			20	160,29	125,19
		5		122,83	87,73			30	161,53	126,43
	%55 Pp 402,0	1		109,00	73,90		%85 Pp 622,0	1	148,00	112,90
	%40 Pp 293,0	1		92,00	56,90		%70 Pp 512,0	1	136,10	101,00
	Pa 73,2	1		42,00	6,90		%55 Pp 402,0	1	123,70	88,60
	%40 Pp 293,0	1		94,00	58,90		%40 Pp 293,0	1	105,00	69,90
	%55 Pp 402,0	1		111,30	76,20		Pa 73,2	1	52,00	16,90
	%70 Pp 512,0	1		124,50	89,40					
		0		137,99	102,89					
		1		138,09	102,99					
	%85 Pp 622,0	2		138,20	103,10					
		3		138,34	103,24					
		4		138,54	103,44					
		5		138,82	103,72					
	%70 Pp 512,0	1		129,00	93,90					
	%55 Pp 402,0	1		116,90	81,80					
	%40 Pp 293,0	1		99,00	63,90					
	Pa 73,2	1		48,00	12,90					

Örnek problemde verilen uygunluk testi sonuçları KDYY-3.2.4.2'de tanımlanan i) yük kademeleri ve bekleme süreleri, ii) ölçümler ve kontroller ve iii) test sonuçlarının değerlendirilmesi alt başlıklarında yorumlanacak ve gerekli hesaplamalar eklenecektir.

T3-1. Yük Kademeleri ve Bekleme Süreleri

Tablo T3-1'de sonuçları verilen uygunluk testinin ispat yüküne kadar beş döngüde uygulandığı görülmektedir. Problemde test için ankraj tasarım yükü 550 kN olarak verilmiştir. KDYY-3.2.4.2.e'ye göre geçici ankrajlarda yapılacak testlerde ispat yükü, ankraj tasarım yükünün en az 1.33 katı kadar olmalıdır. Buna göre, örnek problem kapsamında tasarlanan ankrajlı sistem için ispat yükü değeri $P_p =$

$1.33 \cdot 550 = 731.5$ kN olarak hesaplanmıştır. Verilen bu ispat yükü Tablo T3-2’de tariflenen “Kohezyonsuz Zeminlerde Ankrajlar için Nihai Çeper Sürtünme Değerleri (τ_f)” ile uyumludur.

Tablo T3-2: Kohezyonsuz Zeminlerde Ankrajlar için Nihai Çeper Sürtünme Değerleri (KDYY-Tablo 3.2)

Ankraj Tipi	Zemin/Enjeksiyon Arayüzeyi İçin Ortalama Nihai Çeper Sürtünme Değerleri- τ_f [MPa]
Orta Sıkı, Orta – İri, Çakıllı Kum	0.11 – 0.66
Sıkı – Çok Sıkı, Orta İri, Çakıllı Kum	0.25 – 0.97

Uygunluk testinde ön yükleme (boşluk alma) yükü $P_a = 0.10 P_p$ olarak tavsiye edilmektedir ve bu problem için P_a değeri $P_a = 0.1 \cdot P_p = 0.1 \cdot 731.5 = 73.15 \approx 73.2$ kN değerinde hesaplanmıştır. Ankraj uygunluk testlerinde her döngüde maksimum yük kademesine ulaşıldığında halat ucu uzaması iri daneli zeminler için KDYY-Tablo 3.11’de tanımlanan minimum bekleme süreleri boyunca ölçülmektedir. Örnek problemde yer alan ankrajlı iksa sistemi sıkı-çok sıkı çakıllı kumdan oluşan zemin profilinde bulunduğu için iri daneli zemin ve kaya için tanımlanan sürelerde geçici ankrajlı sistem göz önüne alınarak belirlenmiştir (Tablo T3-3).

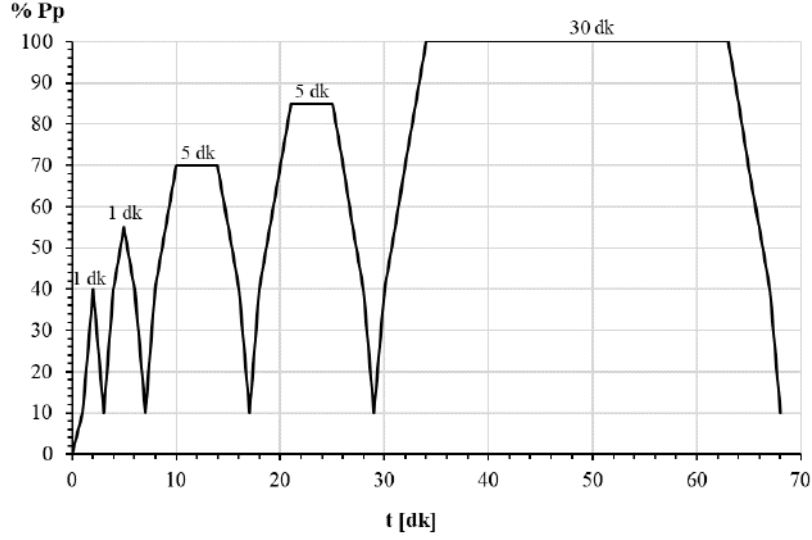
Tablo T3-3: Uygunluk Testi Yükleme Kademeleri ve Bekleme Süreleri (KDYY-Tablo 3.11)

Döngü	Yük Kademeleri	Her döngüdeki maksimum yükte asgari bekleme süresi [dk]
		Geçici ankraj
		İri daneli zeminde ve kayada
0	P_a	1
1	$0.40 P_p$	1
2	$0.55 P_p$	1
3	$0.70 P_p$	5
4	$0.85 P_p$	5
5	$1.00 P_p$	30

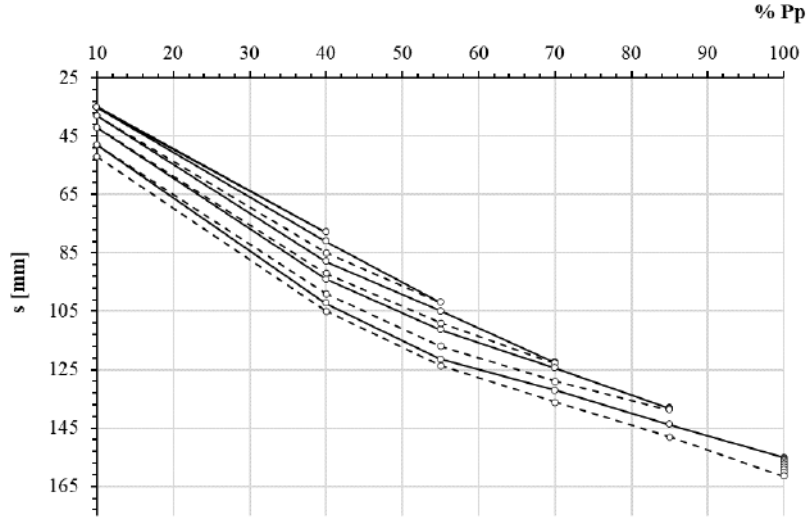
Döngülerde uygulanacak yük kademeleri Şekil T3-1’de belirtildiği şekilde alınır. Test kapsamında uygulanan toplam beş döngünün her birinde maksimum yük değerine kademeli olarak ulaşılmıştır. Daha sonra aynı yük kademeleri kullanılarak boşluk alma yükü P_a ’ya boşaltılmıştır.

Örnek problem kapsamında yükleme ve boşaltma sırasında ara yük kademelerinde beklenilmesi gereken gözlem süreleri 1’er dakika olarak belirlenmiştir. Bu durum KDYY-3.2.4.2.h.3’te verilen koşul ile uyumludur. Şekil T3-2’de uygunluk testi yükleme döngüleri toplam deney süresine karşılık toplam uzama ilişkisi açısından gösterilmiştir.

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan deneyde uygulanan yük kademeleri ve bekleme süreleri KDYY’de öngörülen yük kademeleri ve bekleme süreleri ile uyumludur.



Şekil T3-1: İri Daneli Zeminlerde Geçici Ankrajlar için Uygunluk Testi Yükleme Döngüleri



Şekil T3-2: Uygunluk Testi Yükleme Döngüleri: Ankraj yükü-Toplam uzama ilişkisi

T3-2. Ölçümler ve Kontroller

Örnek uygunluk testi probleminde uygulanan her yük kademesinde halatta oluşan uzama değerleri ölçülmüş ve kaydedilmiştir. İlave, yükün sabit tutulduğu bekleme sürelerindeki uzamalar da 1→2→3→4→5→7→10→15→20→30 (dakika) şeklindeki zaman aralıkları takip edilerek ölçülmüş ve kaydedilmiştir (Tablo T3-1 ve Tablo T3-3). Her döngünün maksimum yük kademesinde ölçülen krip hızı (α_{krip}) kontrol edilmesi için KDYY-3.2.4.4 Ankraj kabul kriterlerinden krip hızı kontrol koşulları sağlanması gerekmektedir (3.2.4.4.a). α_{krip} değeri B.3.12 bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$\alpha_{\text{krip}} = (s_b - s_a) / [\log(t_b) - \log(t_a)] = (s_b - s_a) / \log(t_b/t_a) \quad (\text{T3-1})$$

Bu bağıntıda; s_a : t_a zamanındaki ankraj çubuk veya halatında ölçülen deplasman, s_b : t_b zamanındaki ankraj çubuk veya halatında ölçülen deplasman, t_a : ilgili zaman aralığının başlangıcı, t_b : ilgili zaman aralığının bitişi olarak tanımlanmaktadır. α_{krip} değerinin hesabında kullanılacak olan net uzama miktarları (s_{net}) Tablo T3-1’te verilmiştir. α_{krip} değerlerinin hesabında kullanılan t_a , t_b , s_a , s_b değerleri (Tablo T3-4) “Uygunluk testi için P_p yükündeki minimum ve uzatılmış gözlem süreleri” tablosuna bağlı olarak geçici ankrajlar için iri daneli zemin ve kaya sütununda tanımlanan sınırlara göre elde edilir.

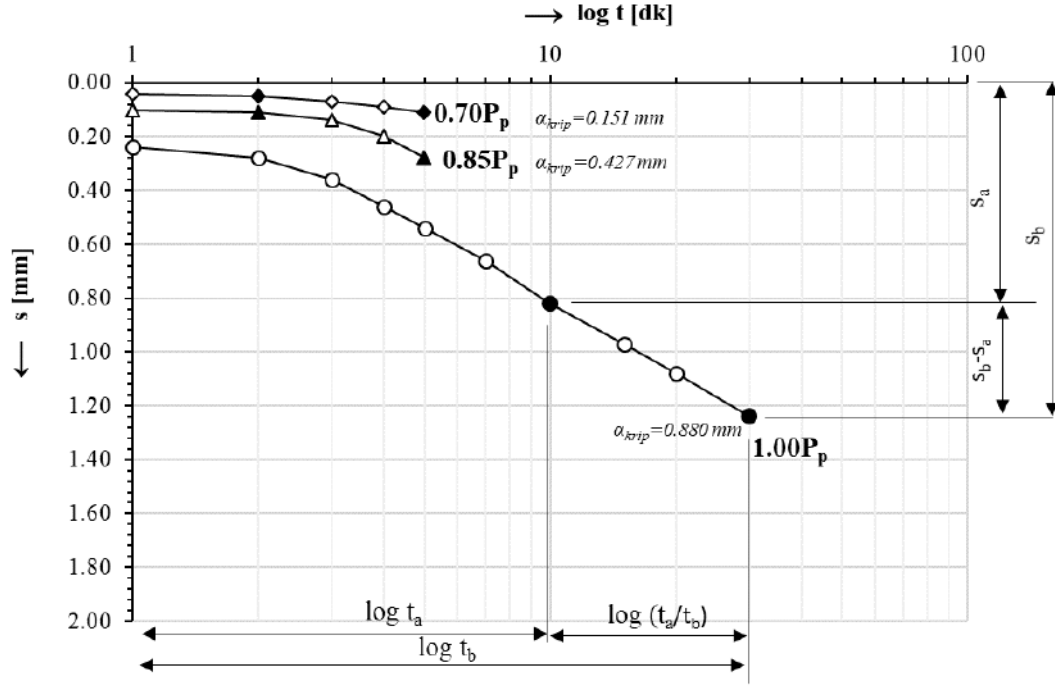
Tablo T3-4: Uygunluk Testi için P_p Yükündeki Minimum ve Uzatılmış Gözlem Süreleri (KDY-Tablo 3.13)

	Geçici ankrajlar	
	İri daneli zemin ve kaya	
İspat yükü	P_p	
Minimum gözlem süreleri ile test	t_a [dk]	10
	t_b [dk]	30
	Deplasman	≤ 0.5
	$\Delta s = s_b - s_a$ [mm] *	

α_{krip} değerleri Tablo T3-1’te verilmiş olan uygunluk testi sonuçları kullanılarak her bir yük döngüsü için ayrı ayrı hesaplanmış (Tablo T3-5) ve sonuçlar KDYY-Şekil 3.14’e benzer şekilde yarı logaritmik bir diyagramda gösterilmiştir (Şekil T3-3).

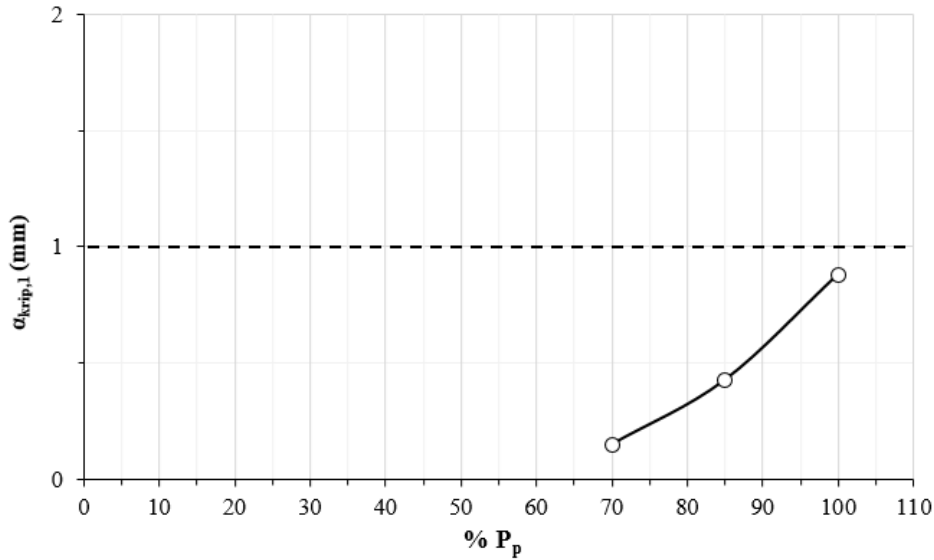
Tablo T3-5: 3-4-5 no.lu yükleme döngüleri için krip değerinin hesabı

<table><tr><th>P</th><th>t</th><th>s_{net}</th><th>Δs</th></tr><tr><th>[kN]</th><th>[dk]</th><th>[mm]</th><th>[mm]</th></tr><tr><td rowspan="6">512</td><td>0</td><td>87.37</td><td>0</td></tr><tr><td>1</td><td>87.41</td><td>0.04</td></tr><tr><td>2</td><td>87.46</td><td>0.05</td></tr><tr><td>3</td><td>87.53</td><td>0.07</td></tr><tr><td>4</td><td>87.62</td><td>0.09</td></tr><tr><td>5</td><td>87.73</td><td>0.11</td></tr></table>	P	t	s _{net}	Δs	[kN]	[dk]	[mm]	[mm]	512	0	87.37	0	1	87.41	0.04	2	87.46	0.05	3	87.53	0.07	4	87.62	0.09	5	87.73	0.11	<table><tr><th>P</th><th>t</th><th>s_{net}</th><th>Δs</th></tr><tr><th>[kN]</th><th>[dk]</th><th>[mm]</th><th>[mm]</th></tr><tr><td rowspan="6">622</td><td>0</td><td>102.89</td><td>0</td></tr><tr><td>1</td><td>102.99</td><td>0.10</td></tr><tr><td>2</td><td>103.10</td><td>0.11</td></tr><tr><td>3</td><td>103.24</td><td>0.14</td></tr><tr><td>4</td><td>103.44</td><td>0.20</td></tr><tr><td>5</td><td>103.72</td><td>0.28</td></tr></table>	P	t	s _{net}	Δs	[kN]	[dk]	[mm]	[mm]	622	0	102.89	0	1	102.99	0.10	2	103.10	0.11	3	103.24	0.14	4	103.44	0.20	5	103.72	0.28	<table><tr><th>P</th><th>t</th><th>s_{net}</th><th>Δs</th></tr><tr><th>[kN]</th><th>[dk]</th><th>[mm]</th><th>[mm]</th></tr><tr><td rowspan="11">732</td><td>0</td><td>119.78</td><td>0</td></tr><tr><td>1</td><td>120.02</td><td>0.24</td></tr><tr><td>2</td><td>120.30</td><td>0.28</td></tr><tr><td>3</td><td>120.66</td><td>0.36</td></tr><tr><td>4</td><td>121.12</td><td>0.46</td></tr><tr><td>5</td><td>121.66</td><td>0.54</td></tr><tr><td>7</td><td>122.32</td><td>0.66</td></tr><tr><td>10</td><td>123.14</td><td>0.82</td></tr><tr><td>15</td><td>124.11</td><td>0.97</td></tr><tr><td>20</td><td>125.19</td><td>1.08</td></tr><tr><td>30</td><td>126.43</td><td>1.24</td></tr></table>	P	t	s _{net}	Δs	[kN]	[dk]	[mm]	[mm]	732	0	119.78	0	1	120.02	0.24	2	120.30	0.28	3	120.66	0.36	4	121.12	0.46	5	121.66	0.54	7	122.32	0.66	10	123.14	0.82	15	124.11	0.97	20	125.19	1.08	30	126.43	1.24
P	t	s _{net}	Δs																																																																																															
[kN]	[dk]	[mm]	[mm]																																																																																															
512	0	87.37	0																																																																																															
	1	87.41	0.04																																																																																															
	2	87.46	0.05																																																																																															
	3	87.53	0.07																																																																																															
	4	87.62	0.09																																																																																															
	5	87.73	0.11																																																																																															
P	t	s _{net}	Δs																																																																																															
[kN]	[dk]	[mm]	[mm]																																																																																															
622	0	102.89	0																																																																																															
	1	102.99	0.10																																																																																															
	2	103.10	0.11																																																																																															
	3	103.24	0.14																																																																																															
	4	103.44	0.20																																																																																															
	5	103.72	0.28																																																																																															
P	t	s _{net}	Δs																																																																																															
[kN]	[dk]	[mm]	[mm]																																																																																															
732	0	119.78	0																																																																																															
	1	120.02	0.24																																																																																															
	2	120.30	0.28																																																																																															
	3	120.66	0.36																																																																																															
	4	121.12	0.46																																																																																															
	5	121.66	0.54																																																																																															
	7	122.32	0.66																																																																																															
	10	123.14	0.82																																																																																															
	15	124.11	0.97																																																																																															
	20	125.19	1.08																																																																																															
	30	126.43	1.24																																																																																															
$\Delta s = s_b - s_a = 0.11 - 0.05 = 0.060 \text{ mm}$ $\log \Delta t = \log (t_b) - \log (t_a) = \log (5/2) = 0.398$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.060 / 0.398 = \mathbf{0.151}$ mm	$\Delta s = s_b - s_a = 0.28 - 0.11 = 0.170 \text{ mm}$ $\log \Delta t = \log (t_b) - \log (t_a) = \log (5/2) = 0.398$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.170 / 0.398 = \mathbf{0.427}$ mm	$\Delta s = s_b - s_a = 1.24 - 0.82 = 0.420 \text{ mm} \leq 0.5$ mm $\log \Delta t = \log (t_b) - \log (t_a) = \log (30/10) = 0.477$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.420 / 0.477 = \mathbf{0.880}$ mm																																																																																																



Şekil T3-3: Her yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi

Bekleme sürelerinde ölçülen deplasman değerleri ($\alpha_{krip, ULS}$) KDYY-Şekil 3.12'ye benzer şekilde yarı logaritmik bir grafik üzerinde Şekil T3-4'teki gibi gösterilir.



Şekil T3-4: Ankraj yüküne karşı α_{krip} değeri değişimi

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan deney için her bir yük kademesindeki krip değerleri açıkça tespit edilebilmiş ve KDYY'de öngörülen ankraj yüküne karşı krip değerleri ve her yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi elde edilmiştir.

T3-3. Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Grafik Değerlendirme

KDDY-3.2.4.2.j.1'e göre uygunluk testi sırasında alınan ölçümler aşağıda belirtilen grafiklerde gösterilmelidir.

- iv. Her döngünün sonundaki halat ucu uzamasının ankraj yüküne göre değişim grafiği (Şekil T3-2)
- v. Her döngünün en yüksek yükünde halat ucu uzamasının logaritmik zamana göre değişim grafiği (Şekil T3-3)
- vi. Sünme hızının ankraj yüküne göre değişim grafiği (Şekil T3-4)

Bu bağlamda örnek problemde verilmiş olan deney için ilgili tüm grafikler elde edilmiştir.

Sayısal Değerlendirme

KDYY-3.2.4.2.j.2'ye göre deney sonucunda toplanan verilerden aşağıdaki parametreler belirlenecektir:

- iv. α_{crip} değerinin P_p ispat yükünde tayin edilmesi (Şekil T3-3)

Tablo T3-5'e göre $t_a = 10.0$ dk ve $t_b = 30.0$ dk sınırlarına göre $s_a = 0.82$ mm ve $s_b = 1.24$ mm olarak belirlenmiştir. Hesaplanan bu değerlere göre:

$$\Delta s_{ba} = s_b - s_a = 1.24 - 0.82 = 0.420 \text{ mm} \leq 0.5 \text{ mm}$$

elde edilmektedir. Örnek problemde minimum gözlem süreli test için iri daneli zeminlerdeki uzama kriterinin sağlandığı söylenebilmektedir (Tablo T3-4).

- v. Hesaplanan görünür tendon serbest uzunluğu L_{app} kontrol edilmelidir. L_{app} kontrolü için KDYY-3.2.4.4.b'de tanımlanmıştır.
5. Test edilen ankrajın görünür halat serbest uzunluğu, halat üzerindeki yük P_p 'den P_a 'ya boşaltılırken ölçülen boy kısalması değerleri kullanılarak aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır (KDYY-3.2.4.4.b.1).

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta s_{el}}{P_p - P_a} \quad (T3-2)$$

Bu bağıntıda;

- L_{app} : Görünür halat serbest uzunluğu
- A_t : Toplam halat kesit alanı
- E_t : Ankraj halatı elastisite modülü
- Δs_{el} : Halat elastik kısalması
- P_p : İspat yükü
- P_a : Başlangıç yükü

olarak tanımlanmaktadır. Δs_{el} değeri Tablo T3-1'de 5 no.lu yükleme döngüsündeki deney sonu net uzama miktarı olarak elde edilmiş ve $\Delta s_{el} = 126.43$ mm olarak hesaplanmıştır.

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta s_{el}}{P_p - P_a} = \frac{140 \cdot 4 \cdot 195 \cdot 126.43 \cdot 0.001}{731.5 - 73.15} \cong 21.0 \text{ m} \quad (T3-3)$$

6. Görünür halat serbest uzunluğunun sınırları KDYY-3.2.4.4.b.2’de verilen B.3.14 no.lu eşitlikte belirtilen sınır değerler arasında kalmalıdır.

$$0.8 L_{tf} + L_{te} \leq L_{app} \leq L_{tf} + L_{te} + 0.5 L_{tb} \quad (T3-4)$$

Bu bağıntıda; L_{tf} değeri halat serbest uzunluğunu, L_{te} değeri kriko içindeki halat uzunluğunu ve L_{tb} halat kök boyunu temsil etmektedir. İlgili eşitlik aşağıda verilmiş olup örnek soru kapsamındaki ankrajlı iksa sistemi için $L_{tf}= 17.0$ m, $L_{tb}= 8.0$ m ve $L_{te}= 1.0$ m olarak tasarlanmıştır. Bu bağlamda, KDYY kapsamında verilen bağıntı için aşağıdaki sayısal değerler hesaplanmaktadır.

$$0.8 L_{tf} + L_{te} = 0.8 * 17.0 + 1.0 = 14.6 \text{ m} \quad (T3-5)$$

$$L_{tf} + L_{te} + 0.5 L_{tb} = 17.0 + 1.0 + 0.5 * 8.0 = 22.0 \text{ m}$$

Hesaplanan görünür halat serbest uzunluğu değeri ile tasarlanan sistem sınırları karşılaştırıldığında, $14.6 \text{ m} \leq L_{app}=19.1 \text{ m} \leq 22.0 \text{ m}$, görünür halat serbest uzunluğunun kabul edilebilir sınırlar dahilinde kaldığı söylenebilmektedir.

Aynı zamanda, ölçülen deplasman değerleri açısından bir karşılaştırma yapıldığında, tasarlanan sistem boyutlarının alt ve üst sınırlarına göre;

$$\Delta S_{el,min} = \frac{(0.8 L_{tf} + L_{te}) * (P_p - P_a)}{A_t E_t} = 88.0 \text{ mm} \quad (T3-6)$$

$$\Delta S_{el,maks} = \frac{(L_{tf} + L_{te} + 0.5 * L_{tb}) * (P_p - P_a)}{A_t E_t} = 133.0 \text{ mm} \quad (T3-7)$$

şeklinde hesaplanabilmektedir. Ölçülen $\Delta s=126.43$ mm değeri hesaplanan alt ve üst sınır değerlerin arasındadır. Bu sebeple L_{app} değerinin öngörülen sınırlar içerisinde yer aldığı söylenebilir.

- vi. Eğer ulaşırsa ölçülen ankraj sıyrılma direncinin $R_{ULS;m}$ tayini.

KDYY-3.2.4.2 Tablo 3.13’e göre $\alpha_{krip,1} = 1.0$ şeklindedir. Verilen örnek problemde, test sonuçlarına göre çizilen “ankraj yüküne karşı α_{krip} değeri değişimi” grafiğinden görüldüğü gibi (Şekil T3-4) deney süresince uygulanan yüklemelerde $\alpha_{krip,1} = 1.0$ değerine ulaşamamıştır. Bu durumda ankraj sıyrılma direnci hesaplanamamaktadır.

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan test sonuçlarına göre, sahada uygulanan imalat yöntemi ve zemin koşulları bir arada değerlendirildiğinde proje aşamasında öngörülen çeper sürtünme değerine ulaşılmıştır.

T4 - ANKRAJ KABUL TESTİ

Düşük plastisiteli çok katı kumlu siltten oluşan bir zemin profiline sahip sahada 32 m derinliğinde bir derin kazı çalışması yürütülecektir. Söz konusu derin kazı çalışması için geçici ankrajlı iksa sistemi tasarlanması uygun görülmüştür. İmalatı projeye uygun olarak tamamlanan ankrajların, tasarım yükü (P_d) 350 kN, halat serbest boy uzunluğu (L_{tf}) 12 m, halat kök boyu 8 m (L_{tb}), kriko içindeki halat uzunluğu (L_{te}) 1 m'dir ve ankrajlar üç halattan oluşmaktadır. Sahada uygulanan kabul testinde ölçülen yük-uzama değerleri Tablo T4-1'de verilmiştir. Söz konusu ankrajın imalatında kullanılan halatların elastisite modülü değeri 195 GPa olup kesit alanı 140 mm² olarak kabul edilmiştir. Test sırasında kullanılan krikonun hidrolik pompası otomatik besleme ünitesine sahiptir. Kabul testine ait sonuçlar KDYY'ye göre değerlendirilecektir.

Tablo T4-1: Kabul Testinde Uygulanan Yükleme ve Boşaltma Kademeleri

Döngü	YÜK		Bekleme Süresi t [dk]	Uzama s [mm]	Net Uzama s _{net} [mm]
	[%]	~ [kN]			
0	Pa	43,8	1	5,50	0,00
1	%40 P _p	175,0	1	32,80	27,30
2	%55 P _p	241,0	1	43,40	37,90
3	%70 P _p	306,0	1	51,60	46,10
4	%85 P _p	372,0	1	61,20	55,70
5	%100 P _p	437,5	0	72,90	67,40
			1	73,40	67,90
			2	73,45	67,95
			3	73,50	68,00
			4	73,56	68,06
			5	73,64	68,14
			7	73,69	68,19
			10	73,81	68,31
			15	73,87	68,37

Örnek problemde verilen kabul testi sonuçları KDYY-3.2.4.3'te tanımlanan i) yük kademeleri ve bekleme süreleri, ii) ölçümler ve kontroller ve iii) test sonuçlarının değerlendirilmesi alt başlıklarında yorumlanacak ve gerekli hesaplamalar eklenecektir.

T4-1. Yük Kademeleri ve Bekleme Süreleri

Tablo T4-1'de sonuçları verilen kabul testinin ispat yüküne kadar beş döngüde uygulandığı görülmektedir (KDYY-3.2.4.3.d.1). Problemde test için ankraj tasarım yükü 350 kN olarak verilmiştir. KDYY-3.2.4.3.b'ye göre geçici ankrajlarda yapılacak testlerde ispat yükü, ankraj tasarım yükünün en az 1.25 katı kadar olmalıdır. Buna göre, örnek problem kapsamında tasarlanan ankrajlı sistem için ispat yükü değeri $P_p = 1.25 \cdot 350 = 437.5$ kN olarak hesaplanmıştır. Kabul testinde ön yükleme (boşluk alma) yükü $P_a = 0.10 P_p$ olarak kullanılmıştır ve bu problem için P_a değeri $P_a = 0.1 \cdot P_p = 0.1 \cdot 437.5 = 43.75$ kN değerinde hesaplanmıştır.

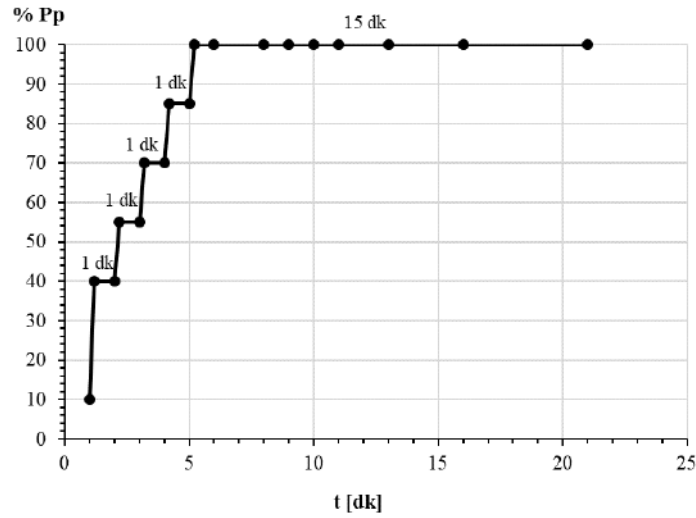
Ankraj kabul testlerinde her kademede maksimum yük değerine ulaşıldığında halat ucu uzaması ince daneli zeminler için Tablo T4-2'de tanımlanan minimum bekleme süreleri boyunca ölçülmektedir.

Örnek problemde yer alan ankrajlı iksa sistemi düşük plastisiteli çok katı kumlu siltten oluşan zemin profilinde bulunduğundan “her döngüdeki en büyük yükte asgari bekleme süresi” ince daneli zemin için tanımlanan süreler göz önüne alınarak Tablo T4-2’deki gibi belirlenmiştir.

Tablo T4-2: Kabul Testi Yükleme Kademeleri ve Bekleme Süreleri
(KDY-Tablo 3.14)

Döngü	Yük kademeleri	Asgari bekleme süresi [dk]
		İnce daneli zeminde
0	P_a	1
1	$0.40 P_p$	1
2	$0.55 P_p$	1
3	$0.70 P_p$	1
4	$0.85 P_p$	1
5	$1.00 P_p$	15

Döngülerde uygulanacak yük kademeleri Şekil T4-1’de belirtildiği gibi alınır (KDY- 3.2.4.3.d.2). Uygulanan test yükü, ara yük kademelerinde 1 dakika boyunca sabit tutulmuştur. Bu bağlamda uygulanan yük kademeleri Şekil T4-1’de ispat yükünün yüzdesinin zamana bağlı değişimi açısından verilmiştir. %100 P_p yükünde Tablo T4-2’de tanımlanan asgari bekleme süresi boyunca test yükü sabit tutulmuştur.



Tablo T4-2: İnce Daneli Zeminlerde Kabul Testi Yükleme Döngüleri

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan deneyde uygulanan yük kademeleri ve bekleme süreleri KDYY’de öngörülen yük kademeleri ve bekleme süreleri ile uyumludur.

T4-2. Ölçümler ve Kontroller

Örnek kabul testi probleminde halat ucunun uzaması, yükleme ve boşaltma ara kademelerinde ölçülmüş ve kaydedilmiştir. Son kademede ispat yüküne ulaşıldığında, sabit yük altında halat ucundaki uzama, gözlem süresi boyunca ince daneli zeminler için 1→2→3→4→5→7→10→15 (dakika) zaman aralıklarında ölçülmüştür (KDY-3.4.2.3.e.2) (Tablo T4-1).

İspat yükü altında halat ucunda ölçülen uzama değerlerine ait sınır değerler Tablo T4-3'te verilmiştir.

Tablo T4-3: Kabul Testi İçin P_p Yükündeki Minimum Gözlem Süreleri (KDYY-Tablo 3.15)

		Geçici ve kalıcı ankrajlar
		İnce daneli zemin
İspat yükü		P _p
Minimum gözlem süreleri ile test	t _a [dk]	5
	t _b [dk]	15
	Deplasman	≤ 0.25
	Δ _s =s _b -s _a [mm] *	
* Δ _s şartının sağlanmadığı testler durdurulmadan devam ettirilecektir. Aşağıdaki kriterlerin sağlandığı kontrol edilmelidir.		
Uzatılmış gözlem süreleri ile test	t _a [dk]	5
	t _b [dk]	≥ 30
	Sünme hızı**	≤ α _{kriş,1} = 1.0
	α _{kriş} (mm)	
** α _{kriş} zaman-uzama eğrisinin doğrusal kısmından t _a kaydedilerek belirlenir.		

Tablo T4-3'e göre maksimum yük kademesinde ölçülen krip hızının (α_{krip}) kontrol edilmesi ve KDYY-3.2.4.4 ankraj kabul kriterlerinden krip hızı kontrol koşullarını sağlaması gerekmektedir (3.2.4.4.a). α_{krip} değeri B.3.12 bağıntısı ile hesaplanabilir.

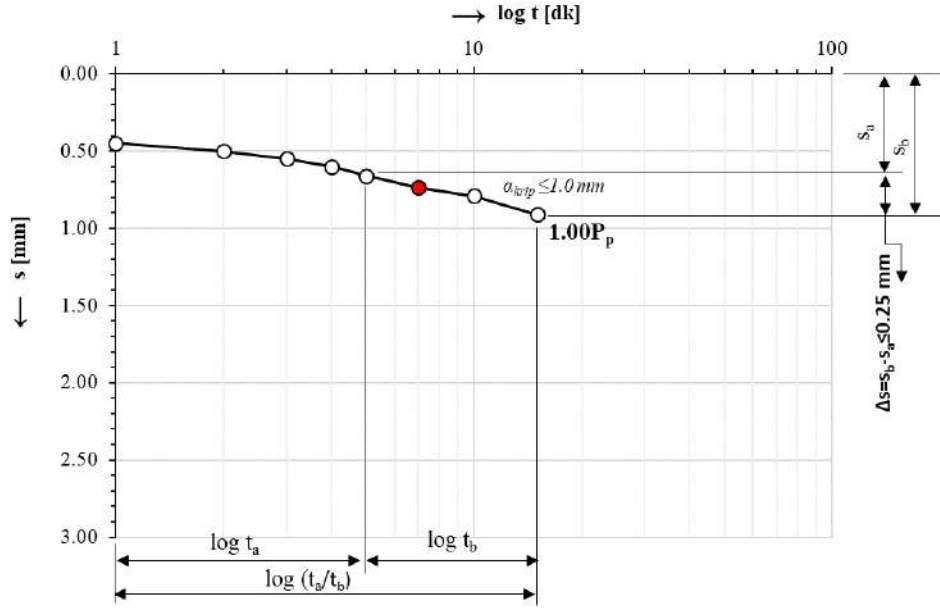
$$\alpha_{krip} = (s_b - s_a) / [\log(t_b) - \log(t_a)] = (s_b - s_a) / \log(t_b/t_a) \quad (T4-1)$$

Bu bağıntıda; s_a : t_a zamanındaki ankraj çubuk veya halatında ölçülen deplasman, s_b : t_b zamanındaki ankraj çubuk veya halatında ölçülen deplasman, t_a : ilgili zaman aralığının başlangıcı, t_b : ilgili zaman aralığının bitişi olarak tanımlanmaktadır. α_{krip} değerinin hesabında kullanılacak olan net uzama miktarları (s_{net}) Tablo T4-1'de verilmiştir. α_{krip} değerlerinin hesabında kullanılan t_a , t_b , s_a , s_b değerleri "Kabul testi için P_p yükündeki minimum ve uzatılmış gözlem süreleri" bağlı olarak ince daneli zemin sütununda tanımlanan sınırlara göre Tablo T4-3'teki gibi elde edilirler.

α_{krip} değerleri Tablo T4-1'te verilmiş olan kabul testi sonuçları kullanılarak %100 P_p yük döngüsü için hesaplanmıştır (Tablo T4-4) ve sonuçlar yarı logaritmik bir diyagramda gösterilmiştir (Şekil T4-2).

Tablo T4-4: %100 P_p yükleme döngüsü için krip değerinin hesabı

P	t	Snet	Δs
[kN]	[dk]	[mm]	[mm]
437.5	0	67.40	0.00
	1	67.90	0.50
	2	67.95	0.55
	3	68.00	0.60
	4	68.06	0.66
	5	68.14	0.74
	7	68.19	0.79
	10	68.31	0.91
	15	68.37	0.97
$\Delta s = s_b - s_a = 0.97 - 0.74 = 0.23 \text{ mm}$ $\log \Delta t = \log(t_b) - \log(t_a) = \log(15/5) = 0.477$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.23 / 0.477 = 0.482 \leq \alpha_{krip,1} = 1.0 \text{ mm}$			



Şekil T4-2: Kabul testinde %100P_p yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan deney için her bir yük kademesindeki krip değerleri açıkça tespit edilebilmiş ve KDYY’de öngörülen ankraj yüküne karşı krip değerleri ve her yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi elde edilmiştir.

T4-3. Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Grafik Değerlendirme

KDDY-3.2.4.3.f.1’e göre kabul testi sırasında alınan ölçümler aşağıda belirtilen grafiklerde gösterilmelidir.

- vii. Halat ucu uzamasının P_p yükünün uygulandığı zamana göre değişim grafiği (KDYY-3.2.4.3, Şekil 3.14’te sadece P_p yükü için) (Şekil T4-2).

Bu bağlamda, örnek problemde verilmiş olan deney için ilgili tüm grafikler elde edilmiştir.

Sayısal Değerlendirme

KDYY- 3.2.4.3.f.2’ye göre deney sonucunda toplanan verilerden aşağıdaki parametreler belirlenecektir:

- vii. α_{krip} değerinin P_p ispat yükünde tayin edilmesi.

Tablo T4-4’e göre t_a= 5. 0 dk ve t_b= 15.0 dk sınırlarına göre s_a= 0.74 mm ve s_b=0.97 mm olarak belirlenmiştir. Hesaplanan bu değerlere göre:

$$\Delta s_{ba} = s_b - s_a = 0.97 - 0.74 = 0.23 \text{ mm} \leq 0.25 \text{ mm}$$

elde edilmektedir. Örnek problemde minimum gözlem süreli test için ince daneli zeminlerdeki uzama kriterinin sağlandığı söylenebilmektedir.

viii. Hesaplanan görünür tendon serbest uzunluğu L_{app} kontrol edilmelidir. L_{app} kontrolü için KDYY-3.2.4.4.b’de tanımlanmıştır.

7. Test edilen ankrajın görünür halat serbest uzunluğu, halat üzerindeki yük P_p ’den P_a ’ya boşaltılırken ölçülen boy kısalması değerleri kullanılarak aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır (KDYY-3.2.4.4.b.1).

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta s_{el}}{P_p - P_a} \quad (T4-2)$$

Bu bağıntıda;

L_{app} : Görünür halat serbest uzunluğu
 A_t : Toplam halat kesit alanı
 E_t : Ankraj halatı elastisite modülü
 Δs_{el} : Halat elastik kısalması
 P_p : İspat yükü
 P_a : Başlangıç yükü

olarak tanımlanmaktadır. Δs_{el} değeri Tablo T4-1’de 5 no.lu yükleme döngüsündeki deney sonucu net uzama miktarı olarak elde edilmiş ve $\Delta s_{el} = 68.37 \text{ mm}$ olarak hesaplanmıştır.

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta s_{el}}{P_p - P_a} = \frac{140 \cdot 3 \cdot 195 \cdot 68.37 \cdot 0.001}{437.5 - 43.75} \cong 14.22 \text{ m} \quad (T4-3)$$

8. Görünür halat serbest uzunluğunun sınırları KDYY- 3.2.4.4.b.2’de verilen B.3.14 no.lu eşitlikte belirtilen sınır değerler arasında kalmalıdır.

$$0.8 L_{tf} + L_{te} \leq L_{app} \leq L_{tf} + L_{te} + 0.5 L_{tb} \quad (T4-4)$$

Bu bağıntıda; L_{tf} değeri halat serbest uzunluğunu, L_{te} değeri kriko içindeki halat uzunluğunu ve L_{tb} halat kök boyunu temsil etmektedir. İlgili eşitlik aşağıda verilmiş olup örnek soru kapsamındaki ankrajlı iksa sistemi için $L_{tf} = 12.0 \text{ m}$, $L_{tb} = 8.0 \text{ m}$ ve $L_{te} = 1.0 \text{ m}$ olarak tasarlanmıştır. Bu bağlamda, KDYY kapsamında verilen bağıntı için aşağıdaki sayısal değerler hesaplanmaktadır.

$$\begin{aligned} 0.8 L_{tf} + L_{te} &= 0.8 \cdot 12.0 + 1.0 = 10.6 \text{ m} \\ L_{tf} + L_{te} + 0.5 L_{tb} &= 12.0 + 1.0 + 0.5 \cdot 8.0 = 17.0 \text{ m} \end{aligned} \quad (T4-5)$$

Hesaplanan görünür halat serbest uzunluğu değeri ile tasarlanan sistem sınırları karşılaştırıldığında, $10.6 \text{ m} \leq L_{app} = 14.22 \text{ m} \leq 17.0 \text{ m}$, görünür halat serbest uzunluğunun kabul edilebilir sınırlar dahilinde kaldığı söylenebilmektedir.

Aynı zamanda, ölçülen deplasman değerleri açısından bir karşılaştırma yapıldığında, tasarlanan sistem boyutlarının alt ve üst sınırlarına göre;

$$\Delta s_{el,min} = \frac{(0.8 L_{tf} + L_{te}) \cdot (P_p - P_a)}{A_t E_t} = 51.0 \text{ mm} \quad (T4-6)$$

$$\Delta S_{el,maks} = \frac{(L_{tf} + L_{te} + 0.5 * L_{tb}) * (P_p - P_a)}{A_t E_t} = 82.0 \text{ mm} \quad (T4-7)$$

şeklinde hesaplanabilmektedir. Ölçülen $\Delta s=68.37$ mm değeri hesaplanan alt ve üst sınır değerlerin arasındadır. Bu sebeple L_{app} değerinin öngörülen sınırlar içerisinde yer almaktadır.

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan kabul testi sonucunda elde edilen tüm değerlendirmeler ışığında ankrajın kabul edilebilir olduğu sonucuna ulaşılmıştır.

T5 - ANKRAJ KABUL TESTİ

Bir derin kazı çalışması kapsamında yapılan kabul testine ait bilgiler aşağıdaki gibi iletilmiştir. İmalatı projeye uygun olarak tamamlanan ankrajların, tasarım yükü (P_d) 450 kN, halat serbest boy uzunluğu (L_{tf}) 16 m, halat kök boyu 8 m (L_{tb}), kriko içindeki halat uzunluğu (L_{te}) 1 m'dir ve ankrajlar üç halattan oluşmaktadır. Sahada uygulanan kabul testinde ölçülen yük-uzama değerleri Tablo T5-1'de verilmiştir. Söz konusu ankrajın imalatında kullanılan halatların elastisite modülü değeri 195 GPa olup kesit alanı 140 mm^2 olarak kabul edilmiştir. Test sırasında kullanılan krikonun hidrolik pompası otomatik besleme ünitesine sahiptir. Kabul testine ait sonuçlar KDYY'ye göre değerlendirilecektir.

Tablo T5-1: Kabul Testinde Uygulanan Yükleme ve Boşaltma Kademeleri

Döngü	YÜK		Bekleme Süresi t [dk]	Uzama s [mm]	Net Uzama S_{net} [mm]
	[%]	~ [kN]			
0	P_a	56,3	1	20,00	0,00
1	%40 P_p	225,0	1	60,20	40,20
2	%55 P_p	309,0	1	78,60	58,60
3	%70 P_p	394,0	1	92,60	72,60
4	%85 P_p	478,0	1	105,00	85,00
5	%100 P_p	562,5	0	125,28	105,28
			1	125,30	105,30
			2	125,35	105,35
			3	125,40	105,40
			4	125,45	105,45
			5	125,50	105,50
			7	125,60	105,60
			10	125,80	105,80
6	%100 P_p	562,5	15	126,00	106,00
			20	126,10	106,10
			25	126,15	106,15
			30	126,20	106,20
			35	126,20	106,20

Örnek problemde verilen kabul testi sonuçları KDYY-3.2.4.3'te tanımlanan i) yük kademeleri ve bekleme süreleri, ii) ölçümler ve kontroller ve iii) test sonuçlarının değerlendirilmesi alt başlıklarında yorumlanacak ve gerekli hesaplamalar eklenecektir.

T5-1. Yük Kademeleri ve Bekleme Süreleri

Tablo T5-1'de sonuçları verilen kabul testinin ispat yüküne kadar beş döngüde uygulandığı görülmektedir (KDYY-3.2.4.3.d.1). Problemde test için ankraj tasarım yükü 450 kN olarak verilmiştir. KDYY-3.2.4.3.b'ye göre geçici ankrajlarda yapılacak testlerde ispat yükü, ankraj tasarım yükünün en az 1.25 katı kadar olmalıdır. Buna göre, örnek problem kapsamında tasarlanan ankrajlı sistem için ispat yükü değeri $P_p = 1.25 \cdot 450 = 562.5 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Kabul testinde ön yükleme (boşluk alma) yükü $P_a = 0.10 P_p$ olarak kullanılmıştır ve bu problem için P_a değeri $P_a = 0.1 \cdot P_p = 0.1 \cdot 562.5 \approx 56.3 \text{ kN}$ değerinde hesaplanmıştır.

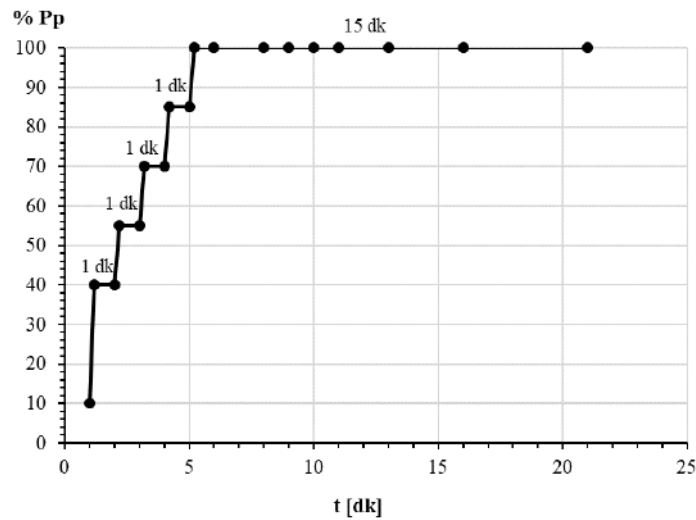
Ankraj kabul testlerinde her kademede maksimum yük değerine ulaşıldığında halat ucu uzaması ince daneli zeminler için Tablo T5-2'de tanımlanan minimum bekleme süreleri boyunca ölçülmektedir.

Örnek problemdeki teste ait süreçler, zemin etüt raporu ve saha gözlemlerine dayanarak ince daneli zemin için yapılan tanımlamalara uygun olarak Tablo T5-2'ye göre belirlenmiştir.

Tablo T5-2: Kabul Testi Yükleme Kademeleri ve Bekleme Süreleri
(KDYY-Tablo 3.14)

Döngü	Yük kademeleri	Asgari bekleme süresi [dk]
		İnce daneli zeminde
0	P_a	1
1	$0.40 P_p$	1
2	$0.55 P_p$	1
3	$0.70 P_p$	1
4	$0.85 P_p$	1
5	$1.00 P_p$	15

Döngülerde uygulanacak yük kademeleri Şekil T5-1'de belirtildiği gibi alınır (KDYY- 3.2.4.3.d.2). Uygulanan yük, ara yük kademelerinde 1 dakika boyunca sabit tutulmuştur. Bu bağlamda uygulanan yük kademeleri Şekil T5-1'de ispat yükünün yüzdesinin zamana bağlı değişimi açısından verilmiştir. %100 P_p yükünde Tablo T5-2'de tanımlanan asgari bekleme süresi boyunca yük sabit tutulmuştur.



Şekil T5-1: İnce Daneli Zeminlerde Kabul Testi Yükleme Döngüleri

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan deneyde uygulanan yük kademeleri ve bekleme süreleri KDYY'de öngörülen yük kademeleri ve bekleme süreleri ile uyumludur.

T5-2. Ölçümler ve Kontroller

Örnek kabul testi probleminde halat ucunun uzaması, yükleme ve boşaltma ara kademelerinde ölçülmüş ve kaydedilmiştir. Son kademede ispat yüküne ulaşıldığında, sabit yük altında halat ucundaki uzama, gözlem süresi boyunca ince daneli zeminler için 1→2→3→4→5→7→10→15 (dakika) zaman aralıklarında ölçülmüştür (KDYY-3.4.2.3.e.2) (Tablo T5-1).

İspat yükü altında halat ucunda ölçülen uzama değerlerine ait sınır değerler Tablo T5-3'te verilmiştir.

Tablo T5-3: Kabul Testi İçin P_p Yükündeki Minimum Gözlem Süreleri (KDYY-Tablo 3.13)

		Geçici ve kalıcı ankrajlar
		İnce daneli zemin
İspat yükü		P_p
Minimum gözlem süreleri ile test	t_a [dk]	5
	t_b [dk]	15
	Deplasman	≤ 0.25
	$\Delta_s=s_b-s_a$ [mm] *	
* Δ_s şartının sağlanmadığı testler durdurulmadan devam ettirilecektir. Aşağıdaki kriterlerin sağlandığı kontrol edilmelidir.		
Uzatılmış gözlem süreleri ile test	t_a [dk]	5
	t_b [dk]	≥ 30
	Sünme hızı**	$\leq \alpha_{krip,1} = 1.0$
	α_{krip} (mm)	
** α_{krip} zaman-uzama eğrisinin doğrusal kısmından t_a kaydedilerek belirlenir.		

Tablo T5-3'e göre maksimum yük kademesinde ölçülen krip hızının (α_{krip}) kontrol edilmesi ve KDYY-3.2.4.4 ankraj kabul kriterlerinden krip hızı kontrol koşulları sağlanması gerekmektedir (3.2.4.4.a). α_{krip} değeri B.3.12 bağıntısı ile hesaplanabilir.

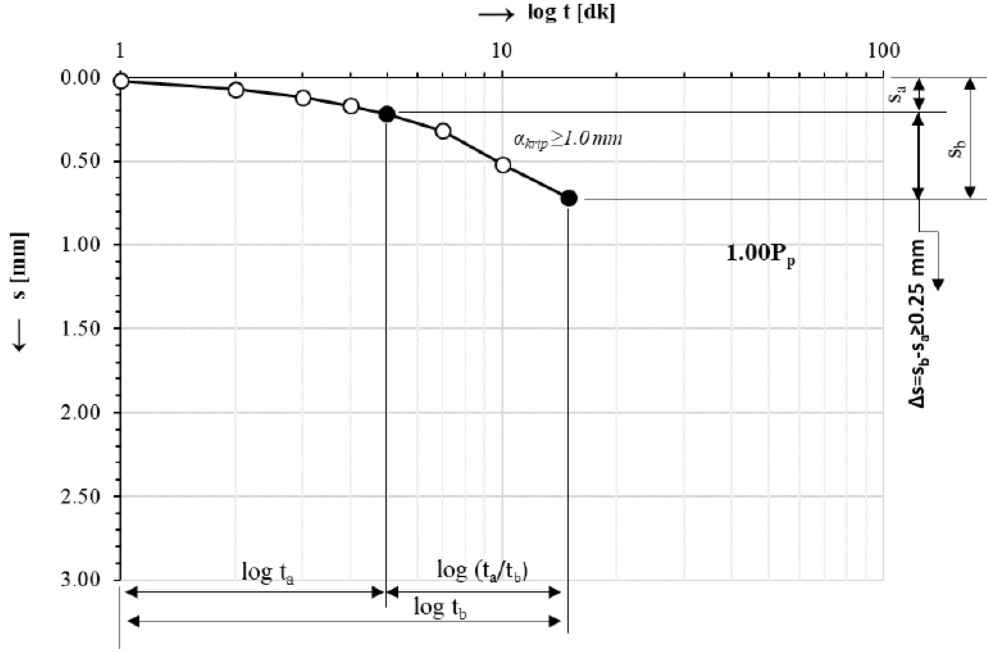
$$\alpha_{krip} = (s_b - s_a) / [\log(t_b) - \log(t_a)] = (s_b - s_a) / \log(t_b/t_a) \quad (T5-1)$$

Bu bağıntıda; s_a: t_a zamanındaki ankraj çubuk veya halatında ölçülen deplasman, s_b: t_b zamanındaki ankraj çubuk veya halatında ölçülen deplasman, t_a: ilgili zaman aralığının başlangıcı, t_b: ilgili zaman aralığının bitişi olarak tanımlanmaktadır. α_{krip} değerinin hesabında kullanılacak olan net uzama miktarları (s_{net}) Tablo T5-1'de verilmiştir. α_{krip} değerlerinin hesabında kullanılan t_a, t_b, s_a, s_b değerleri "Kabul testi için P_p yükündeki minimum ve uzatılmış gözlem süreleri" tablosuna bağlı olarak ince daneli zemin sütununda tanımlanan sınırlara göre Tablo T5-3'teki gibi elde edilirler.

α_{krip} değerleri Tablo T5-1'de verilmiş olan kabul testi sonuçları kullanılarak %100P_p yük döngüsü için hesaplanmıştır (Tablo T5-4) ve sonuçlar yarı logaritmik bir diyagramda gösterilmiştir (Şekil T5-2).

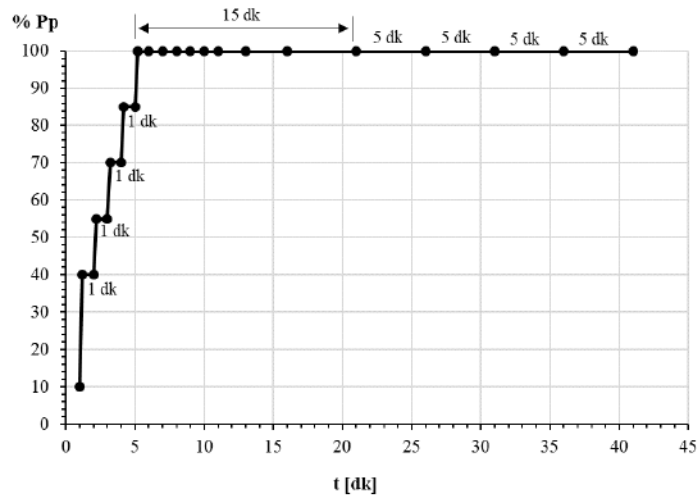
Tablo T5-4: %100P_p yükleme döngüsü için krip değerinin hesabı

P	t	s _{net}	Δs
[kN]	[dk]	[mm]	[mm]
562.5	0	125.28	0
	1	125.3	0.02
	2	125.35	0.07
	3	125.4	0.12
	4	125.45	0.17
	5	125.5	0.22
	7	125.6	0.32
	10	125.8	0.52
	15	126	0.72
Δs = s _b - s _a = 0.72 - 0.22 = 0.50 mm log Δt = log (t _b) - log (t _a) = log (15/5) = 0.477 α _{krip} = Δs / log Δt = 0.50 / 0.477 = 1.048 ≥ α_{krip,1} = 1.0 mm			



Şekil T5-2: Kabul testinde %100P_p yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi

Örnek problem için Tablo T5-4 ve Şekil T5-2’de elde edilen değerlere göre minimum gözlem süresi için uzama sınırı aşılmıştır, bu sebeple Tablo T5-3’te verildiği gibi süreler uzatılarak teste devam edilmiştir (KDY-4.2.4.3.e.3). Tablo T5-1’de verilen 6. döngüde testin uzatılmış bölümüne ait ölçümleri verilmiştir. Uzatılmış test süresi boyunca halat ucu uzaması 5 dakikalık aralıklarla kaydedilmiştir (KDY-4.2.4.3.e.5). Uzatılmış testin sonunda t_a ve t_b süreleri arasında ölçülen krip yer değiştirme oranı (α) 1 mm’den daha fazla ölçülmemiştir (Tablo T5-3). Uzatılmış testin süresi (t_b), sünme hızı (α_{krip}) sabit kalana kadar uzatılmış ve deney beş adet 5 dakikalık ölçümün (35. Dakika) ardından sonlandırılmıştır. Uzatılmış teste ait yükleme döngüsü Şekil T5-3’te verilmiştir.



Şekil T5-3: İnce Daneli Zeminlerde Uzatılmış Kabul Testi Yükleme Döngüleri

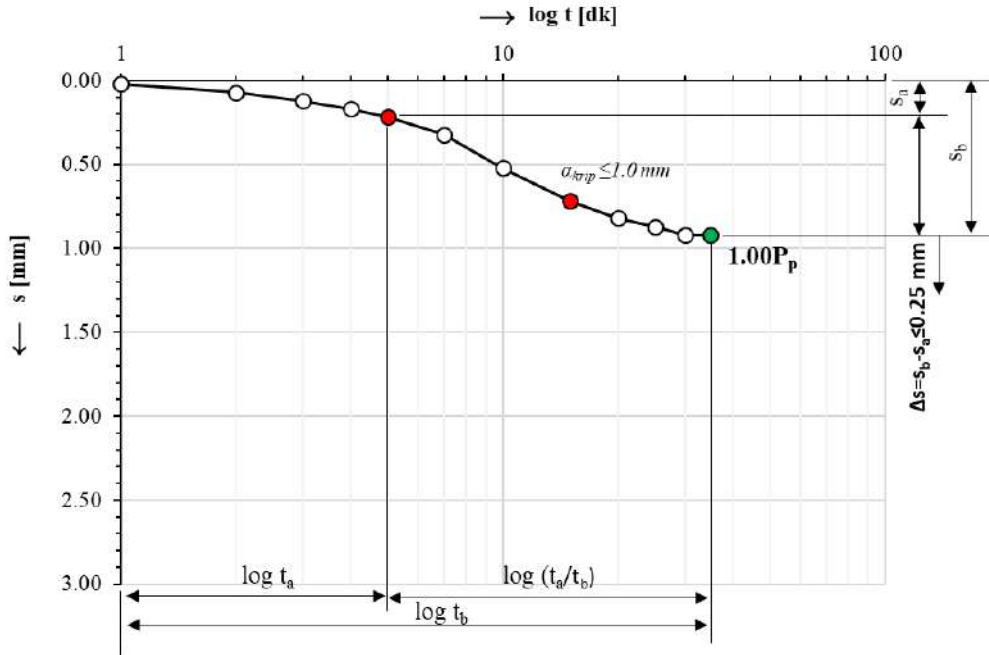
α_{krip} değerleri Tablo T5-1’de verilmiş olan uzatılmış deney süreleri de kullanılarak %100P_p yük döngüsü için yeniden hesaplanmıştır (Tablo T5-5) ve sonuçlar yarı logaritmik bir diyagramda gösterilmiştir (Şekil T5-4).

Tablo T5-5: %100P_p yükleme döngüsü için uzatılmış teste göre krip değerinin hesabı

P	t	s _{net}	Δs
[kN]	[dk]	[mm]	[mm]
562.5	0	125.28	0
	1	125.3	0.02
	2	125.35	0.07
	3	125.4	0.12
	4	125.45	0.17
	5	125.5	0.22
	7	125.6	0.32
	10	125.8	0.52
	15	126	0.72
	20	126.1	0.82
	25	126.15	0.87
	30	126.2	0.92
	35	126.2	0.92

$$\Delta s = s_b - s_a = 0.90 - 0.22 = 0.70 \text{ mm}$$

$$\log \Delta t = \log (t_b) - \log (t_a) = \log (35/5) = 0.845$$

$$\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.70 / 0.845 = 0.828 \leq \alpha_{krip,1} = 1.0 \text{ mm}$$


Şekil T5-4: Uzatılmış kabul testinde %100P_p yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan deney için her bir yük kademesindeki krip değerleri açıkça tespit edilebilmiş ve KDYY’de öngörülen ankraj yüküne karşı krip değerleri ve her yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi elde edilmiştir.

T5-3. Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Grafik Değerlendirme

KDDY-3.2.4.3.f.1'e göre kabul testi sırasında alınan ölçümler aşağıda belirtilen grafiklerde gösterilmelidir.

- viii. Halat ucu uzamasının P_p yükünün uygulandığı zamana göre değişim grafiği (KDDY-3.2.4.3, Şekil 3.14'te sadece P_p yükü için) (Şekil T5-2 ve Şekil T5-4).

Bu bağlamda, örnek problemde verilmiş olan deney için ilgili tüm grafikler elde edilmiştir.

Sayısal Değerlendirme

KDDY- 3.2.4.3.f.2'ye göre deney sonucunda toplanan verilerden aşağıdaki parametreler belirlenecektir:

- ix. α_{krip} değerinin P_p ispat yükünde tayin edilmesi. Bu durum sadece KDDY-Tablo 3.15'de (Tablo T5-3) verilen minimum gözlem süresi gereksinimleri testte yerine getirilmediğinde gereklidir. Örnek problemde uygulanan test dahilinde minimum gözlem süresi gereksinimleri elde edilememiştir dolayısı ile test devam ettirilerek $\leq \alpha_{krip,1} = 1.0$ kriteri kontrol edilmiştir (Tablo T5-5, Şekil T5-4). Sonuç olarak, örnek problemde uzatılmış gözlem süreli test için ince daneli zeminlerdeki uzama kriterinin sağlandığı söylenebilmektedir.
- x. Hesaplanan görünür tendon serbest uzunluğu L_{app} kontrol edilmelidir. L_{app} kontrolü için KDDY-3.2.4.4.b'de tanımlanmıştır.
9. Test edilen ankrajın görünür halat serbest uzunluğu, halat üzerindeki yük P_p 'den P_a 'ya boşaltılırken ölçülen boy kısalması değerleri kullanılarak aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır (KDDY-3.2.4.4.b.1).

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta s_{el}}{P_p - P_a} \quad (T5-2)$$

Bu bağıntıda;

- L_{app} : Görünür halat serbest uzunluğu
 A_t : Toplam halat kesit alanı
 E_t : Ankraj halatı elastisite modülü
 Δs_{el} : Halat elastik kısalması
 P_p : İspat yükü
 P_a : Başlangıç yükü

olarak tanımlanmaktadır. Δs_{el} değeri Tablo T5-1'de 6 no.lu yükleme döngüsündeki deney sonu net uzama miktarı olarak elde edilmiş ve $\Delta s_{el} = 106.20 \text{ mm}$ olarak hesaplanmıştır.

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta s_{el}}{P_p - P_a} = \frac{140 \cdot 3 \cdot 195 \cdot 106.20 \cdot 0.001}{562.5 - 56.3} \cong 17.20 \text{ m} \quad (T5-3)$$

10. Görünür halat serbest uzunluğunun sınırları KDDY- 3.2.4.4.b.2'te verilen B.3.14 nolu eşitlikte belirtilen sınır değerler arasında kalmalıdır.

$$0.8 L_{tf} + L_{te} \leq L_{app} \leq L_{tf} + L_{te} + 0.5 L_{tb} \quad (T5-4)$$

Bu bağıntıda; L_{tf} değeri halat serbest uzunluğunu, L_{te} değeri krika içindeki halat uzunluğunu ve L_{tb} halat kök boyunu temsil etmektedir. İlgili eşitlik aşağıda verilmiş olup örnek soru kapsamındaki ankrajlı iksa sistemi için $L_{tf}= 16.0$ m, $L_{tb}= 8.0$ m ve $L_{te}= 1.0$ m olarak tasarlanmıştır. Bu bağlamda, KDYY kapsamında verilen bağıntı için aşağıdaki sayısal değerler hesaplanmaktadır.

$$\begin{aligned} 0.8 L_{tf} + L_{te} &= 0.8 * 16.0 + 1.0 = 13.8 \text{ m} \\ L_{tf} + L_{te} + 0.5 L_{tb} &= 16.0 + 1.0 + 0.5 * 8.0 = 21.0 \text{ m} \end{aligned} \quad (T5-5)$$

Hesaplanan görünür halat serbest uzunluğu değeri ile tasarlanan sistem sınırları karşılaştırıldığında, $13.8 \text{ m} \leq L_{app}=17.20 \text{ m} \leq 21.0 \text{ m}$, görünür halat serbest uzunluğunun kabul edilebilir sınırlar dahilinde kaldığı söylenebilmektedir.

Aynı zamanda, ölçülen deplasman değerleri açısından bir karşılaştırma yapıldığında, tasarlanan sistem boyutlarının alt ve üst sınırlarına göre;

$$\Delta S_{el,min} = \frac{(0.8 L_{tf} + L_{te}) * (P_p - P_a)}{A_t E_t} = 85.0 \text{ mm} \quad (T5-6)$$

$$\Delta S_{el,maks} = \frac{(L_{tf} + L_{te} + 0.5 * L_{tb}) * (P_p - P_a)}{A_t E_t} = 130.0 \text{ mm} \quad (T5-7)$$

şeklinde hesaplanabilmektedir. Ölçülen $\Delta s=106.20$ mm değeri hesaplanan alt ve üst sınır değerlerinin arasındadır. Bu sebeple L_{app} değerinin öngörülen sınırlar içerisinde yer aldığı söylenebilir.

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan kabul testi sonucunda elde edilen tüm değerlendirmeler, projedeki ankraj tasarımının yeterli olduğunu ortaya koymaktadır.

T6 - ANKRAJ KABUL TESTİ

Orta plastisiteli çok katı kumlu siltten oluşan bir zemin profiline sahip sahada 28 m derinliğinde bir derin kazı çalışması yürütülecektir. Söz konusu derin kazı çalışması için geçici ankrajlı iksa sistemi tasarlanması uygun görülmüştür. İmalatı projeye uygun olarak tamamlanan ankrajların, tasarım yükü (P_d) 300 kN, halat serbest boy uzunluğu (L_{tf}) 19 m, halat kök boyu 8 m (L_{tb}), kriko içindeki halat uzunluğu (L_{te}) 1 m'dir ve ankrajlar üç halattan oluşmaktadır. Sahada uygulanan kabul testinde ölçülen yük-uzama değerleri Tablo T6-1'de verilmiştir. Söz konusu ankrajın imalatında kullanılan halatların elastisite modülü değeri 195 GPa olup kesit alanı 140 mm² olarak kabul edilmiştir. Test sırasında kullanılan krikonun hidrolik pompası otomatik besleme ünitesine sahiptir. Kabul testine ait sonuçlar KDYY'ye göre değerlendirilecektir.

Tablo T6-1: Kabul Testinde Uygulanan Yükleme ve Boşaltma Kademeleri

Döngü	YÜK		Bekleme Süresi t [dk]	Uzama s [mm]	Net Uzama s_{net} [mm]
	[%]	~ [kN]			
0	Pa	37,5	1	32,13	0,00
1	%40 Pp	150,0	1	68,66	36,53
2	%55 Pp	206,0	1	80,21	48,08
3	%70 Pp	263,0	1	98,45	66,32
4	%85 Pp	319,0	1	111,62	79,49
5	%100 Pp	375	0	132,53	100,40
			1	132,84	100,71
			2	132,88	100,75
			3	132,90	100,77
			4	132,91	100,78
			5	132,92	100,79
			7	132,95	100,82
			10	132,99	100,86
			15	133,10	100,97

Örnek problemde verilen kabul testi sonuçları KDYY-3.2.4.3'te tanımlanan i) yük kademeleri ve bekleme süreleri, ii) ölçümler ve kontroller ve iii) test sonuçlarının değerlendirilmesi alt başlıklarında yorumlanacak ve gerekli hesaplamalar eklenecektir.

T6-1. Yük Kademeleri ve Bekleme Süreleri

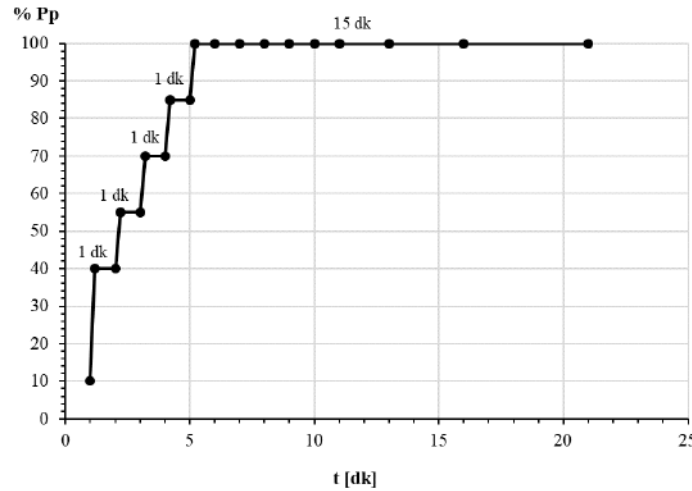
Tablo T6-1'de sonuçları verilen kabul testinin ispat yüküne kadar beş döngüde uygulandığı görülmektedir (KDYY- 3.2.4.3.d.1). Problemde test için ankraj tasarım yükü 300 kN olarak verilmiştir. KDYY-3.2.4.3.b'ye göre geçici ankrajlarda yapılacak testlerde ispat yükü, ankraj tasarım yükünün en az 1.25 katı kadar olmalıdır. Buna göre, örnek problem kapsamında tasarlanan ankrajlı sistem için ispat yükü değeri $P_p = 1.25 \cdot 300 = 375$ kN olarak hesaplanmıştır. Kabul testinde ön yükleme (boşluk alma) yükü $P_a = 0.10 P_p$ olarak kullanılmıştır ve bu problem için P_a değeri $P_a = 0.1 \cdot P_p = 0.1 \cdot 375 = 37.5$ kN değerinde hesaplanmıştır.

Ankraj kabul testlerinde her kademede maksimum yük değerine ulaşıldığında halat ucu uzaması ince daneli zeminler için Tablo T6-2’de tanımlanan minimum bekleme süreleri boyunca ölçülmektedir. Örnek problemde yer alan ankrajlı iksa sistemi orta plastisiteli çok katı kumlu siltten oluşan zemin profilinde bulunduğundan Tablo T6-2’de ince daneli zemin için tanımlanan süreler göz önüne alınarak belirlenmiştir.

Tablo T6-2: Kabul Testi Yükleme Kademeleri ve Bekleme Süreleri
(KDYY-Tablo 3.14)

Döngü	Yük kademeleri	Asgari bekleme süresi [dk]
		İnce daneli zeminde
0	P_a	1
1	$0.40 P_p$	1
2	$0.55 P_p$	1
3	$0.70 P_p$	1
4	$0.85 P_p$	1
5	$1.00 P_p$	15

Döngülerde uygulanacak yük kademeleri Şekil T6-1’de belirtildiği şekilde alınır (KDYY- 3.2.4.3.d.2). Uygulanan yük, ara yük kademelerinde 1 dakika boyunca sabit tutulmuştur. Bu bağlamda uygulanan yük kademeleri Şekil T6-1’de ispat yükünün yüzdesinin zamana bağlı değişimi açısından verilmiştir. %100 P_p yükünde Tablo T6-2’de tanımlanan asgari bekleme süresi boyunca yük sabit tutulmuştur.



Şekil T6-1: İnce Daneli Zeminlerde Kabul Testi Yükleme Döngüleri

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan deneyde uygulanan yük kademeleri ve bekleme süreleri KDYY’de öngörülen yük kademeleri ve bekleme süreleri ile uyumludur.

T6-2. Ölçümler ve Kontroller

Örnek kabul testi probleminde halat ucunun uzaması, yükleme ve boşaltma ara kademelerinde ölçülmüş ve kaydedilmiştir. Son kademede ispat yüküne ulaşıldığında, sabit yük altında halat ucundaki uzama, gözlem süresi boyunca ince daneli zeminler için 1→2→3→4→5→7→10→15 (dakika) zaman aralıklarında ölçülmüştür (KDYY-3.4.2.3.e.2) (Tablo T6-1).

İspat yükü altında halat ucunda ölçülen uzama değerlerine ait sınır değerler Tablo T6-3'te verilmiştir.

Tablo T6-3: Kabul Testi İçin P_p Yükündeki Minimum Gözlem Süreleri (KDYY-Tablo 3.15)

		Geçici ve kalıcı ankrajlar
		İnce daneli zemin
İspat yükü		P_p
Minimum gözlem süreleri ile test	t_a [dk]	5
	t_b [dk]	15
	Deplasman	≤ 0.25
	$\Delta_s = s_b - s_a$ [mm] *	
* Δ_s şartının sağlanmadığı testler durdurulmadan devam ettirilecektir. Aşağıdaki kriterlerin sağlandığı kontrol edilmelidir.		
Uzatılmış gözlem süreleri ile test	t_a [dk]	5
	t_b [dk]	≥ 30
	Sünme hızı**	$\leq \alpha_{krip,1} = 1.0$
	α_{krip} (mm)	
** α_{krip} zaman-uzama eğrisinin doğrusal kısmından t_a kaydedilerek belirlenir.		

Tablo T6-3'e göre maksimum yük kademesinde ölçülen krip hızının (α_{krip}) kontrol edilmesi ve KDYY-3.2.4.4 ankraj kabul kriterlerinden krip hızı kontrol koşulları sağlanması gerekmektedir (3.2.4.4.a). α_{krip} değeri B.3.12 bağıntısı ile hesaplanabilir.

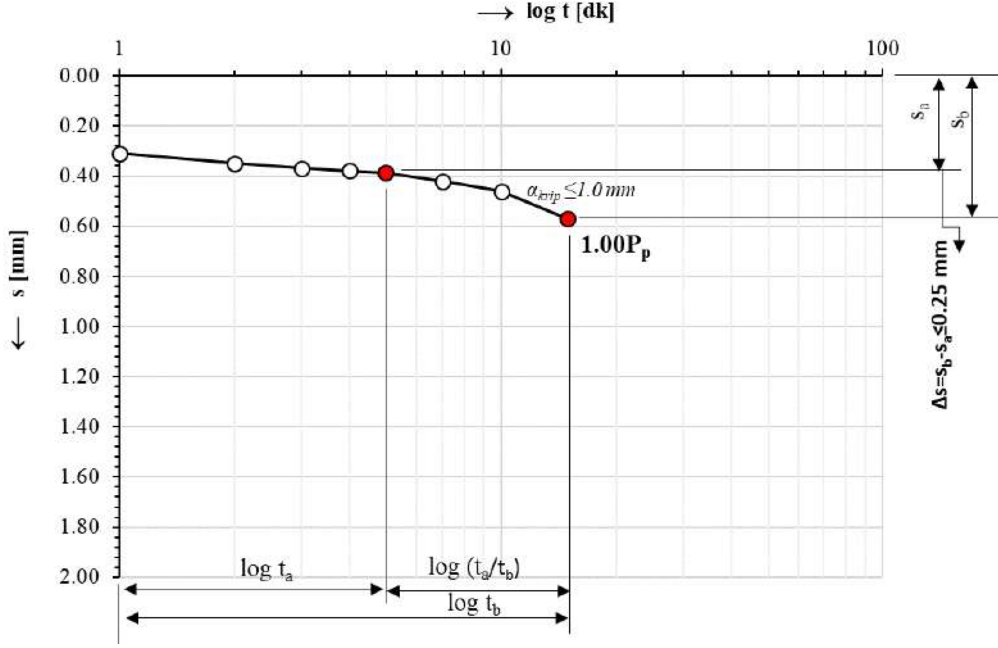
$$\alpha_{krip} = (s_b - s_a) / [\log(t_b) - \log(t_a)] = (s_b - s_a) / \log(t_b/t_a) \quad (T6-1)$$

Bu bağıntıda; s_a : t_a zamanındaki ankraj çubuk veya halatında ölçülen deplasman, s_b : t_b zamanındaki ankraj çubuk veya halatında ölçülen deplasman, t_a : ilgili zaman aralığının başlangıcı, t_b : ilgili zaman aralığının bitişi olarak tanımlanmaktadır. α_{krip} değerinin hesabında kullanılacak olan net uzama miktarları (s_{net}) Tablo T6-1'te verilmiştir. α_{krip} değerlerinin hesabında kullanılan t_a , t_b , s_a , s_b değerleri "Kabul testi için P_p yükündeki minimum ve uzatılmış gözlem süreleri" bağlı olarak ince daneli zemin sütununda tanımlanan sınırlara göre Tablo T6-3'teki elde edilirler.

α_{krip} değerleri Tablo T6-1'te verilmiş olan kabul testi sonuçları kullanılarak %100 P_p yük döngüsü için hesaplanmıştır (Tablo T6-4) ve sonuçlar yarı logaritmik bir diyagramda gösterilmiştir (Şekil T6-2).

Tablo T6-4: %100 P_p yükleme döngüsü için krip değerinin hesabı

P	t	s_{net}	Δs
[kN]	[dk]	[mm]	[mm]
375	0	132.53	0
	1	132.84	0.31
	2	132.88	0.35
	3	132.9	0.37
	4	132.91	0.38
	5	132.92	0.39
	7	132.95	0.42
	10	132.99	0.46
	15	133.1	0.57
$\Delta s = s_b - s_a = 0.57 - 0.39 = 0.18 \text{ mm}$ $\log \Delta t = \log(t_b) - \log(t_a) = \log(15/5) = 0.477$ $\alpha_{krip} = \Delta s / \log \Delta t = 0.18 / 0.477 = 0.377 \leq \alpha_{krip,1} = 1.0 \text{ mm}$			



Şekil T6-2: Kabul testinde %100P_p yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan deney için her bir yük kademesindeki krip değerleri açıkça tespit edilebilmiş ve KDYY’de öngörülen ankraj yüküne karşı krip değerleri ve her yük kademesindeki halat ucu uzaması-zaman ilişkisi elde edilmiştir.

T6-3. Test Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Grafik Değerlendirme

KDDY-3.2.4.3.f.1’e göre kabul testi sırasında alınan ölçümler aşağıda belirtilen grafiklerde gösterilmelidir.

- ix. Halat ucu uzamasının P_p yükünün uygulandığı zamana göre değişim grafiği (KDYY-3.2.4.3, Şekil 3.14’te sadece P_p yükü için) (Şekil T6-2).

Bu bağlamda, örnek problemde verilmiş olan deney için ilgili tüm grafikler elde edilmiştir.

Sayısal Değerlendirme

KDYY- 3.2.4.3.f.2’ye göre deney sonucunda toplanan verilerden aşağıdaki parametreler belirlenecektir:

- xi. α_{krip} değerinin P_p ispat yükünde tayin edilmesi. Bu durum sadece KDYY-Tablo 3.15’te (Tablo T6-3) verilen minimum gözlem süresi gereksinimleri testte yerine getirilmediğinde gereklidir. Örnek problemde uygulanan test dahilinde minimum gözlem süresi gereksinimleri elde edilebilmiştir.

Tablo T6-4’e göre t_a= 5.0 dk ve t_b= 15.0 dk sınırlarına göre s_a= 0.39 mm ve s_b=0.57 mm olarak belirlenmiştir. Hesaplanan bu değerlere göre:

$$\Delta s_{ba} = s_b - s_a = 0.57 - 0.39 = 0.18 \text{ mm} \leq 0.25 \text{ mm}$$

elde edilmektedir. Örnek problemde minimum gözlem süreli test için ince daneli zeminlerdeki uzama kriterinin sağlandığı söylenebilmektedir.

- xii. Hesaplanan görünür tendon serbest uzunluğu L_{app} kontrol edilmelidir. L_{app} kontrolü için KDYY-3.2.4.4.b’de tanımlanmıştır.

11. Test edilen ankrajın görünür halat serbest uzunluğu, halat üzerindeki yük P_p ’den P_a ’ya boşaltılırken ölçülen boy kısalması değerleri kullanılarak aşağıdaki bağıntıyla hesaplanır (KDYY-3.2.4.4.b.1).

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta s_{el}}{P_p - P_a} \quad (T6-2)$$

Bu bağıntıda;

L_{app} : Görünür halat serbest uzunluğu
 A_t : Toplam halat kesit alanı
 E_t : Ankraj halatı elastisite modülü
 Δs_{el} : Halat elastik kısalması
 P_p : İspat yükü
 P_a : Başlangıç yükü

olarak tanımlanmaktadır. Δs_{el} değeri Tablo T6-1’de 5 no.lu yükleme döngüsündeki deney sonu net uzama miktarı olarak elde edilmiş ve $\Delta s_{el} = 100.97 \text{ mm}$ olarak hesaplanmıştır.

$$L_{app} = \frac{A_t E_t \Delta s_{el}}{P_p - P_a} = \frac{140 \cdot 3 \cdot 195 \cdot 100.97 \cdot 0.001}{375 - 37.5} \cong 24.5 \text{ m} \quad (T6-3)$$

12. Görünür halat serbest uzunluğunun sınırları KDYY- 3.2.4.4.b.2’de verilen B.3.14 nolu eşitlikte belirtilen sınır değerler arasında kalmalıdır.

$$0.8 L_{tf} + L_{te} \leq L_{app} \leq L_{tf} + L_{te} + 0.5 L_{tb} \quad (T6-4)$$

Bu bağıntıda; L_{tf} değeri halat serbest uzunluğunu, L_{te} değeri kriko içindeki halat uzunluğunu ve L_{tb} halat kök boyunu temsil etmektedir. İlgili eşitlik aşağıda verilmiş olup örnek soru kapsamındaki ankrajlı iksa sistemi için $L_{tf} = 19.0 \text{ m}$, $L_{tb} = 8.0 \text{ m}$ ve $L_{te} = 0.8 \text{ m}$ olarak tasarlanmıştır. Bu bağlamda, KDYY kapsamında verilen bağıntı için aşağıdaki sayısal değerler hesaplanmaktadır.

$$0.8 L_{tf} + L_{te} = 0.8 \cdot 19.0 + 0.8 = 16.0 \text{ m} \quad (T6-5)$$

$$L_{tf} + L_{te} + 0.5 L_{tb} = 19.0 + 0.8 + 0.5 \cdot 8.0 = 23.8 \text{ m}$$

Hesaplanan görünür halat serbest uzunluğu değeri ile tasarlanan sistem sınırları karşılaştırıldığında, $16.0 \text{ m} \leq L_{app} = 24.5 \text{ m}$ ve $L_{app} = 24.5 \text{ m} \geq 23.8 \text{ m}$ olduğu ve bu sebeple görünür halat serbest uzunluğunun kabul edilebilir sınırlar dahilinde kalmadığı söylenebilmektedir.

Aynı zamanda, ölçülen deplasman değerleri açısından bir karşılaştırma yapıldığında, tasarlanan sistem boyutlarının alt ve üst sınırlarına göre;

$$\Delta s_{el,min} = \frac{(0.8 L_{tf} + L_{te}) \cdot (P_p - P_a)}{A_t E_t} = 66.0 \text{ mm} \quad (T6-6)$$

$$\Delta S_{el,maks} = \frac{(L_{tf} + L_{te} + 0.5 * L_{tb}) * (P_p - P_a)}{A_t E_t} = 98.0 \text{ mm} \quad (T6-7)$$

şeklinde hesaplanabilmektedir. Ölçülen $\Delta s = 100.97 \text{ mm}$ değeri hesaplanan alt ve üst sınır değerlerin arasında değildir. Bu sebeple L_{app} değerinin öngörülen sınırlar içerisinde yer almadığı söylenebilir.

13. Görünür halat serbest uzunluğunun kabul edilebilir sınırların dışında kalması nedeni ile ankraj kabul edilebilirlik şartlarını sağlamamaktadır. Test yükünün yarısındaki bir değer hedeflenerek ankrajın kilitlenmesi ve/veya yeni bir ankraj yapılması gibi olasılıklar proje sorumlusu tarafından değerlendirilmelidir (KDYY-3.2.4.4.b.3).

Değerlendirme: Örnek problemde verilmiş olan kabul testi sonucunda elde edilen tüm değerlendirmeler, test yapılan ankraj özelinde gerekli kabul kriterlerinin sağlamadığını ortaya koymaktadır. Kabul kriterlerini sağlamayan bir ankraj yenilenebilir, reddedilebilir ya da krip uzaması gözlenmeyen en yüksek yükün en çok %50'sine kilitlenebilir. Bu konuda karar Geoteknik Sorumlu ve varsa Geoteknik Danışman tarafından verilmelidir (KDYY-3.2.4.3.e.6).

T7 - ZEMİN ÇİVİSİ KAPASİTE BELİRLEME DENEYİ

Siltli KUM – Ayrışmış KUMTAŞI ardaalanmasına sahip sahada yapılacak bir derin kazı çalışması için zemin çivisi ve püskürtme betondan oluşan geçici bir dayanma yapısı tasarlanacaktır. İksa yapısının kazı kategorisi KK-2 olarak verilmiştir. Ön tasarımda yapılan hesaplarda nihai sıyırılma kapasitesi 110 kN/m² olarak kabul edilmiştir (Tablo T7-1). Bu değeri kontrol etmek amacıyla sahada imal edilen zemin çivileri üzerinde kapasite belirlenme deneyleri (KBD) yapılmıştır. Toplam üç adet deneyden birincisi olan “Test 1” incelenmek üzere Tablo T7-2’de verilmektedir. Deney yapılan zemin çivisinin çapı 100 mm’dir. Toplam çivi boyu 8.0 m iken paker kullanılarak oluşturulan kök boyu ise 4.0 m’dir.

T7-1. P_d ve P_{test} yüklerinin belirlenmesi

Elde edilen tüm deney sonuçları arasından en küçük değerin kullanılmasına karar verildiği için korelasyon katsayısı $\xi=1.10$ olarak alınmıştır. Kaba daneli zeminler için kısmi katsayı $\gamma_{tb}=1.30$ ve geçici zemin çivisi için $\gamma_d=1.50$ olarak alınmıştır. B.3.18 denklemleri kullanılarak hesaplanan nihai, karakteristik ve tasarım sıyırılma kapasiteleri Tablo T7-1’deki gibidir. Çivi tasarım taşıma kapasitesi P_d ve test yükü P_{test} aynı tabloda verilmektedir.

Tablo T7-1: Test Yükünün Belirlenmesi

$\tau_{bu,t}$ [kN/m ²]	$\tau_{bk,t}$ [kN/m ²]	$\tau_{bd,t}$ [kN/m ²]	P _d [kN]	P _{test} [kN]
110,0	100,0	76,9	97,0	160,1

T7-2. Donatı çapı kontrolü

Kapasite belirleme deneyleri 32 mm çapında doğal sertlikteki klasik beton çeliği ile yapılacaktır. KBD sırasında uygulanacak en büyük yükün değeri, çeliğin karakteristik akma değerinin %80’ninden büyük olmamalıdır. Bu durumda deney sırasında uygulanabilecek en büyük yük değeri 235 kN civarındadır ve test yükünün oldukça üzerinde bir değer sahiptir.

T7-3. Deney sonuçları ve değerlendirme

Kapasite belirleme deneyleri KDDY Tablo 3.22’de tanımlanan yönergeler esas alınarak en az iki döngü olacak şekilde planlanmıştır. İlk döngüde P_d değeri aşılmadan %20’lik yük kademelerine uygun olacak şekilde yükleme yapılmıştır. Deplasman okumaları tanımlanan bekleme süreleri boyunca alınmış ve birbirini takip eden iki okuma süresi arasında 0.5 mm’den daha düşük deplasman değerleri elde edilene kadar okuma alınmaya devam edilmiştir. İki döngü sonunda ölçülen deplasman değerleri ile yük-deplasman eğrisinin tam olarak oluşmadığı kanaat getirilmiş, ilave bir döngü daha tanımlanarak göçme yüküne ulaşana kadar %20’lik yük artışına devam edilmiştir. Elde edilen deplasman değerleri Tablo T7-2’de verilmektedir.

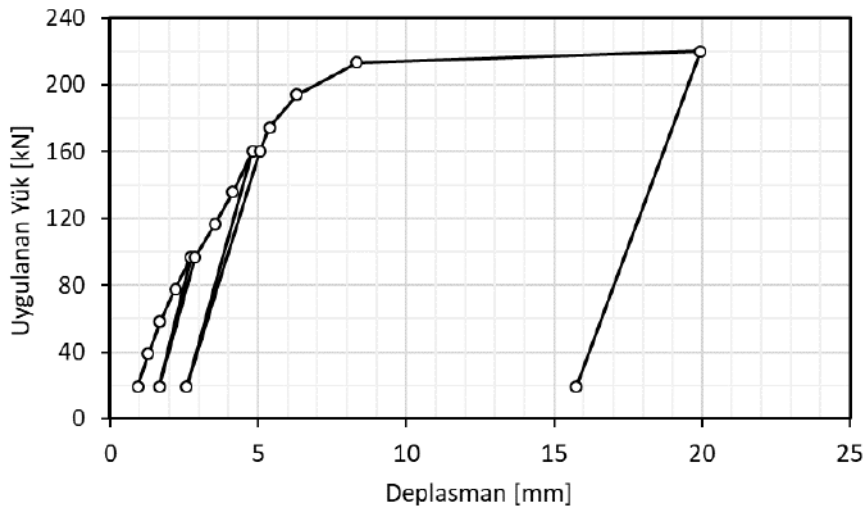
Tablo T7-2: Kapasite Belirleme Deneyi Yük-Uzama Değerleri

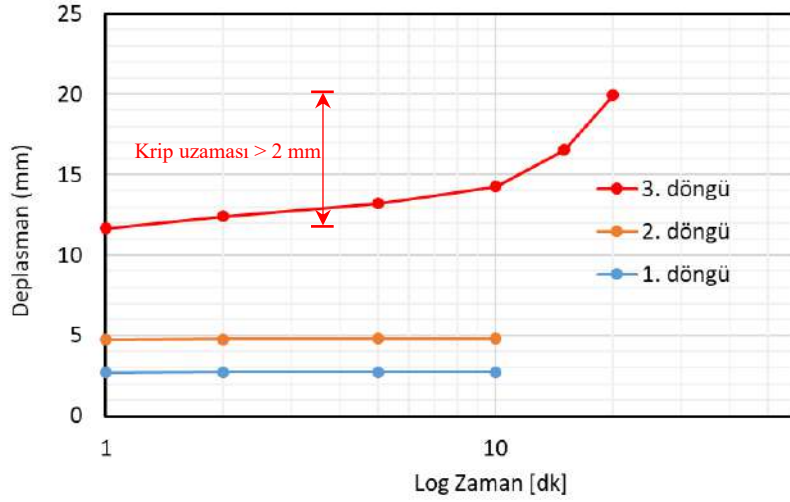
Döngü No	% P _d	Uygulanan		Deplasman Okumaları [mm]							
				Zaman [dk]							
		Yük [kN]	Basınç [bar]	0	1	2	5	10	15	20	60
1	20	19,4	-	0,94	0,94	0,95	-	-	-	-	-
	40	38,8	-	1,28	1,28	1,28	-	-	-	-	-
	60	58,2	-	1,67	1,67	1,68	-	-	-	-	-
	80	77,6	-	2,03	2,10	2,18	2,21	-	-	-	-
	100	97,0	-	2,65	2,70	2,73	2,73	2,73	-	-	-
2	20	19,4	-	1,67	1,67	-	-	-	-	-	-
	100	97,0	-	2,81	2,87	2,88	-	-	-	-	-
	120	116,4	-	3,45	3,50	3,54	-	-	-	-	-
	140	135,8	-	3,99	4,04	4,09	4,13	-	-	-	-
	165	160,1	-	4,66	4,73	4,79	4,82	4,82	-	-	-
3	20	19,4	-	2,59	2,59	2,59	-	-	-	-	-
	165	160,1	-	5,03	5,06	5,06	-	-	-	-	-
	180	174,6	-	5,29	5,34	5,39	-	-	-	-	-
	200	194,0	-	6,13	6,19	6,25	6,30	-	-	-	-
	220	213,4	-	7,82	7,98	8,09	8,27	8,30	8,33	-	-
	227	220,0	-	11,18	11,66	12,41	13,19	14,27	16,55	19,95	-
	20	19,4	-	15,75	-	-	-	-	-	-	-

Test 1 deneyinden elde edilen sonuçlar Şekil T7-1’de grafik olarak verilmiştir. Test 1 sonuçlarına göre ilk iki döngüde akma yüküne ulaşılmamıştır. Üç no.lu döngüde bekleme süresi boyunca ölçülen akma değeri 2 mm’den oldukça büyüktür. Ayrıca yük-deplasman eğrisinden de göçmeye ulaşıldığı anlaşılmaktadır (Şekil T7-1). Test 1den ölçülen göçme değeri 220 kN olarak belirlenmiştir.

Test yükünderken çivi boyunun teorik elastik uzamasına ait kontroller de gerekli şartları sağlamaktadır (Şekil T7-2).

$$\begin{aligned}
 E &= 210,0 \text{ GPa} \\
 A &= 804,2 \text{ mm}^2 \\
 L_{db,t} &= 4,00 \text{ m} \\
 P_{test} &= 160,1 \text{ kN} \\
 \delta_n &= 3,03 \text{ mm} < 4,82 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

**Şekil T7-1:** Kapasite Belirleme Deneyi Yük-Uzama Değerleri



Şekil T7-2: Kapasite Belirleme Deneyi Bekleme Sürelerinde Ölçülen Uzama Değerleri

Değerlendirme: Yapılan toplam üç adet deney sonucunda elde edilen sonuçlar Tablo T7-3'te verilmektedir. Üç deneyin sonunda P_{ult} değeri 160 kN olarak seçilmiştir. Yapılan testler sonucunda sıyırılma direnci için esas alınan proje kabullerinin uygun olduğu sonucuna ulaşılmıştır. Proje aynen uygulanabilir ya da yapılan testler neticesinde ölçülen sıyırılma dirençleri esas alınarak revizyon yapılabilir.

Tablo T7-3: Genel Değerlendirme Tablosu

Testlerin Özeti [kN]					
Test 1		Test 2		Test 3	
$P_{d,1}$	97,0	$P_{d,2}$	97,0	$P_{d,3}$	97,0
$P_{test,1}$	160,1	$P_{test,2}$	160,1	$P_{test,3}$	160,1
$P_{ult,1}$	220,0	$P_{ult,2}$	160,0	$P_{ult,3}$	200,0

Saha verileri üzerinde yapılan değerlendirmelerin gerçekçi olabilmesi için veri sayısının olabildiğince yüksek olması gerekir. Geoteknik Sorumlu zemin ve proje koşullarını değerlendirerek KBD deneylerinin sayısını arttırabilir.

T8 - ZEMİN ÇİVİSİ KABUL DENEYİ

Zemin çivili bir kazı destek yapısı kapsamında yapılan kabul deneyine (KD) ait sonuçlar Tablo T8-1’de verilmektedir. Kabul deneyleri KDDY-Tablo 3.22’de tanımlanan yönergeler esas alınarak tek döngüde yapılmıştır. Deney yapılan zemin çivisinin çapı 120 mm toplam çivi boyu 10.0 m’dir. Projede tanımlanan çivi tasarım taşıma kapasitesi $P_d = 70$ kN olarak verilmektedir. Kabul deneyi için k katsayısı 1.25 olarak alınmıştır. Test yükü $P_{test} = 87.5$ kN olarak alınmıştır.

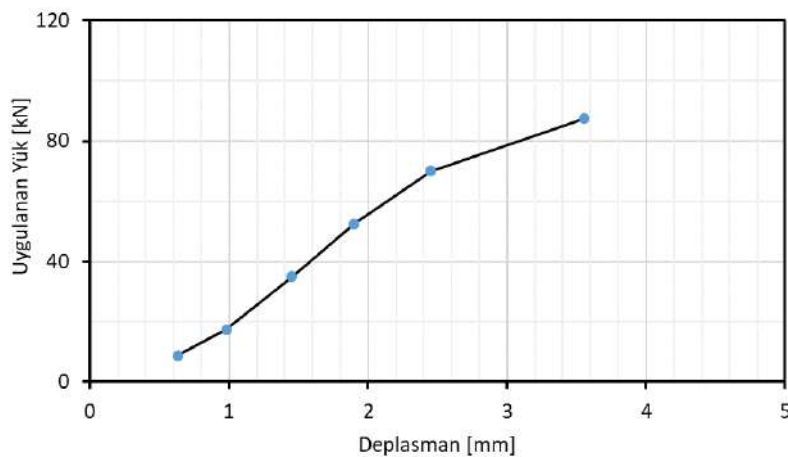
Kabul deneyi yapılacak çivi için 26 mm çapında beton çeliği kullanılmıştır. KD sırasında uygulanacak en büyük yükün değeri, çeliğin karakteristik akma değerinin %90’ından büyük olmamalıdır. Bu durumda deney sırasında uygulanabilecek en büyük yük değeri 115 kN civarındadır ve test yükünün üzerinde bir değer sahiptir.

Kabul deneyleri P_{test} yüküne en az beş kademede ulaşılacak şekilde %25 artımlarla planlanmıştır. Deplasman okumaları tanımlanan bekleme süreleri boyunca alınmış ve birbirini takip eden iki okuma süresi arasında 0.5 mm’den daha düşük deplasman değerleri elde edilene kadar devam edilmiştir.

Tablo T8-1: Kabul Deneyi Yük-Uzama Değerleri

Döngü No	% P_d	Uygulanan		Deplasman Okumaları [mm]							
		Yük [kN]	Basınç [bar]	Zaman [dk]							
				0	1	2	5	10	15	20	60
1	10	8,8	-	0,60	0,60	0,63	-	-	-	-	-
	25	17,5	-	0,95	0,98	0,98	-	-	-	-	-
	50	35,0	-	1,45	1,45	1,45	-	-	-	-	-
	75	52,5	-	1,86	1,86	1,86	1,90	-	-	-	-
	100	70,0	-	2,30	2,38	2,42	2,45	-	-	-	-
	125	87,5	-	3,21	3,33	3,45	3,53	3,55	-	-	-

Kabul deneyinden elde edilen sonuçlar Şekil T8-1’de grafik olarak verilmiştir. KD sonuçlarına göre yükleme kademelerinde akma yüküne ulaşılmamıştır.



Şekil T8-1: Kabul Deneyi Yük-Uzama Değerleri

Değerlendirme: Test sonucunda elde edilen değerlere göre projede tanımlanan çivi yükleri yeterli güvenlikle taşınmaktadır.

BÖLÜM 7

ÇİZİM ÖRNEKLERİ

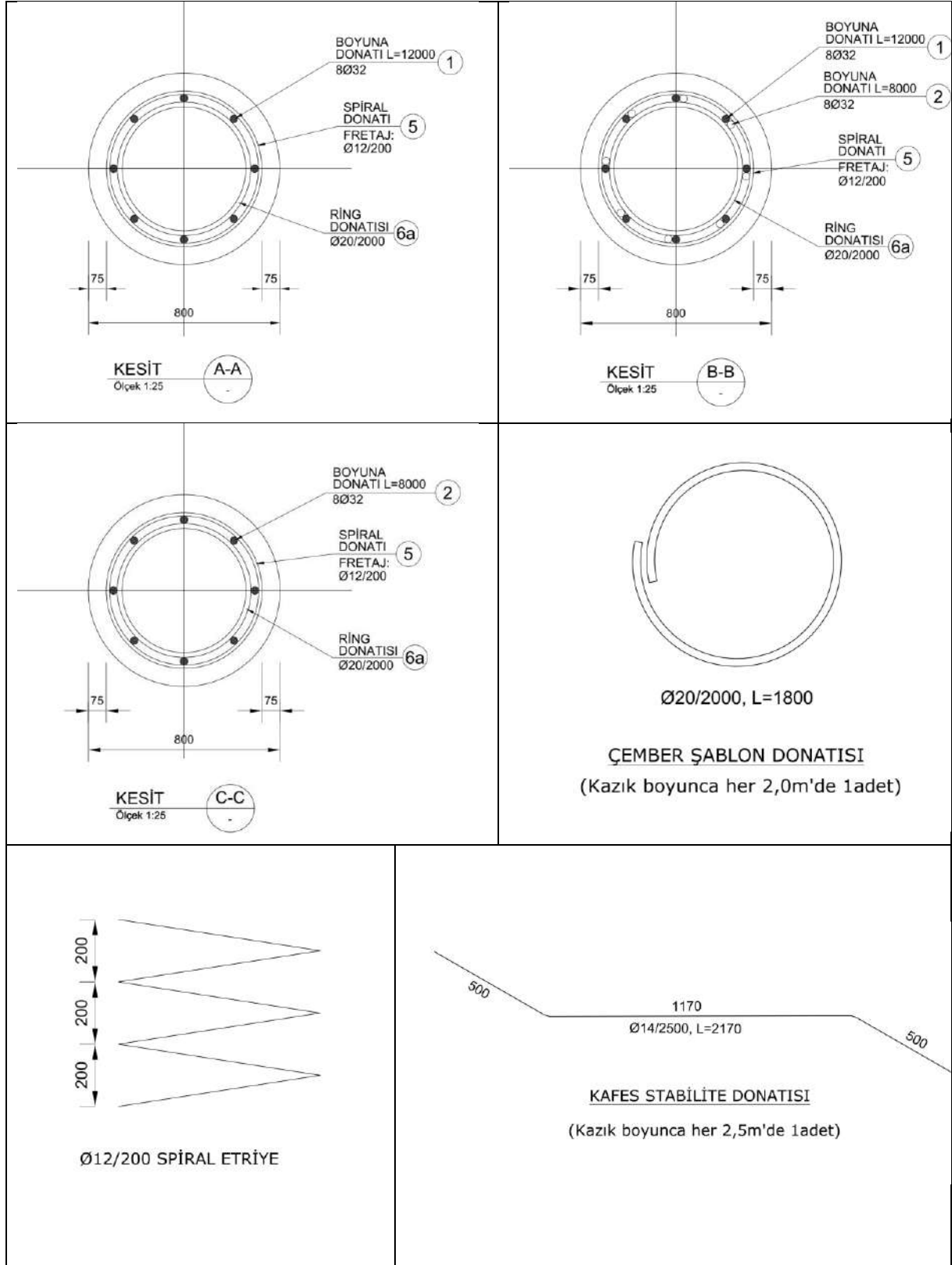
Tasarım El Kitabının bu bölümünde, kazı destek yapısı projelerinin çizimlerinde kullanılan tipik detay çizimleri verilmiştir. Bu bölümde verilen detay çizimleri tasarımcılar için örnek teşkil etmesi amacıyla hazırlanmıştır ve bu tasarım el kitabının önceki bölümlerinde çözülmüş örnek projeler ile ilgili değildir. Tasarımcılar, aşağıda verilen ve kendi projeleri ile ilgili olan çizimleri gerekli değişiklikleri yaparak kullanabilirler.

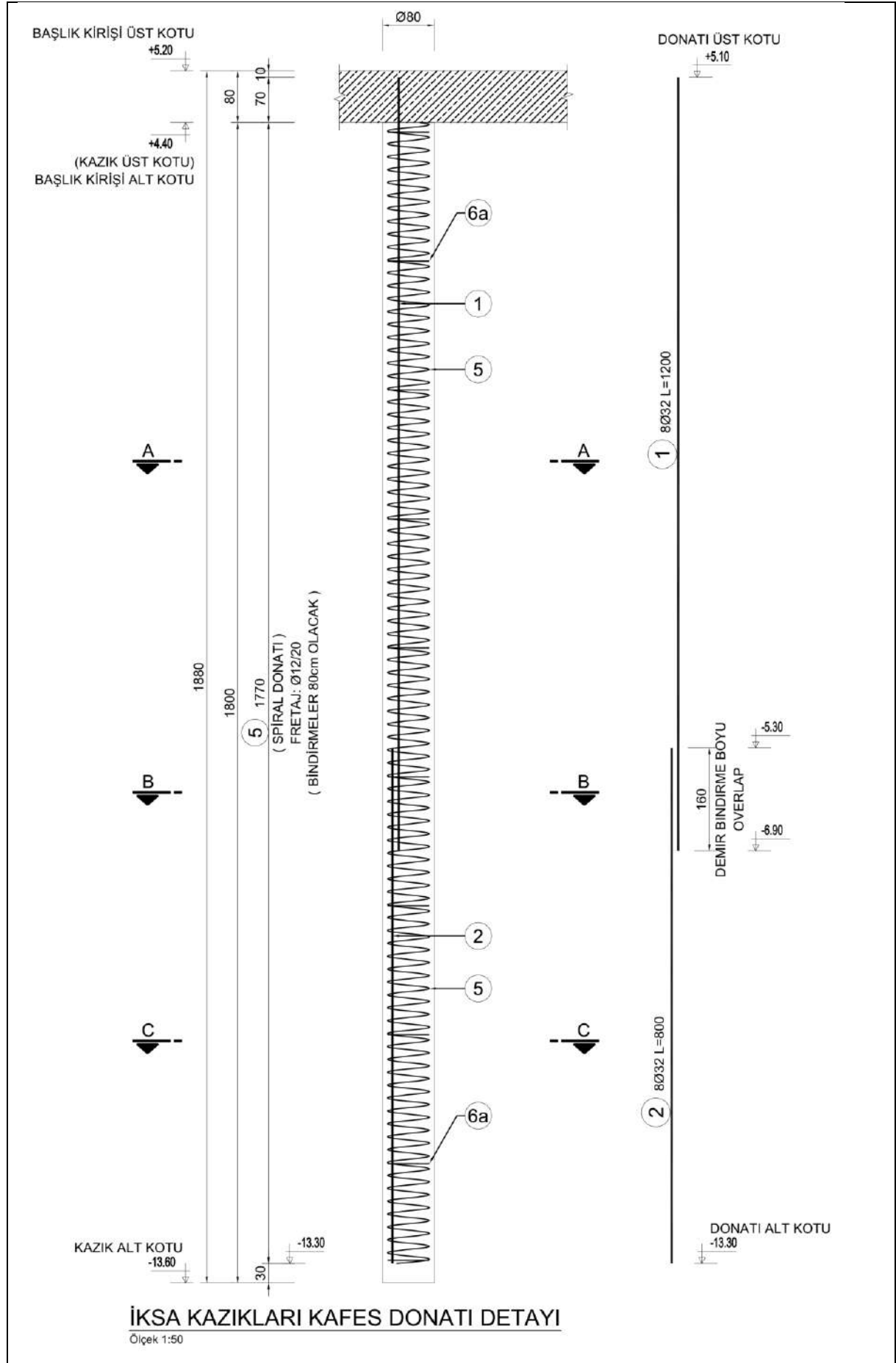
Tipik tasarım detaylarını gösteren çizimler aşağıda listelenmiş ve sonraki sayfalarda da sunulmuştur:

- Ç1 - Fore Kazık Kesit ve Boy Donatı Detayları
- Ç2 - Kazık Başlık Kırışı Detayları
- Ç3 - Betonarme Kuşak Kırışı Detayları
- Ç4 - Diyafram Duvar Donatı Detayları
- Ç5 - Çelik Yatay Destek Detayları (Düz)
- Ç6 - Çelik Yatay Destek Detayları (Eğik)
- Ç7 - Betonarme Kuyu Perde Detayları
- Ç8 - Geçici Zemin Ankrajı Detayları
- Ç9 - Kalıcı Zemin Ankrajı Detayları
- Ç10 - Geçici Zemin Çivisi Detayları
- Ç11 - Kalıcı Zemin Çivisi Detayları
- Ç12 - Püskürtme Beton – Zemin Ankrajı Detayı

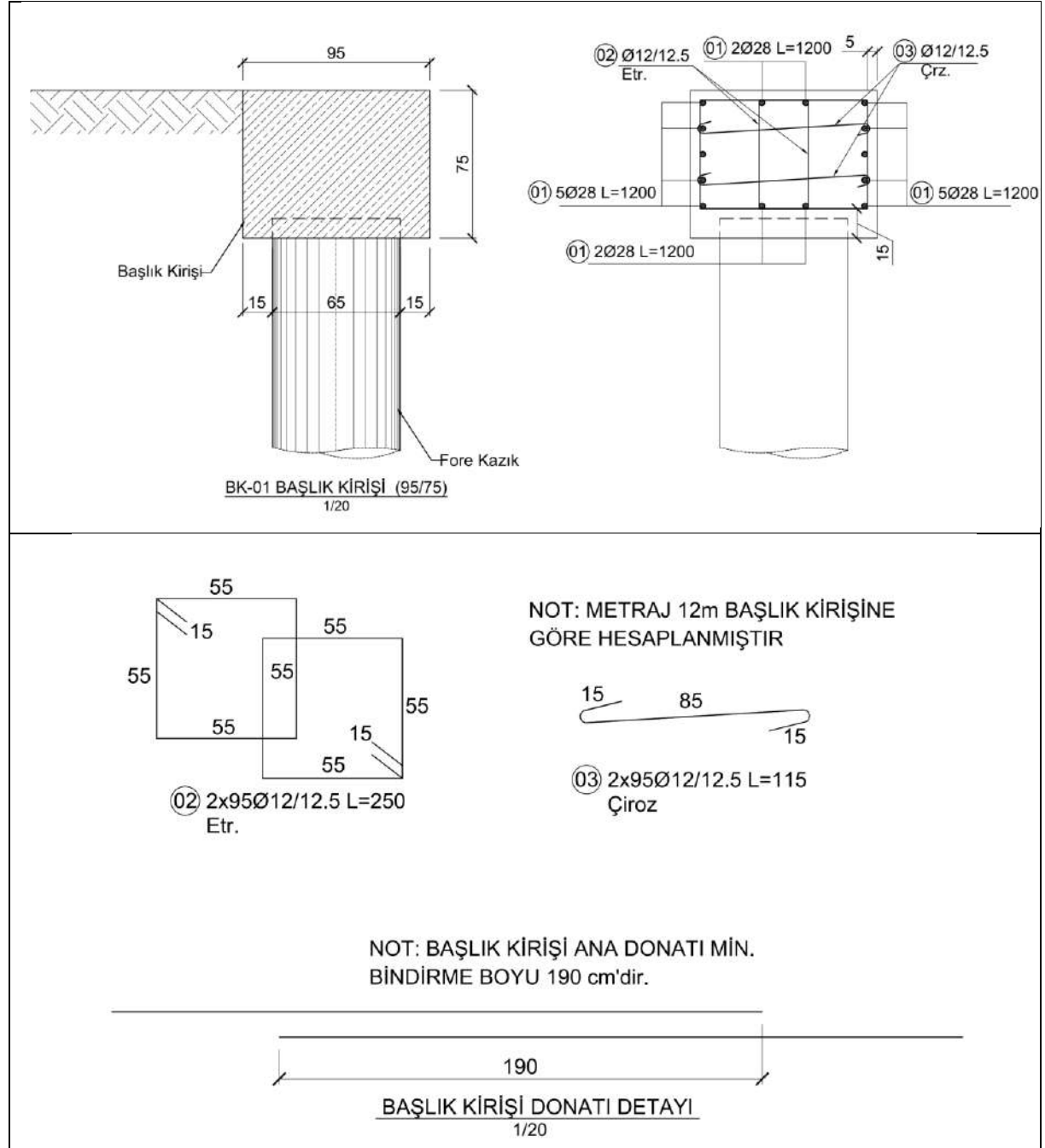
Tasarım El Kitabının bu bölümünde verilen tüm çizimler ölçeksiz olarak verilmiştir.

Ç1 - Fore Kazık Kesit ve Boy Donatı Detayları

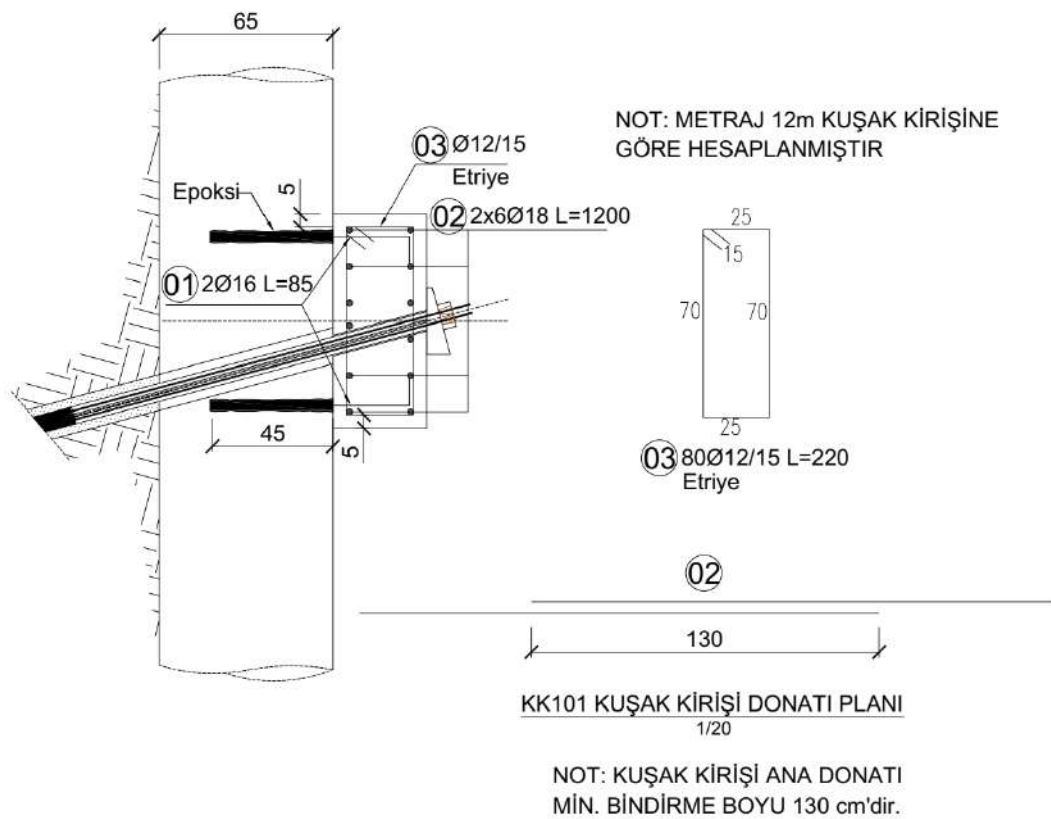
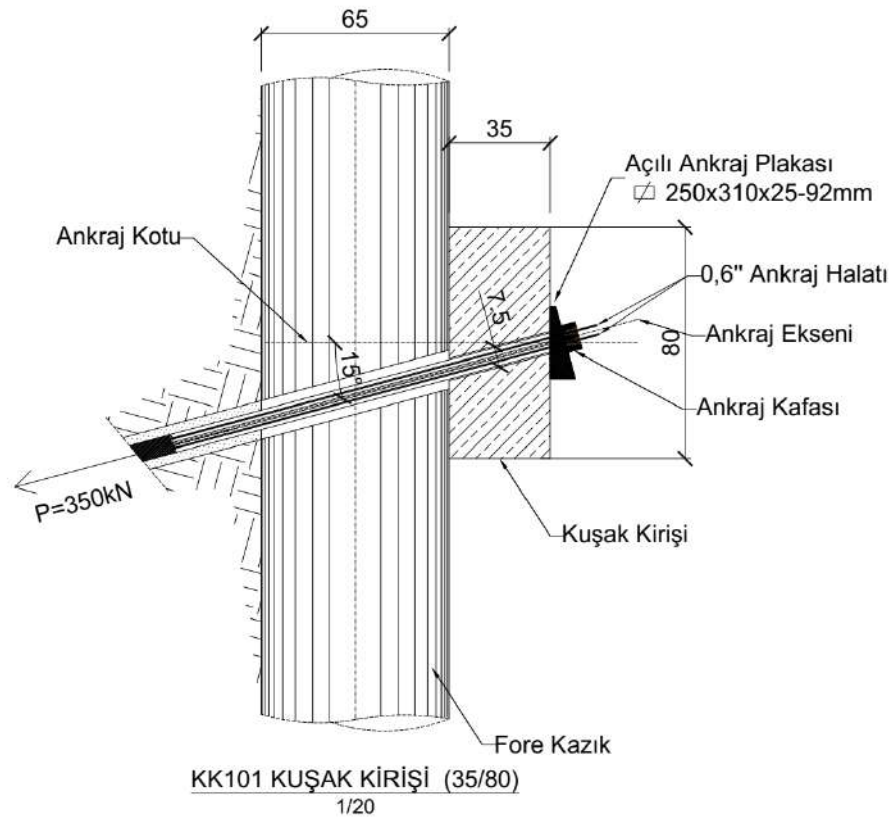


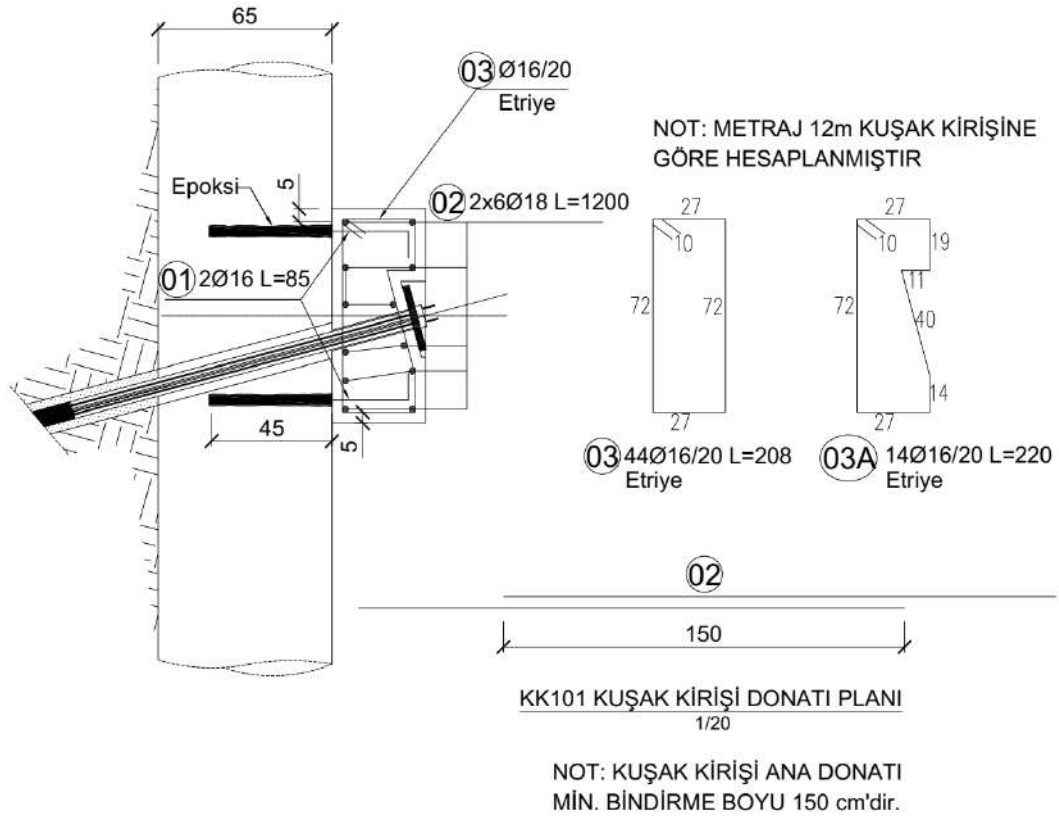
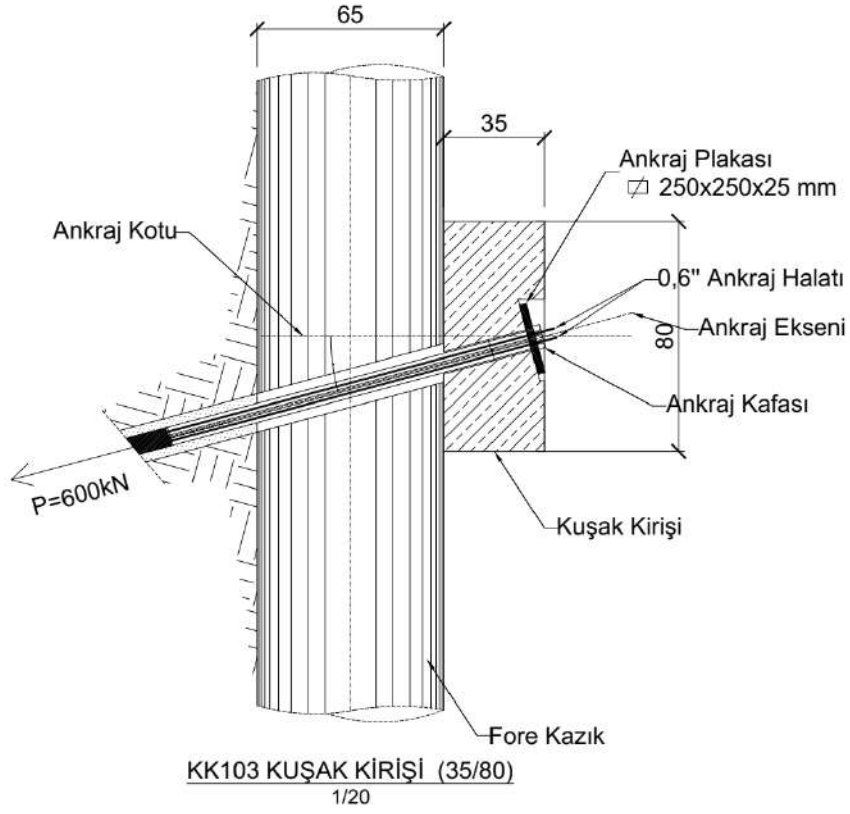


Ç2 - Kazık Başlık Kirşi Detayları

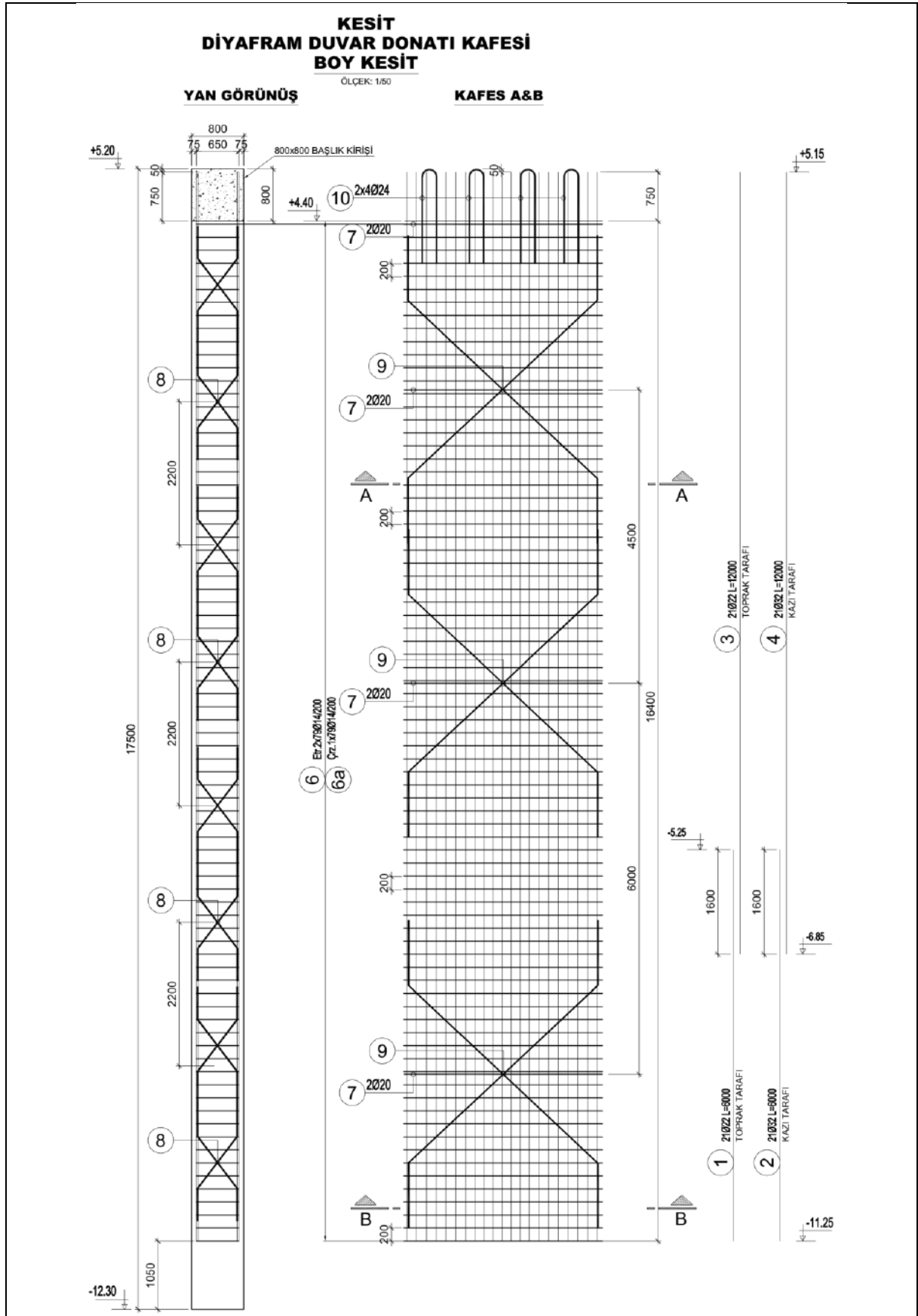


Ç3 - Kuşak Kirişi Detayları



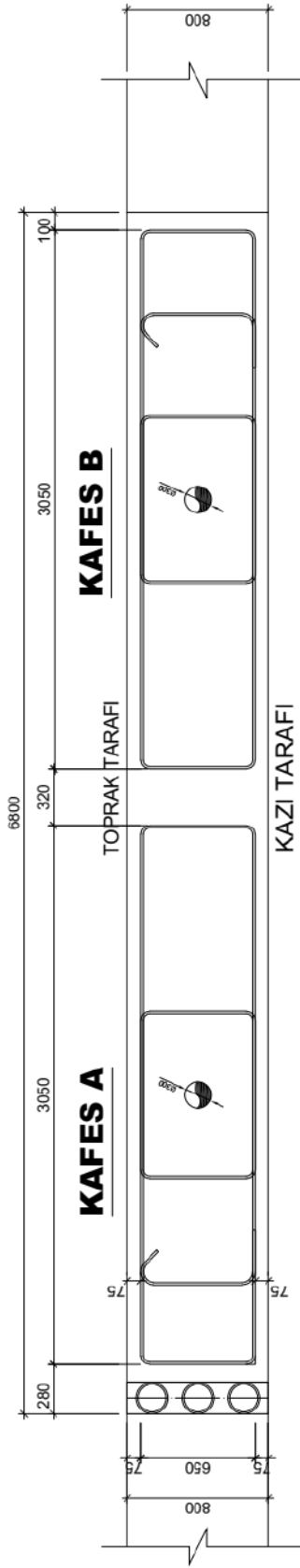


Ç4 - Diyafram Duvar Donatı Detayları



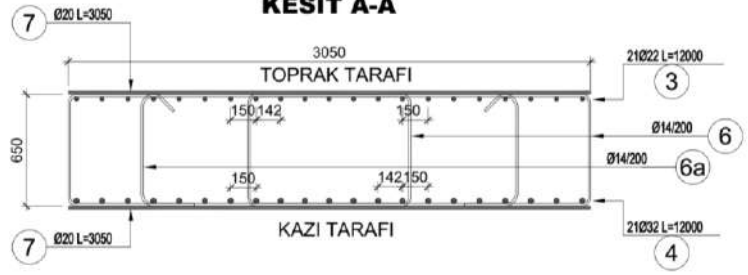
DİYAFRAM DUVARI TİPİK PANEL KESİTİ

ÖLÇEK: 1/25



KAFES DETAYI KESİT A-A

ÖLÇEK: 1/25

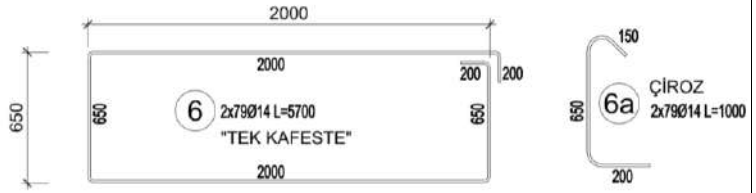


KAFES DETAYI KESİT B-B

ÖLÇEK: 1/25

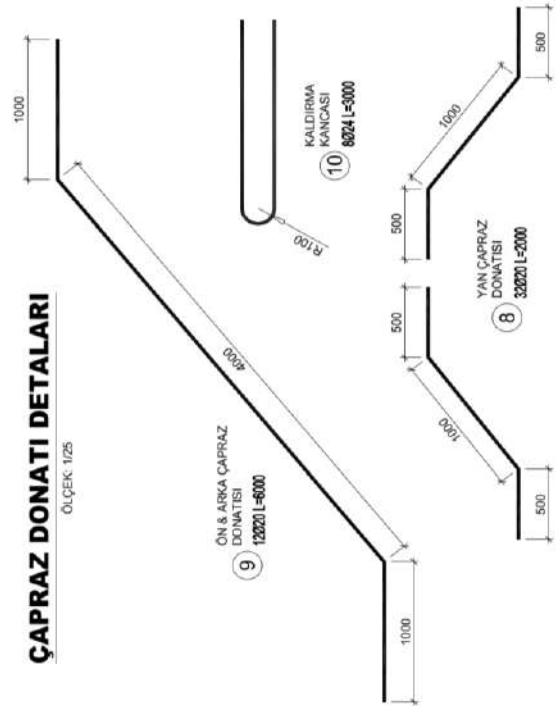


ETRİYE DETAYI: KAFES



ÇAPRAZ DONATI DETAYLARI

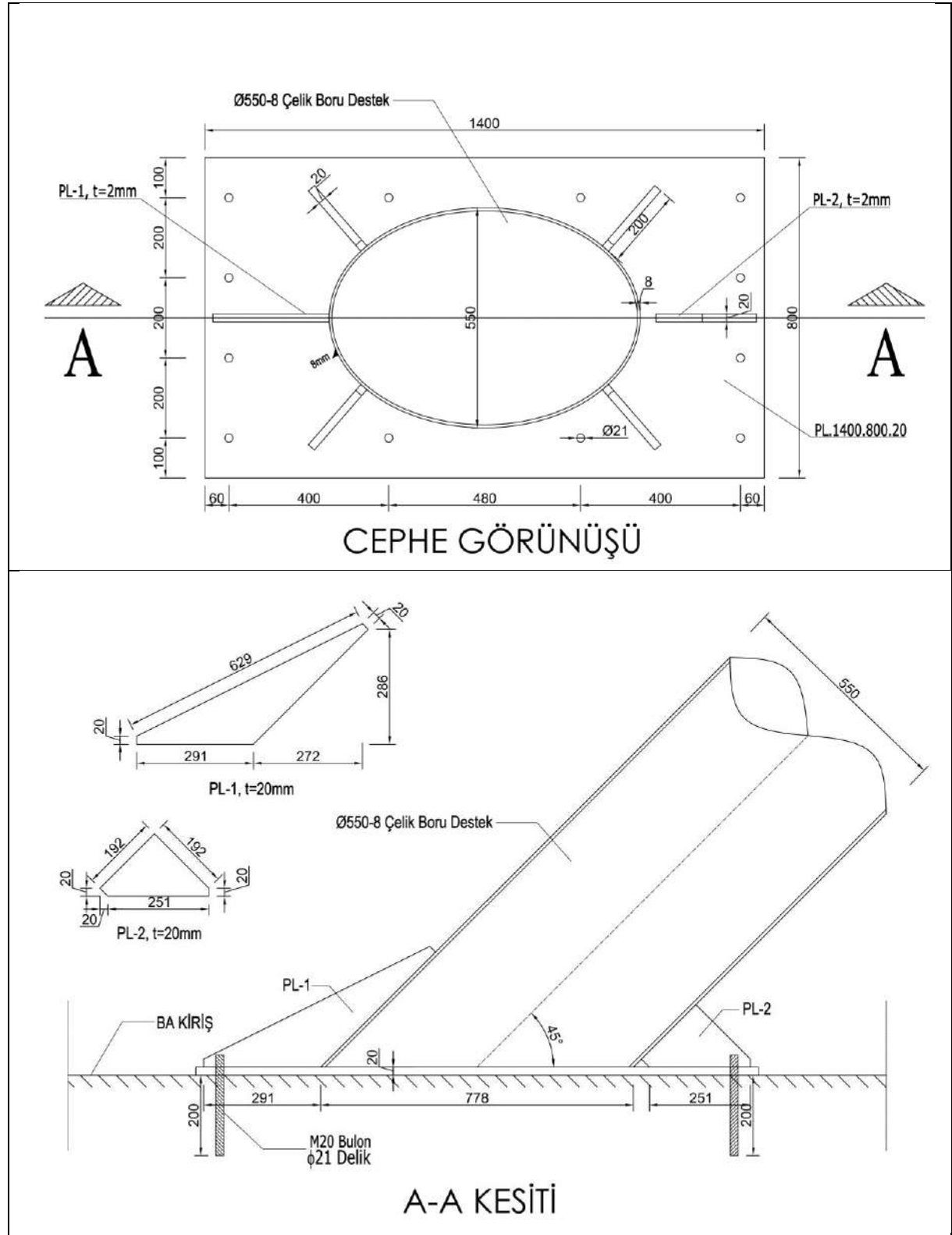
ÖLÇEK: 1/25



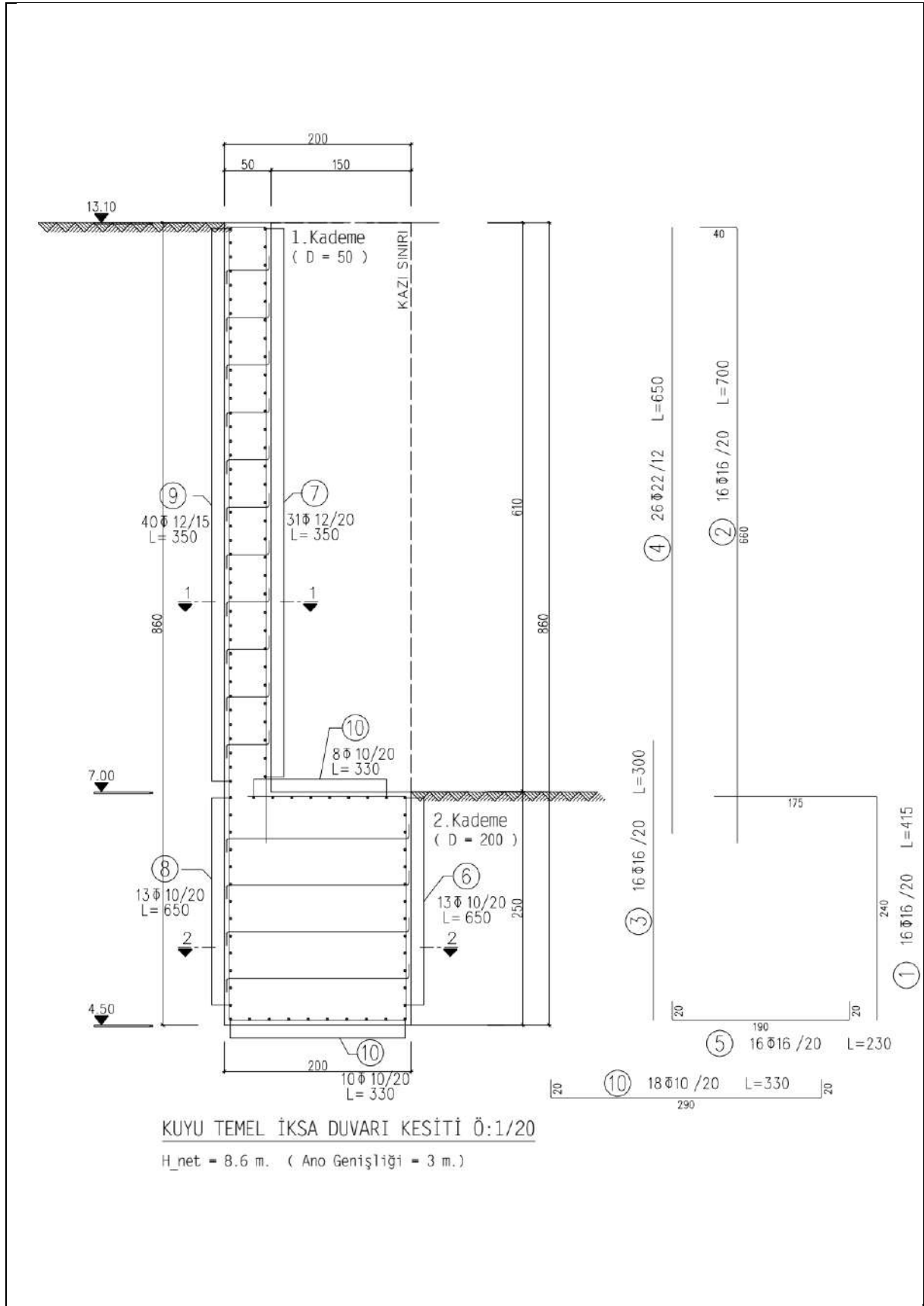
KDYY - TASARIM EL KİTABI



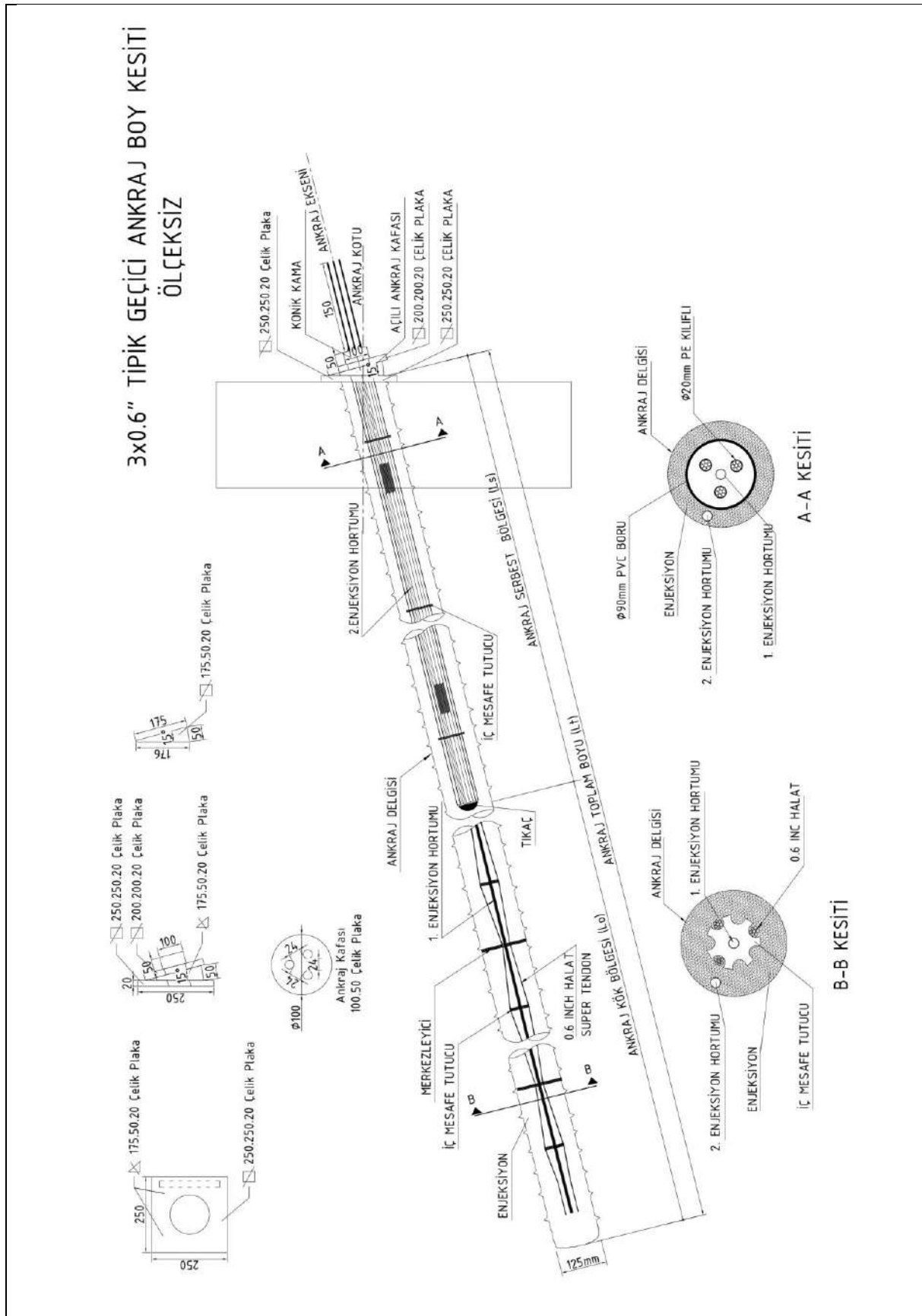
Ç6 - Çelik Yatay Destek Detayları (Eğik)



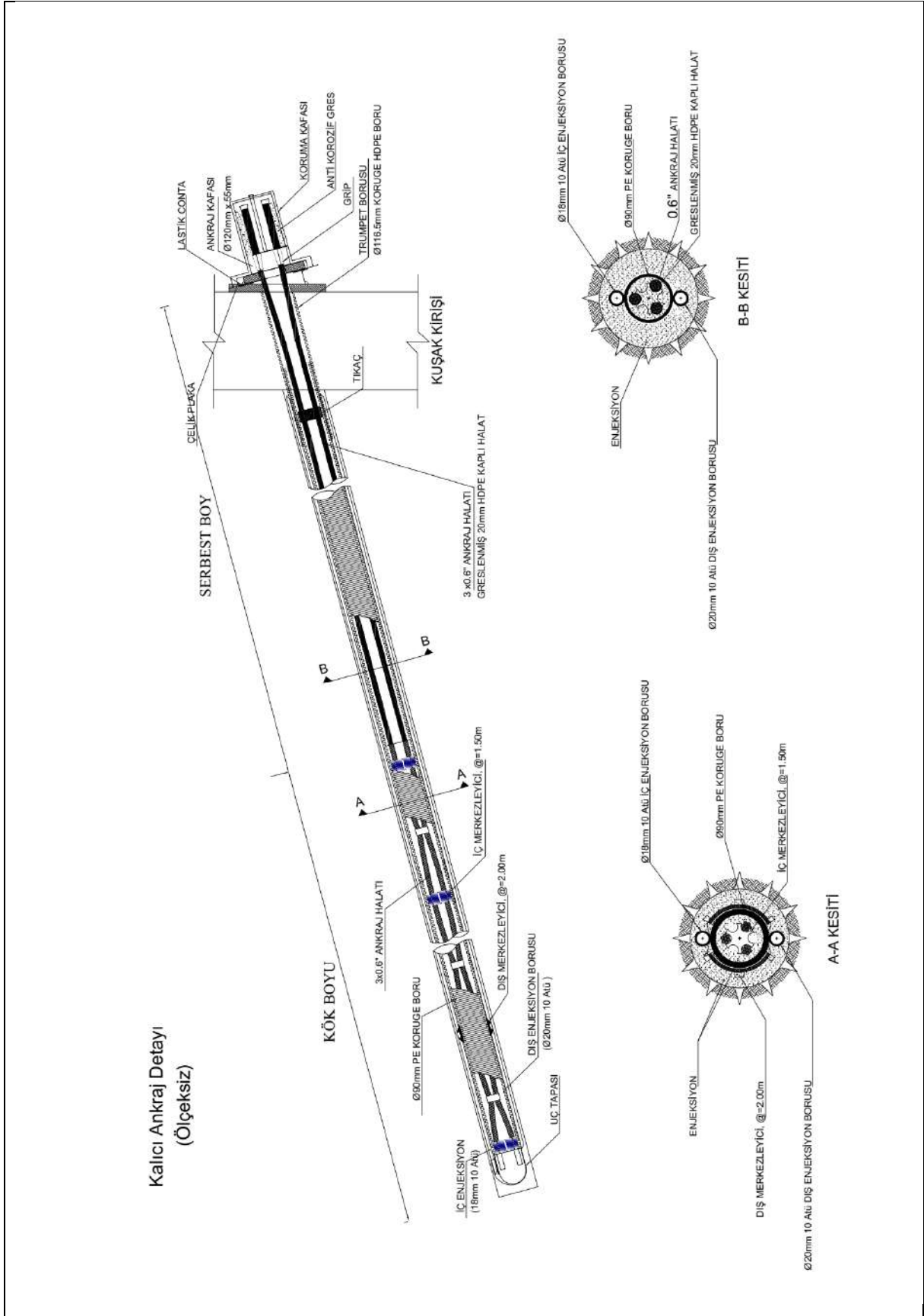
Ç7 - Betonarme Kuyu Perde Detayları



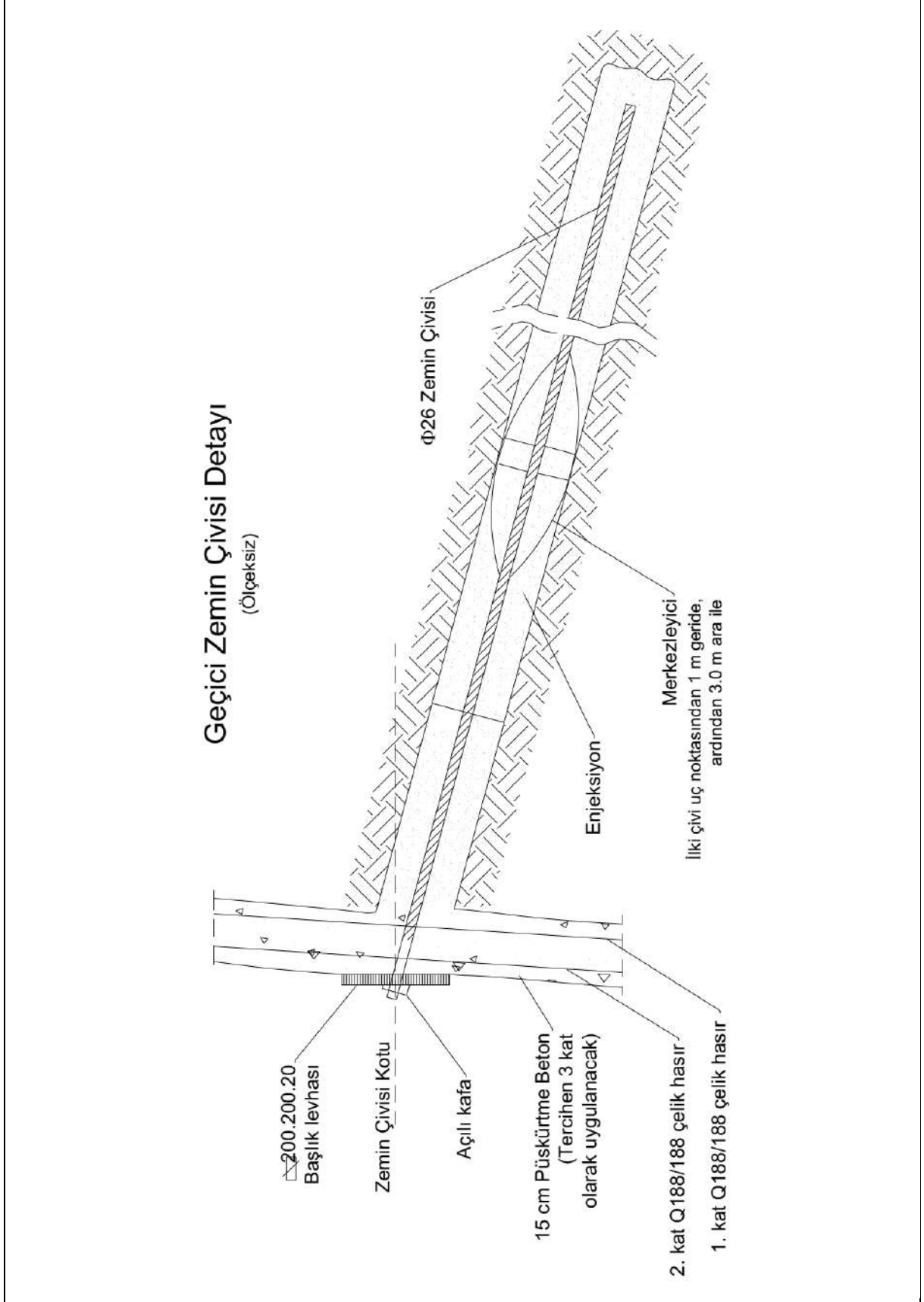
Ç8 - Geçici Zemin Ankrajı Detayları



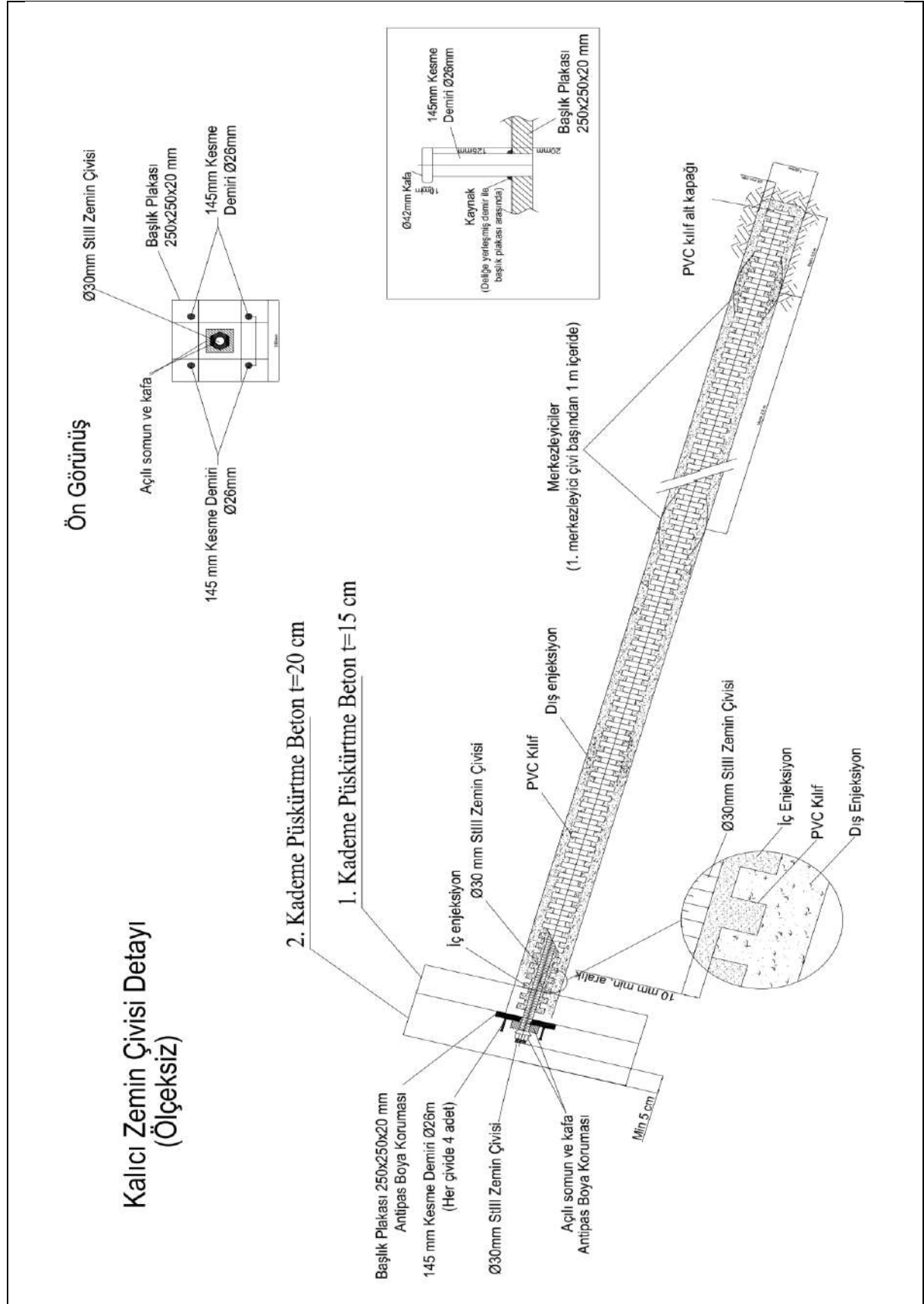
Ç9 - Kalıcı Zemin Ankrajı Detayları



Ç10 - Geçici Zemin Çivisi Detayları

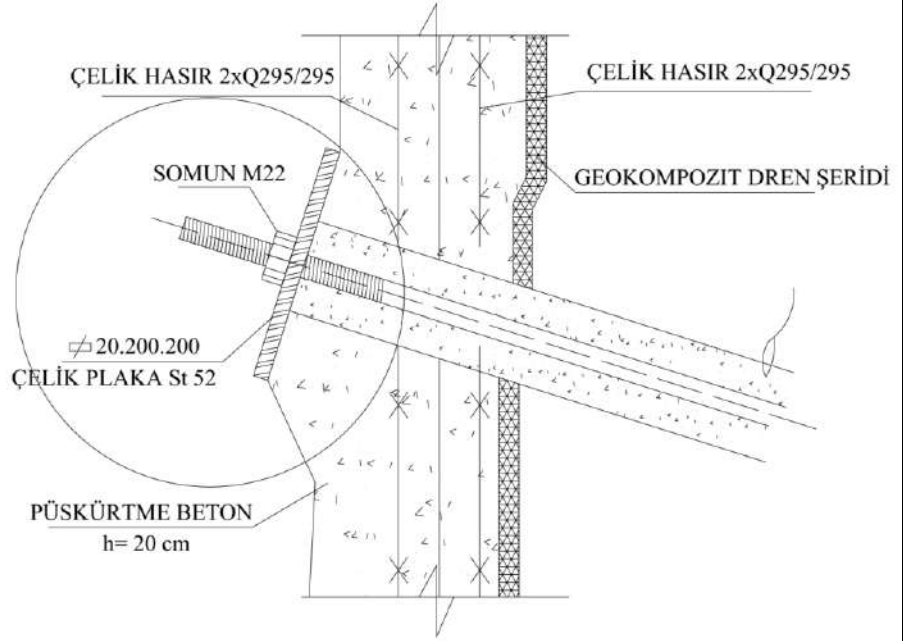


Ç11 - Kalıcı Zemin Çivisi Detayları



KALICI ZEMİN ÇİVİSİ DETAYI (ÖLÇEKSİZDİR)

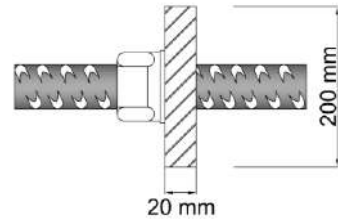
BKZ. DETAY C



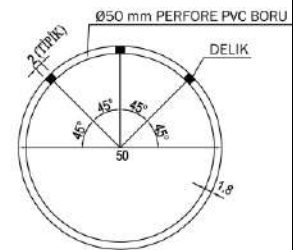
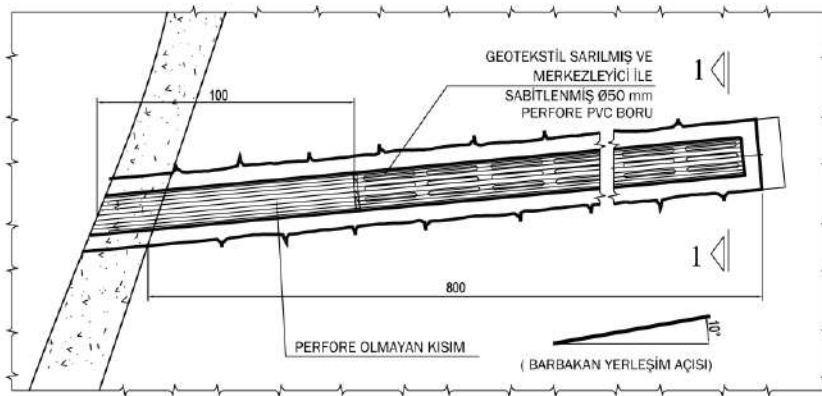
DETAY B



DETAY A
(DONATI BAĞLAYICI MANŞON DETAYI)



DETAY C

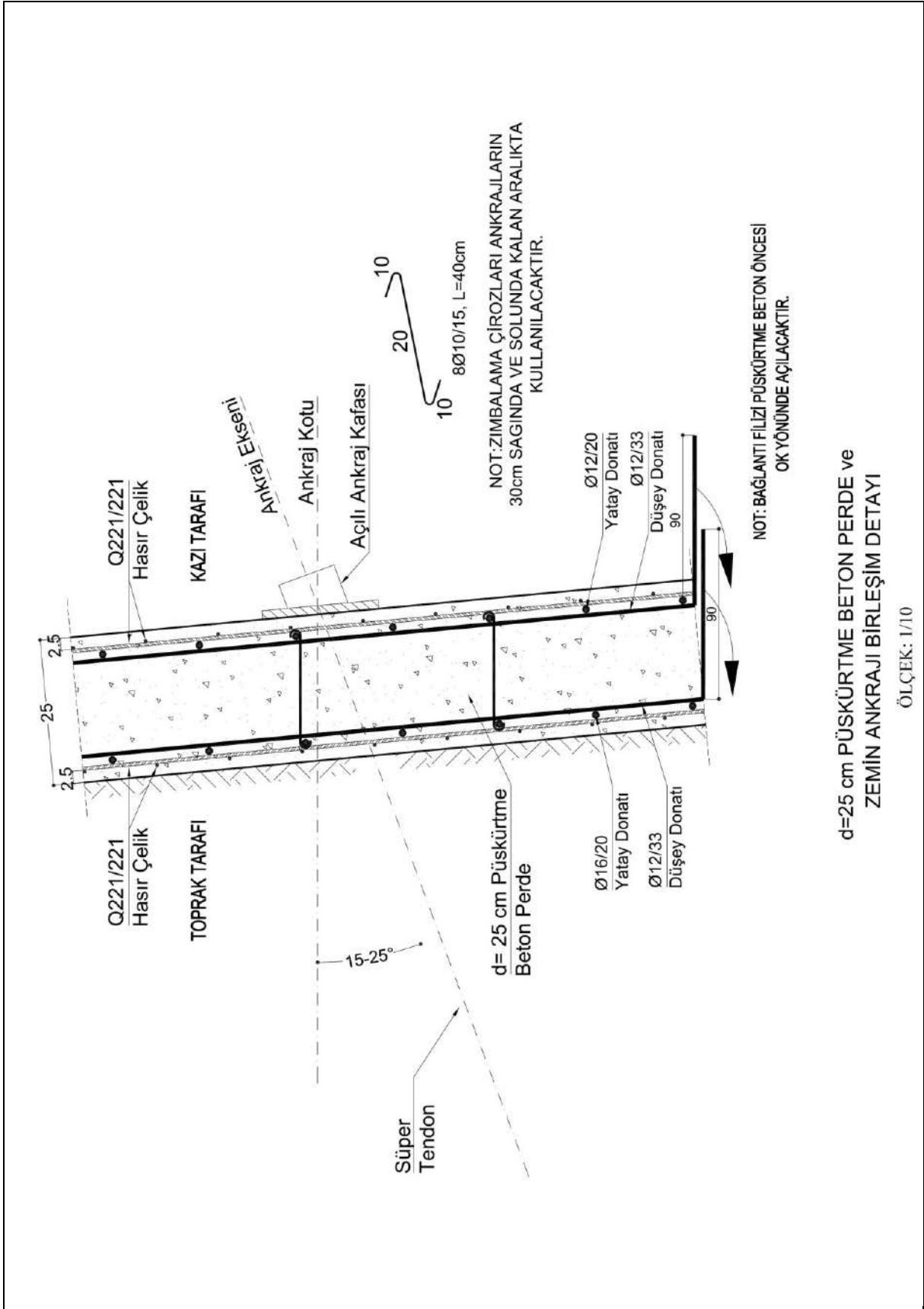


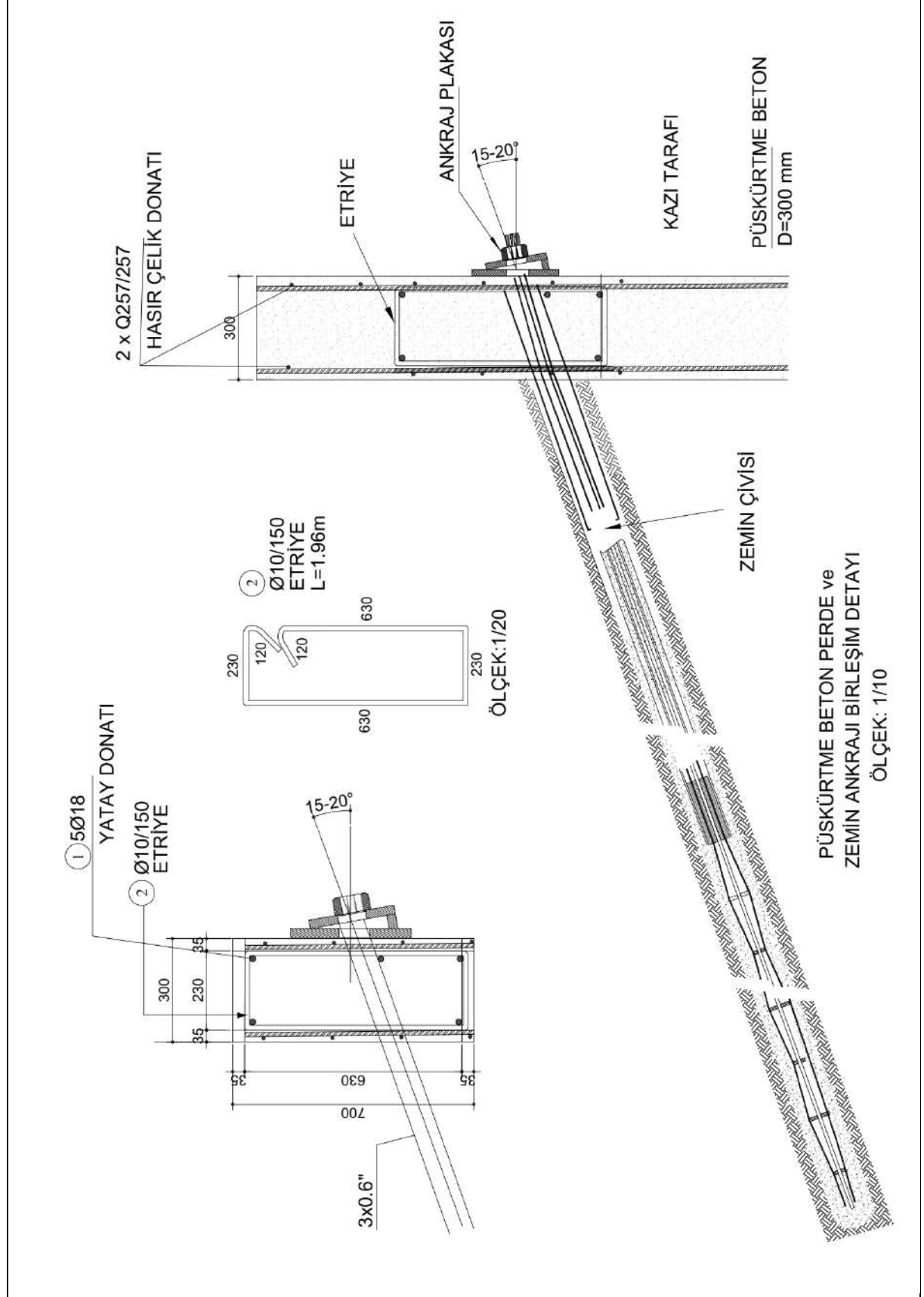
1 - 1 KESİTİ
(ÖLÇÜLER mm DİR)

TİPİK BARBAKAN DETAYI (ÖLÇEKSİZDİR)

DRENAJ BORUSU İMALATLARI BİR SONRAKİ
KAZI KADEMESİNE İNMEYEN TAMAMLANACAKTIR.
UZUNLUK, L=2.50 M

Ç12 - Püskürtme Beton – Zemin Ankraşı Detayı





BÖLÜM 8

ALETSEL GÖZLEM VE TAKİP SİSTEMLERİ

8.1. GİRİŞ

Bir kazı destek yapısı imalatının başarılı bir şekilde tamamlanması ve hizmet vereceği süre boyunca istenen performansı sağlayıp sağlamadığının anlaşılması için aletsel gözlem ve takip sistemleri ile inşaat süresince ve hatta sonrasında izlenmesi gerekir. Bu doğrultuda aletsel gözlem sistemleri ile

- Destek yapısındaki ve çevre zemindeki / yapılardaki / alt yapılardaki deformasyonlar
- Yapısal elemanlardaki (ankraj, çivi ve çelik desteklerdeki) gerilmeler
- Yeraltı suyu basıncı ve girişleri

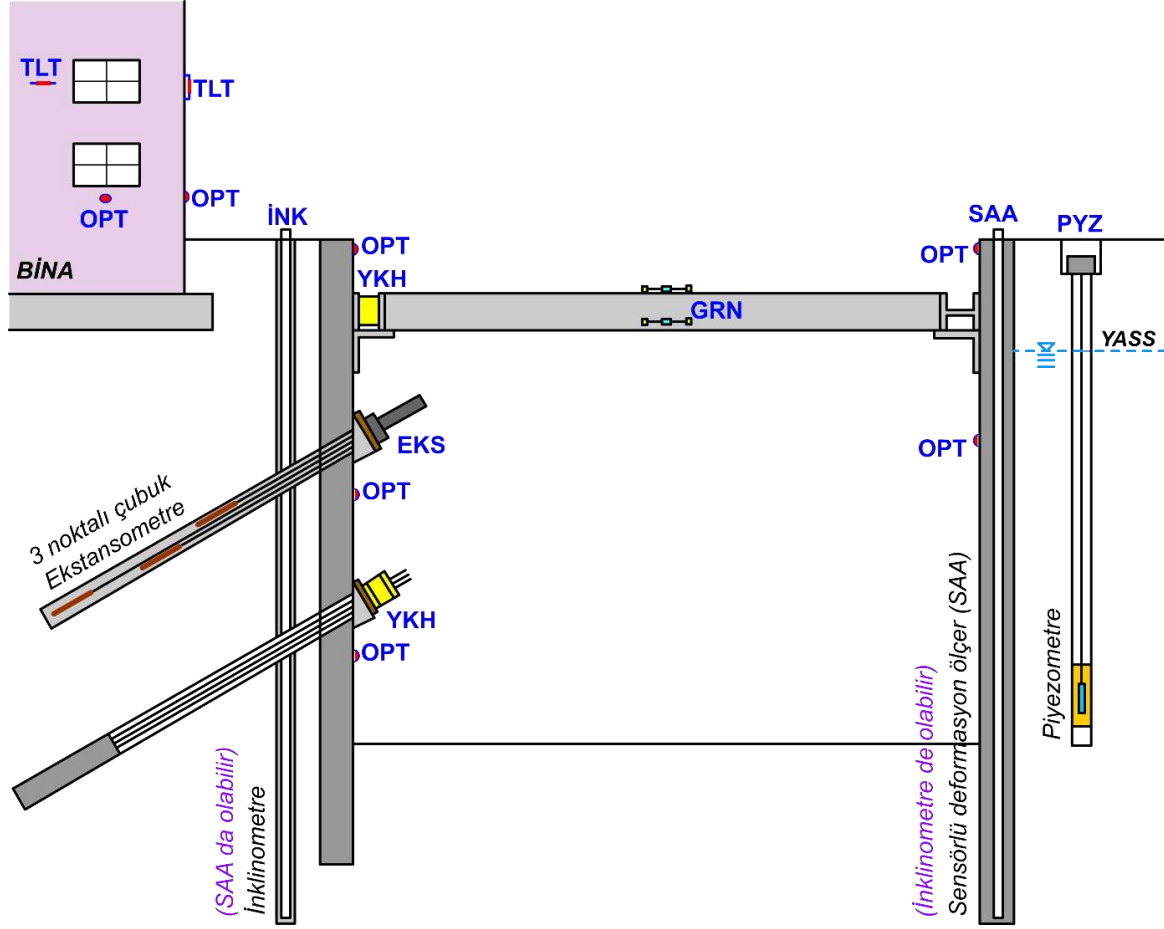
takip edilebilmektedir. Şehir içindeki kazıların kendi stabilitelerini sağlaması ve çevre yapılarda olumsuz bir etkiye neden olmamaları için Tablo 8-1'deki ölçüm sistemleri arasından ihtiyaca göre seçim yapılır. KDY'larında yaygın olarak kullanılan ölçüm sistemleri, uygulama ve kullanım esaslarına göre Tablo 8-1'de gruplandırılmış ve Şekil 8-1'de bir kesit üzerinde şematik olarak sunulmuştur.

Aletsel gözlem sistemlerinin kazının derinliğine, zemin koşullarına, çevre yapıların kazıya mesafesine ve önemine göre seçilmesi gerekmektedir. Eğer riskli bir cephe veya bölge varsa buradaki ölçüm sistemi artırılır. Bununla birlikte, farklı aletsel ölçüm sistemlerinin beraber kullanılması, iksa hareketlerinin olası nedenleri arasındaki ilişkinin anlamlı bir şekilde kurulması bakımından yararlıdır. Ölçüm sistemlerinin doğru bir şekilde seçilerek bir araya getirilmesi iyi bir kazı destek yapısı projesinin önemli bir parçasıdır. Bu nedenle çizim paftalarında Aletsel Gözlem Bölgeleri (AGB) uygun bir şekilde belirlenmeli ve oluşturulmalıdır.

Tablo 8-1: Aletsel gözlem sistemleri ve uygulama alanı ile kullanım şekli hakkında açıklamalar

No	Ölçüm Sistemi	Ölçülen Parametre	Uygulama Alanı ve Kullanım Şekli Hakkında Açıklamalar
1	Optik okuma (OPT)	Deformasyon	Yapısal elemanın yüzeyine yerleştirilen işaretlerde x, y, z yönündeki yer değiştirmeler takip edilir.
2	İnclinometre (İNK)	Deformasyon	Düşey yapısal elemanın (kazık vb.) veya zemin ortamına yerleştirilen özel boruda yatay yöndeki deplasmanlar derinlik boyunca ölçülür.
3	Sensörlü Def. Ölçer (SAA*)	Deformasyon	Yerleştirildiği eksen boyunca 3-boyutlu deformasyon datası elde edilir. Düşey sondaj deliğine yerleştirilirse inclinometre gibi çalışır.
4	Ekstansometre (EKSc)**	Deformasyon	Aşağı eğimli sondaj deliğine yerleştirilerek çoklu göçme düzlemi veya hareket olan bölge belirlenir.
5	Ekstansometre (EKSm)***	Deformasyon	Düşey sondaja yerleştirilerek oturma ya da kabarma ölçülür
6	Tiltmetre (TLT)	Dönme	Komşu yapıda dönmelerin takibi yapılır.
7	Gerinim Ölçer (GRN)	Uzama	Ankrajlardaki ve çelik desteklerdeki uzama-kısalma ölçer. Buradan da gerilmeye (yüke) geçilir.
8	Yük hücresi (YKH)	Kuvvet	Ankrajlara verilen öngerme kuvvetinin (gerilmesinin) ölçümü yapılır.
9	Piyezometre (PYZ)	Su basıncı	Yeraltı su seviyesi belirlenir.

* SAA: Shape Accelerated Array ; ** Çok noktalı çubuk ekstansometre ; *** Çok noktalı manyetik ekstansometre

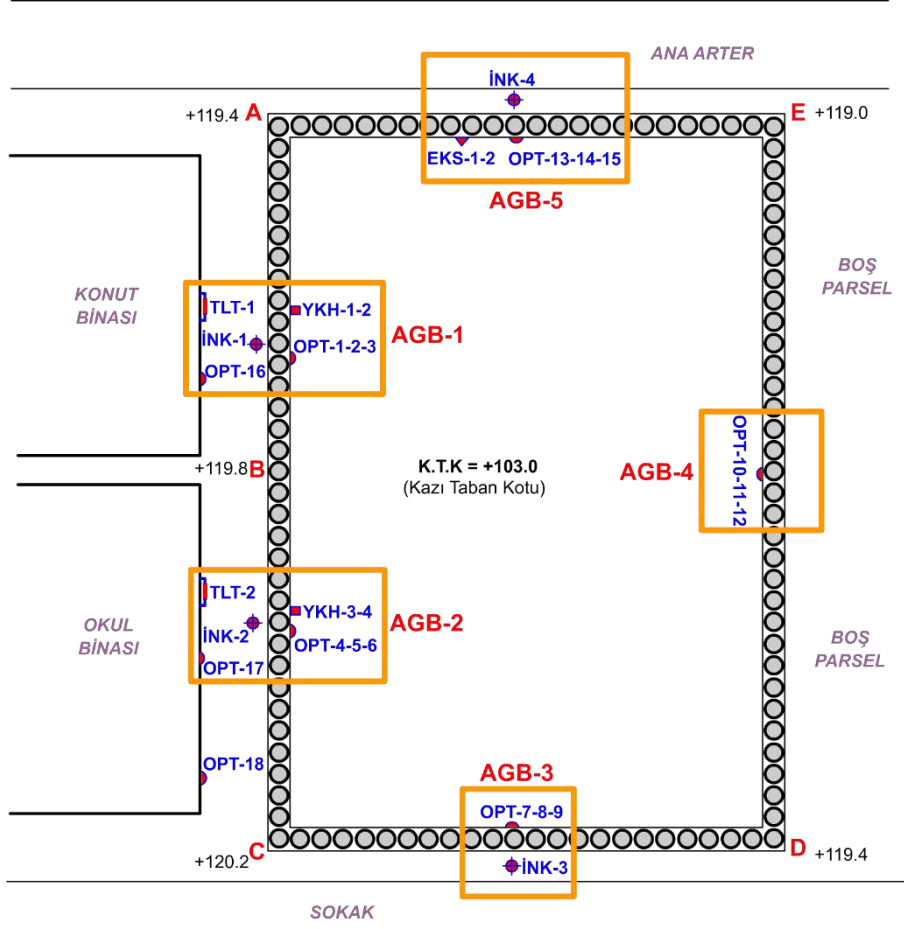


Şekil 8-1: Şehir içindeki derin kazılarda uygun olabilecek yöntemlerin şematik kullanımı

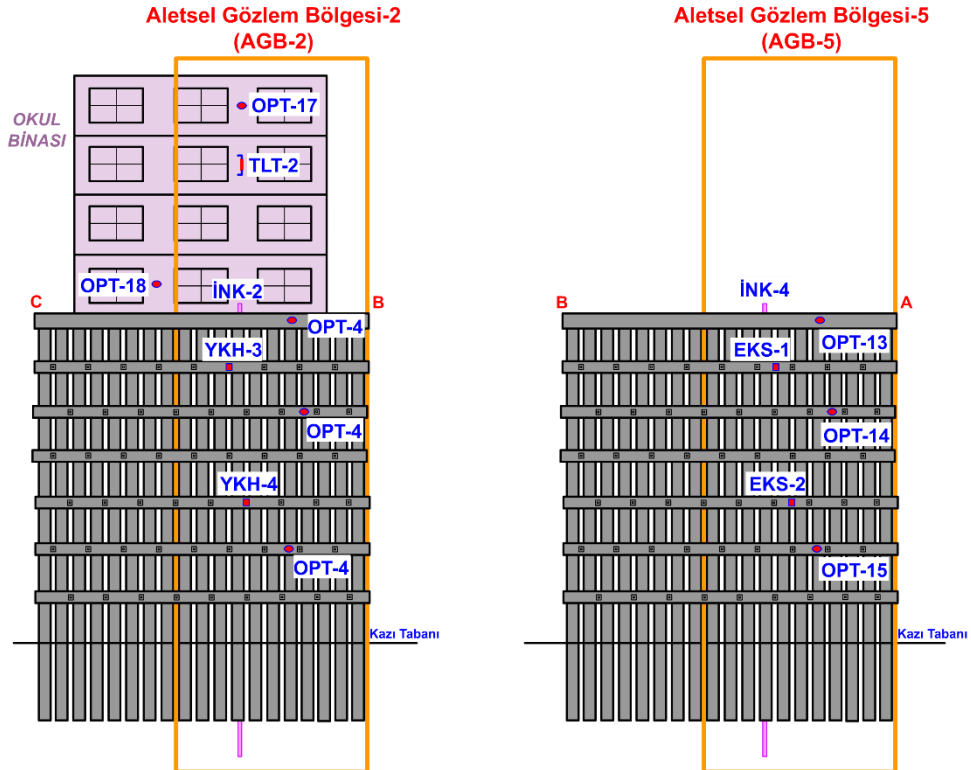
- *Optik okumalar, inklinometre okumalarını doğrulamak ve sonrasında da çok fazla noktayı taramak için yararlıdır.*
- *Ankrajlardaki yük hücreleri deplasman ölçümleri ile birlikte yorumlanır. Eğer yük azalıyor ve deplasmanlar artıyorsa, ankraj kökünün sıyrılmaya başladığı söylenebilir. Eğer yük hücresinde yük artıyor ve KDY düşey yapısal elemanında deplasman artmıyorsa, toprak ve/veya su basınçlarının hesaplanandan büyük olduğu yorumu yapılabilir.*

8.2. ALETSEL GÖZLEM BÖLGELERİ (AGB)

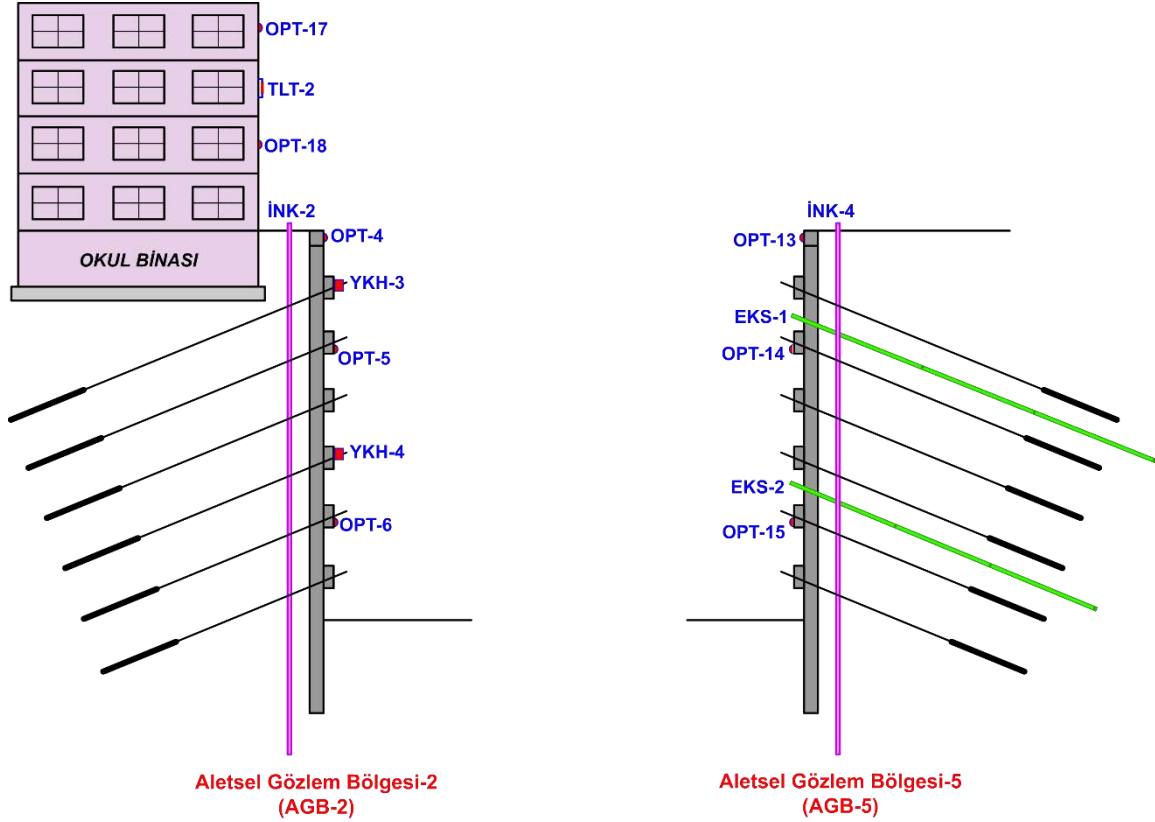
Bu El Kitabı kapsamındaki projelerin her biri için ayrı ayrı ölçüm sistemi önerisi yapılmamıştır. Onun yerine bu bölümde aletsel gözlem bölgelerinin nasıl oluşturulacağını ve alarm seviyelerinin nasıl belirleneceğini gösteren tipik örnekler üzerinde durulmuştur. Her KDY projesi kendine özgüdür ve proje sorumlusu gerek güvenlik, gerek maliyet optimizasyonu için hangi aletsel ölçüm sistemleri kullanacağını ve hangi bölgelere yerleştireceğini belirlemelidir. Bunu yapmak için AGB adı verilen bölgeler oluşturmasından büyük fayda bulunmaktadır. Zira iyi bir AGB oluşumu ve bunların düzenli takibi projenin risklerini minimize eder. Bunun dışında büyük/önemli projelerde doğru aksiyon almak, gereksiz imalat yapmamak, sistem değiştirmek, zaman kazanmak için en sağlıklı kararlar AGB'lerden toplanan veriler yardımıyla alınmaktadır. Dolayısıyla geoteknik sorumlu AGB'leri oluşturma amacını raporunda belirtir ve çizim paftalarına plan, cephe ve kesit görünümleri ile aktarır. Birkaç AGB tasarlama örneği Şekil 8-2, 8-3 ve 8-4'te verilmiştir.



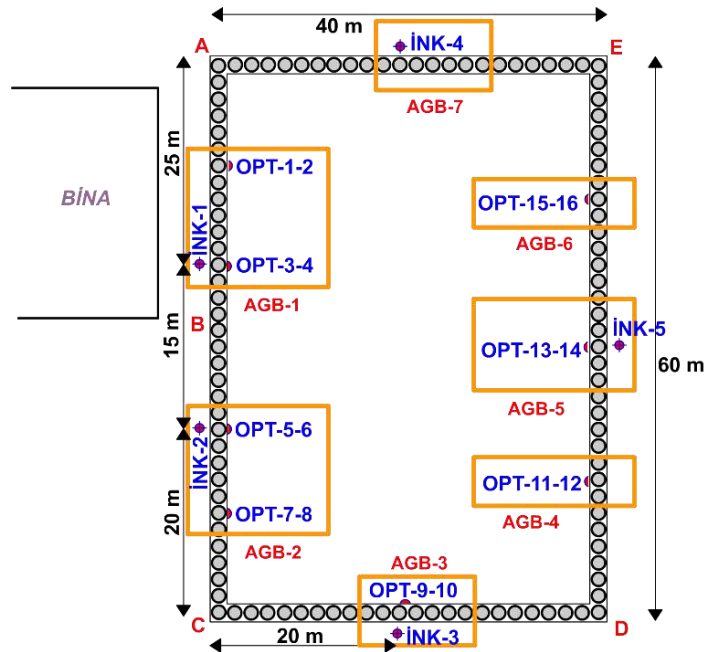
Şekil 8-2: Aletsel gözlem bölgelerinin planda gösterilmesi



Şekil 8-3: Aletsel gözlem bölgelerinden AGB-2 ve AGB-5'in cephe üzerinde gösterilmesi



Şekil 8-4: Aletsel gözlem bölgelerinden AGB-2 ve AGB-5'in kesit olarak gösterilmesi



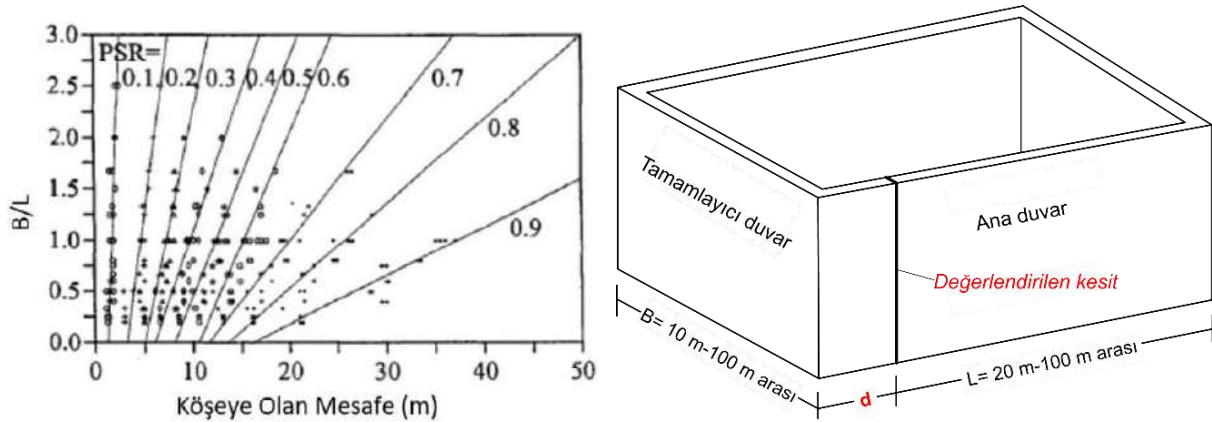
Şekil 8-5: İnklinometre ve optik okumalar için bir yerleştirme ve AGB örnekleri

Derin kazılarda aletsel gözlem olarak inklinometrelerin kullanılması çok yaygındır. Aynı şekilde optik okumalar da pratik ve ekonomik olduğu için tercih edilmektedir. Bu iki ölçüm sisteminin ayrı ayrı veya beraber kullanımına AGB örnekleri Şekil 8-5'te sunulmuştur. Her iki ölçüm sisteminin yerleştirilmesinde dikkat edilecek hususlar bulunmaktadır. Eğer düşey elemanın kazı tabanı altına inen

soketi varsa inklinometre kullanımı çok daha önem kazanmaktadır. Toptan göçmenin takibi için inklinometrelerin düşey yapısal elemandan daha derin yapılması gerekmektedir. Bu değer projeye göre değişmekle beraber KDYY-Bölüm 4.4.e’de belirtildiği üzere en az 5.0 m olarak seçilmektedir.

KDY tasarımında hesaplar genelde iki boyutlu (2D) analizler (düzlem-deformasyon durumu) ile gerçekleştirilmektedir. Bu durumda hesaplar köşe etkisinden bağımsızdır ve çok uzun bir cephenin orta kısmında hesap yapılmış gibi düşünülebilir. Halbuki arazide ve üç boyutlu (3D) hesaplarda köşe etkisi devreye girmektedir. Dolayısıyla köşelere yakın yerleştirilen inklinometrelerde Şekil 8-6’dan belirlenecek PSR değeri oranınca küçük deplasman ölçülecektir. PSR (Plane Strain Ratio) aynı iksanın 3 boyutlu deplasmanları ile 2 boyutlu deplasmanları arasındaki oranı göstermektedir. Uzun bir cephe ortasında PSR değeri 1.0 yakındır ancak köşe etkisinin hakim olduğu cephe köşelerinde daha düşük değerler alacaktır. Her ne kadar KDYY’de belirtildiği üzere her cepheye en az bir inklinometre konulması ve 60 m’den uzun cephelerde üç adet inklinometre yerleştirilmesi şart olsa da köşe etkisinden korunmak için inklinometrelerin köşelerden mümkünse en az 20 m’den uzağa yerleştirilmesi gerekmektedir. Eğer bu durum sağlanmıyorsa inklinometre sayısının azaltılması yoluna gidilmesi daha doğru olacaktır. 40 m’den daha dar cephelerde cephe ortasına tek bir inklinometre yerleştirilmesi uygun olacaktır. Diğer noktalar optik okumalarla takip edilebilir. İnklinometreler için bir yerleşim planı örneği Şekil 8-5’te gösterilmiştir.

İnklinometre ölçümlerini kullanarak iki boyutlu GDA arasında bir geri analiz yapılması gerekirse, öncelikle inklinometre ölçümünün Şekil 8-6’dan elde edilen PSR değeri ile modifiye edilmesi gerekir. Bu düzenleme yapıldıktan sonra hesaplanan deplasman ölçümlerinin GDA sonuçlarıyla karşılaştırılması uygun olacaktır.



Şekil 8-6: Bir KDY’de köşeye olan mesafeye (d) göre düzlem deformasyon oranının (PSR) değişimi (Ou vd., 1996)

8.3. ALARM SEVİYELERİ VE AKSİYON PLANLARI

KDYY-Bölüm 4.4 ve 4.5’te aletsel ölçüm ve gözlem sistemleri hakkında uyarılar ve öneriler yer almaktadır. Bununla birlikte, destek yapısının yatay deplasmanları için alarm seviyeleri ve alınacak önlemler KDYY-Tablo 8-5’te tanımlanmıştır. Bu tablodaki alarm seviyelerinin yönetmelikte zemin koşullarına göre Tablo 8-2’de özetlenmiştir. Buna göre, Geoteknik Sorumlu, ölçülen yatay deplasmanları derecelendirerek veya alarm seviyelerini tanımlayarak alınacak aksiyonu belirler. Uygulamada en çok yatay deplasman ölçüldüğü için alarm ve takip seviyeleri daha çok bu bilgiye göre belirlenmektedir. Tablo 8-3 ve 8-4’te aynı saha için iki farklı alarma seviyesi örneği gösterilmiştir:

- Tablo 8-3'teki örnekte killi zeminlerde yapılacak H=10m olan bir kazıyı tutan 4 sıra geçici ankrajlı kazı destek yapısında özel bir yanal deplasman kriteri belirlenmediği belirtildiğinden kırmızı alarm deplasmanı için killi zeminlerin limit deplasman değeri olan $\delta h = 0.003 * H$ ilişkisi tanımlanabilir. Sarı alarm seviyesi için belirlenen deplasman değerlerinin, kırmızı alarm limit değerinin %70-%80'i alınarak kullanılmıştır.
- Tablo 8-4'teki örnekte ise komşu yapının hassasiyeti nedeniyle özel bir deplasman sınırı belirlenerek hesaplar $\delta h = 0.001 * H$ için yapılmıştır ve bu limit değer kırmızı alarm seviyesi için esas alınmıştır. Sarı alarm seviyesi için belirlenen deplasman değerlerinin, kırmızı alarm limit değerinin %70-%80'i alınarak kullanılmıştır.

Tablo 8-2: KDYY'de kazı derinliğine (H) bağlı yanal deplasman (δh) üst limitleri

KDY tipi	Yanal deplasman (δh) için üst limit
Ankrajlı	$\delta h = 0.003 * H$
İçten destekli	$\delta h = 0.0025 - 0.005 * H$
Çivili	$\delta h = 0.005 * H$
Konsol	$\delta h = 0.010 * H$

Tablo 8-3: Killi zeminlerde yapılacak H=10m olan bir kazıyı tutan 4 sıra geçici ankrajlı kazı destek yapısının kazı aşamalarına bağlı olarak alarm seviyelerinin tanımlanması
(Projede KDY'nin geneline veya bir cephesine özel yanal deplasman limiti konulmayan bir örnek)

Kazı Aşaması	H_i^* (m)	Ölçülen Deplasmanların Kıyaslanacağı Alarm Seviyeleri ve Aksiyon Planı			
		Sarı Alarm	Aksiyon Planı	Kırmızı Alarm	Aksiyon Planı
2. Ankraj seviyesi	3.0	7 mm	Geoteknik Sorumluya bilgi verilir. Ölçümler sıklaştırılır ve çevre yapılarıdaki ölçümlere başlanır. Sorumlu veya danışman geri analiz yaptıktan sonra durum değerlendirilir.	$0.003 * H_i = 9 \text{ mm}$	Proje revizyonu veya çözüm beklenmeden hareket duracak şekilde geri dolgu yapılır. Destek yapısı ve çevre yapılarda günde bir veya iki defa deplasmanlar ölçülür.
3. Ankraj seviyesi	5.0	12 mm		$0.003 * H_i = 15 \text{ mm}$	
4. Ankraj seviyesi	7.0	17 mm		$0.003 * H_i = 21 \text{ mm}$	
Nihai kazı seviyesi	10.0	24 mm		$0.003 * H_i = 30 \text{ mm}$	

* H_i : Deplasmanın ölçüldüğü andaki kazı derinliği; ** Ankrajlı kazı destek yapılarında $d_{maks} < 0.3H$ istenmektedir

KDY'nin geçici veya kalıcı olmasına ve önemine göre değişik aletsel gözlem türüne (bkz. Tablo 8-1) göre de alarm seviyeleri tanımlanabilir. Geçici bir KDY'nin çelik desteklerindeki yük hücreleri ile ölçülen kuvvetler için alarm seviyesi örneği Tablo 8-5'te görülebilir.

Tablo 8-4: Killi zeminlerde yapılacak H=10m olan bir kazıyı tutan 4 sıra geçici ankrajlı kazı destek yapısının kazı aşamalarına bağlı olarak alarm seviyelerinin tanımlanması
(Projede yatay deplasmanlar için %0.1H=10mm limit değeri tanımlanan bir örnek)

Kazı Aşaması	H _i (m)	$\delta_{h, hesap}$	Ölçülen Deplasmanların Kıyaslanacağı Alarm Seviyeleri ve Aksiyon Planı			
			Sarı Alarm	Aksiyon Planı	Kırmızı Alarm	Aksiyon Planı
2. Ankraj seviyesi	3.0	1.9 mm	2.4 mm	Geoteknik Sorumluya bilgi verilir. Ölçümler sıklaştırılır ve çevre yapılarıdaki ölçümlere başlanır. Sorumlu veya danışman geri analiz yaptıktan sonra durum değerlendirilir.	3.0 mm	Proje revizyonu veya çözüm beklenmeden hareket duracak şekilde geri dolgu yapılır. Destek yapısı ve çevre yapılarında deplasmanlar sabah ve akşam okunur.
3. Ankraj seviyesi	5.0	3.6 mm	4.0 mm		5.0 mm	
4. Ankraj seviyesi	7.0	4.5 mm	5.6 mm		7.0 mm	
Nihai kazı seviyesi	10.0	7.1 mm	8.0 mm		10.0 mm	

* H_i: Deplasmanın ölçüldüğü andaki kazı derinliği

Yük hücresinin ankrajlara yerleştirilmesi durumunda ankraj testleri baz alınarak alarm seviyesi Tablo 8-6'daki gibi tanımlanabilir. Tablo 8-6'daki örnekte kalıcı ankrajların test edildiği yük (uygunluk testindeki yük) ve ölçülen deplasmanlara bakılarak alarm seviyesi ayarlanabilir. Burada test yükü kilit yükünün %50 fazlası olduğu için bu aralık %25 ve %40 artışlara alarm konuşmuştur. Yük kaybı için de aynı yüzdeler söz konusudur. Yüzde yerine karşı gelecek yük değerlerinin tanımlanması da mümkündür.

Tiltmetrelerle ölçülen dönme miktarı ve piyezometrelerle ölçülen YASS derinlikleri için alarm seviyeleri de tanımlamak mümkündür. Tablo 8-7'da gösterildiği üzere, kalıcı bir kazı destek yapısının arkasındaki su seviyesinin hesaplanan ve ölçülen değerlerine göre alarm seviyesi belirlemek mümkündür.

Tablo 8-5: Geçici bir KDY'nın çelik desteklerindeki yük hücrelerinde ölçülecek yük için sarı ve kırmızı alarm seviyeleri

Yük Hücresi	Kazı Aşaması	Hesaplanan Eksenel Kuvvet (N _{tas})	Ölçülen Eksenel Yük için Sarı Alarm Seviyesi	Sarı Alarmedaki Aksiyon Planı	Ölçülen Eksenel Yük için Kırmızı Alarm Seviyesi	Kırmızı Alarmedaki Aksiyon Planı
YKH-1	1. Destek Seviyesi	250 kN	200 kN	Ölçümler sıklaştırılır. Geoteknik Sorumluya bilgi verilir. Deplasmanlara bakılarak ve/veya geri analiz yapılarak bir değerlendirmeye gidilir.	250 kN	Geri analizlere bağlı olarak, ilave destek yerleştirilebilir. Her gün ölçüm alınır. Eğer kazı tabanına inilmişse, hızla temel imalatına geçilebilir. Parça parça veya anolar halinde temel yapılabilir.
	2. Destek Seviyesi	750 kN	600 kN		750 kN	
	Nihai Kazı Aşaması	1000 kN	800 kN		1000 kN	
YKH-2*	1. Destek Seviyesi	400 kN	280 kN		360 kN	
	2. Destek Seviyesi	900 kN	630 kN		800 kN	
	Nihai Kazı Aşaması	1200 kN	840 kN		1100 kN	

* YKH-2, komşu yapının önündeki çelik desteğe bağlı olduğu için sarı ve kırmızı alarm değerleri küçültülmüştür

Tablo 8-6: Arkasında yeraltı suyu bulunan kalıcı bir KDY tamamlandıktan sonra ankraj kafalarındaki yük hücreleri ile ölçülecek yük için belirlenecek sarı ve kırmızı alarm seviyeleri için bir örnek

Yük Hücresi	Kilit Yüğü - Test Yüğü	Yük Değişimi İçin Sarı Alarm Seviyesi	Ölçülen Yük Sarı Alarma Ulaştığında Alınacak Aksiyon	Yük Değişimi İçin Kırmızı Alarm Seviyesi	Ölçülen Yük Kırmızı Alarma Ulaştığında Alınacak Aksiyon
YKH-1	40 t 60 t	± %25	Geoteknik Sorumluya bilgi verilir. Ölçümler sıklaştırılır ve çevre yapılarıdaki ölçümlere başlanır.	± %40	Yük artışı olduğunda ilave pompaj kuyuları açılacak, deplasmanlar da artarsa ilave ankraj yapılacaktır
YKH-2	50 t 75 t	± %25		± %40	

Tablo 8-7: Kalıcı bir kazı destek yapısı arkasındaki piyezometrelerde ölçülen YASS için alarm seviyelerinin tanımlanması

Piezometre	GDA'da Kullanılan YASS	Sarı Alarm Seviyesi	Sarı alarma ulaşıldığında alınacak aksiyon	Kırmızı Alarm Seviyesi	Kırmızı alarma ulaşıldığında alınacak aksiyon
PYZ-1	+10.0	+11.0	Geoteknik Sorumluya bilgi verilir. Ölçümler sıklaştırılır ve çevre yapılarıdaki ölçümlere başlanır.	+12.0	Pompa seviyeleri aşağıya indirilebilir veya ilave kuyu açılabilir
PYZ-2	+15.0	+17.0		+18.0	

Yukarıdaki örneklerde sarı ve kırmızı olmak üzere iki alarm seviyesinin kullanılması tercih edilmiştir. Projenin önemi ve hassasiyetine göre üç farklı alarm seviyesi de tanımlanabilir. Proje hesap raporunda ve çizim paftalarında alarm seviyelerine ulaşıldığında alınacak aksiyonun belirlenmesi de gereklidir. Bu işlem belirsizlikleri ortadan kaldıracaktır. Projeye ve yetkililerine göre alınacak aksiyonlar ve getirilecek çözüm önerileri farklı olabilir. Tablo 8-3 ile Tablo 8-7 arasında alarm seviyelerine ulaşıldığında izlenecek çeşitli aksiyon planı örnekleri verilmiştir. Buradan da görüleceği üzere sarı alarmlarda Geoteknik Sorumluya bilgi vermek gerekir. Bununla birlikte, ölçümlerin alınma sıklığı artırılır ve/veya yeni ölçme cihazları yerleştirilebilir. Zemin içindeki suyun etkili olduğu sahalarda yapılan kalıcı KDY'lerinde pompalı ilave kuyu açmak söz konusu olabilir. Sarı alarmlarda yatay deplasmanları elde etmek için yapılacak bir geri analiz ile mevcut durumun anlaşılması mümkün olduğu gibi, kırmızı alarm durumuna geçme olasılığı da değerlendirilir. Kırmızı alarma ulaşılmaması durumunda günde bir hatta gerekirse iki deplasman ölçümü alınabilir. Çoğu zaman proje revizyonu veya çözüm beklenmeden hareket duracak şekilde geri dolgu yapılır. Geri analizlere bağlı olarak, ilave destek yerleştirilebilir veya ankraj yapılabilir. Eğer kazı tabanına inilmişse, hızla veya anolar halinde temel imalatına geçilebilir.

- Deplasmanlar otomatik takip edilmek isteniyorsa Data Logger'a bağlanabilen sensörlü deformasyon ölçer (SAA) inklinometreler yerine tercih edilebilir.
- Data Logger'da tanımlanan sarı ve kırmızı alarm seviyelerine ulaşıldığında otomatik uyarı verilir ve ilgili kişilere bildiriler gönderilir.
- Inklinometre boruları çevresine yapılan harç enjeksiyonunun kalitesi çok önemlidir. Bunun için deliğin güzel açılması gereklidir. Hatta bazı zemin koşullarında kılıf ile delgi gerekebilir. Aksi takdirde borular iyi sabitlenmez ve anlaşılamayan ileri-geri hareketlerle karşılaşılabilir. Bu durum yanlış değerlendirmelere neden olabilmektedir.
- Yük hücrelerinin okumaları ortam sıcaklığına çok bağlıdır. Dolayısıyla, yerleştirildiği ve okunduğu andaki sıcaklık kaydedilmelidir. Yük sonuçlarını belirlemek için cihaz ile birlikte gelen sıcaklık kalibrasyon katsayısı ve ölçülen sıcaklıklar birlikte değerlendirilmelidir.

BÖLÜM 9

LİMİT DENGİ YÖNTEMİ İLE İLGİLİ ÖNEMLİ KONULAR

9.1. FARKLI LİMİT DENGE YAZILIMLARINDA TY-2 KİSMİ KATSAYI SETİNİN KULLANIMI

KDYY tarafından yapılan tanımlamaya göre iksa yapılarının zemin ve yapısal elemanlarında göçme ve şekil değiştirme kontrollerine yönelik ULS hesapları, EC7 tarafından tanımlanan Tasarım Yaklaşımı-2 (TY2) esas alınarak yapılacaktır. TY2'ye göre yapılan hesaplarda (i) etkiler veya tesirler kısmi faktörler ile artırılırken, (ii) zemin tabakalarına ait malzeme özellikleri değiştirilmez, ancak (iii) dirençler azaltılmaktadır. TY2 esas alınarak yapılacak hesaplarda kullanılması gereken kısmi katsayı setleri KDYY-Tablo 2.1'de verilmiştir. Buna göre dayanma yapısına uygulanan etkiler A kısmi katsayı seti ile artırılırken, zemin özellikleri ise M kısmi katsayı seti kullanılacağı için değişmeyecek ancak dayanımlar R kısmi katsayı seti ile bölünerek azaltılacaktır.

KDYY-Tablo 2.1: Depremsiz Durumda ULS Hesabı İçin Kısmi Katsayılar (γ_A , γ_M , γ_R)

Kısmi Katsayı Seti			A	M	R
Sabit Etki (G)	Güvenliği azaltıcı	$\gamma_{G,dst}$	1.35		
	Güvenliği artırıcı	$\gamma_{G,stb}$	1.00		
Değişken Etkiler (Q)	Güvenliği azaltıcı	$\gamma_{Q,dst}$	1.50		
	Güvenliği artırıcı	$\gamma_{Q,stb}$	0.00		
Kayma Mukavemeti Katsayısı ($\tan \phi$)		γ_ϕ		1.00	
Etkatif Kohezyon (c')		$\gamma_{c'}$		1.00	
Drenajsız Kayma Mukavemeti (s_u)		γ_{s_u}		1.00	
Serbest Basınç Dayanımı (q_u)		γ_{q_u}		1.00	
Birim Hacim Ağırlık (γ)		γ_γ		1.00	
Pasif Zemin Direnci (Dayanma Yapıları)*		γ_{Re*}			1.40
Zemin Direnci (Toptan Göçme)*		γ_{Re}			1.10
Öngermeli ankrajlar (geçici - kalıcı)		γ_a			1.10
* Zemin direnci, dayanma yapıları ve toptan göçme analizlerinde farklı değerler almakta olup, yukarıda her iki koşul için de kısmi katsayılar verilmiştir.					

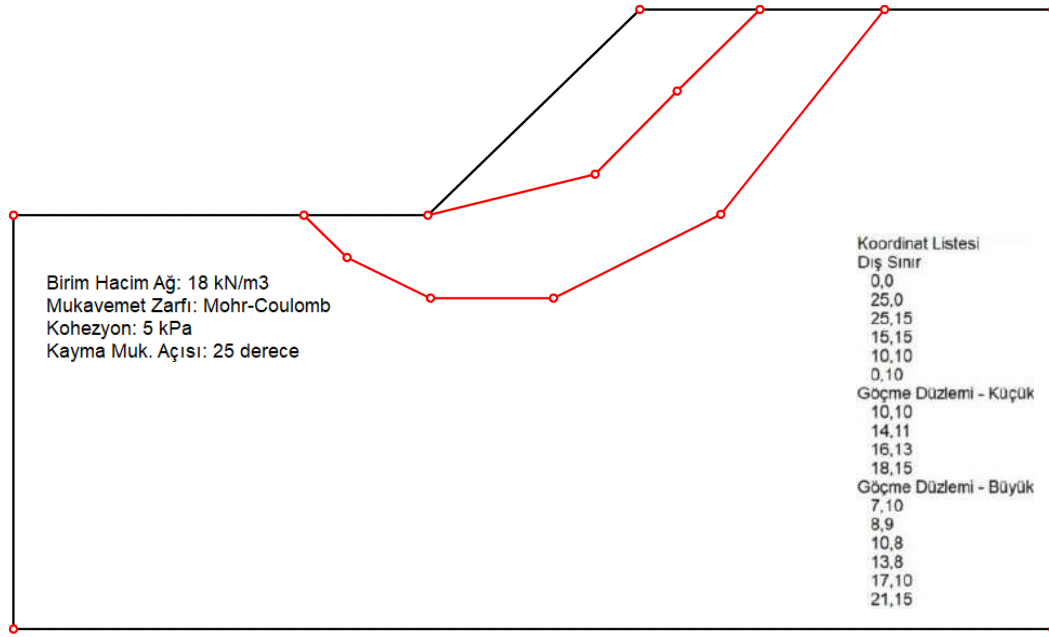
LEM, FEM ve FDM ile yapılan ULS analizlerinde bu kısmi katsayı setlerinin kullanılması gerekmektedir. FEM ve FDM gibi gerilme deformasyon esasına göre hesap yapan yazılımlarda R kısmi katsayı seti hesaba dahil edilemediği için bu katsayı setinin LEM analizlerinde kullanılması önem kazanmaktadır.

Tüm dünyada ve ülkemizde birçok farklı LEM yazılımı geoteknik mühendisleri tarafından kullanılmaktadır. Bu yazılımlar kısmi katsayı setlerini farklı biçimlerde tanımlamakta ve hesaba katabilmektedir. Bu noktada geoteknik sorumlunun kullandığı yazılımın detaylarına hakim olması ve KDYY tarafından tanımlanan esaslara göre hesap yapabildiğinden emin olması beklenilmektedir. Bu bölümde TY-2 göre tanımlanan aynı kısmi katsayısı setini iki farklı LEM yazılımı tarafından farklı

tanımlanabildiği gösterilerek, kullanıcının bu konuda bilgilendirilmesi amaçlanmaktadır. Basit bir şev geometrisi üzerinde yapılan analiz sonuçları esas alınarak gerekli açıklamalar yapılacaktır. Bu bölümde sadece kısmi katsayıların kullanımına yönelik bir açıklama yapılacaktır; örnek şev geometrisi olabildiğince basit tutulmuştur ve herhangi bir yapısal eleman tanımlanmamıştır.

9.1.1. LEM-1 ve LEM-2 Yazılımları ile Çözülen Şev Geometrisi

LEM-1 ve LEM-2 yazılımlarıyla çözülen şev geometrisi Şekil 9-1’de verilmektedir. Şevin dış sınır koordinatları ile güvenlik sayısı hesabına esas olan küçük ve büyük göçme düzlemlerini oluşturan noktaların koordinatları aynı şekil üzerinde verilmektedir. Analizler Morgenstern-Price yöntemine göre yapılmıştır. KDYY esaslarına göre TY-2 kullanılarak yapılacak toptan göçme analizlerinde KDYY-Tablo 2.1’in kullanılması gerekmektedir. Şekil 9-1’de tanımlanan şev geometrisi iki farklı LEM yazılımıyla analiz edilecektir. Analizlerde KDYY-Tablo 2.1’de tanımlanan kısmi katsayı seti kullanılacaktır. Bu kısmi katsayı seti EC7 Design Approach-2 ile aynı kısmi katsayı setinden oluşmaktadır.



Şekil 9-1: Örnek problem ve analiz edilen kayma dairelerinin geometrisi

LEM-1 yazılımına ait kısmi katsayı ekranı Şekil 9-2’de verilmektedir. EC7 Design Approach-2 seçilerek kısmi katsayı setinin adı “KDYY-Tablo 2.1” olarak değiştirilmiştir. LEM-1 yazılımının kullanma kılavuzunda yapılan tanımlamaya göre Şekil 9-2’de Soil Unit Weight - Unfavourable kısmında yazılı olan 1.35 değeri, KDYY-Tablo 2.1’de Sabit Etki - Güvenliği azaltıcı ($\gamma_{G,dst}=1.35$) ile aynı katsayıdır. LEM-1 yazılımı, sürşarj vb. etkiler için kullanılan kısmi katsayı ile zemin ağırlığından gelen etkileri tanımlayan kısmi katsayısı ayrı ayrı tanımlama yolunu seçmiştir. Eğer kullanıcı, Soil Unit Weight - Unfavourable kısmında yazılı olan 1.35 değerini, KDYY-Tablo 2.1’de Birim Hacim Ağırlık ($\gamma_r=1.00$) olduğunu düşünerek 1.35 yerine 1.00 rakamını kullanırsa hata yapmış olacaktır. LEM-1 yazılımının kullanma kılavuzunda bu durum açıklanmakta olduğu için kullanıcının bu konuda bilgili ve yetkin olması gerekir. TY-2 kullanılarak yapılan analiz sonucunda elde edilen güvenlik sayıları Şekil 9-3’te verilmektedir.

Partial Factors:

Name: **KDYY - Tablo 2.1**

Add

Delete

Name: KDYY - Tablo 2.1

Permanent Point Loads/Surcharge Loads

Favorable: 1

Unfavorable: 1,35

Variable Point Loads/Surcharge Loads

Favorable: 0

Unfavorable: 1,5

Soil Unit Weight

Favorable: 1

Unfavorable: 1,35

Other Parameters

Seismic Coefficients: 1

Earth Resistance: 1,1

Material Parameters

Effective Cohesion: 1

Effective Coefficient of Friction: 1

Undrained Strength: 1

Shear Strength (Other Models): 1

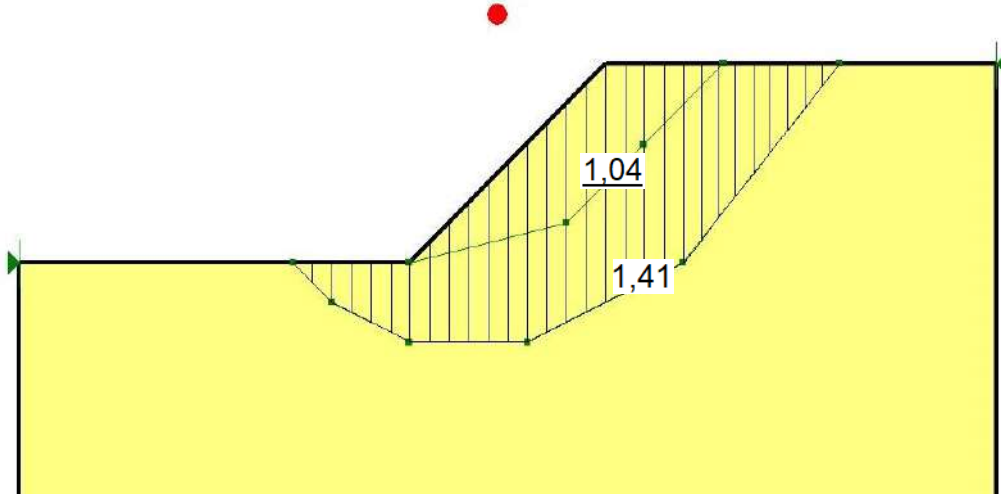
Reinforcement Parameters

Pullout Resistance: 1,1

Shear Force: 1,1

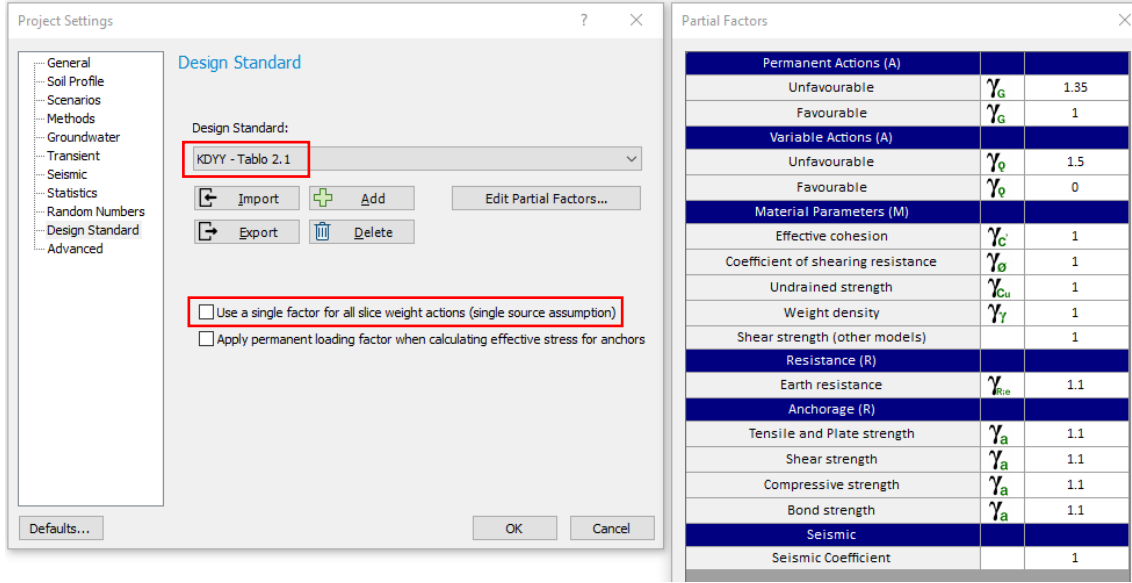
Tensile Strength: 1,1

Şekil 9-2: LEM-1 yazılımı için TY-2 kısmi katsayı seti



Şekil 9-3: LEM-1 güvenlik sayıları

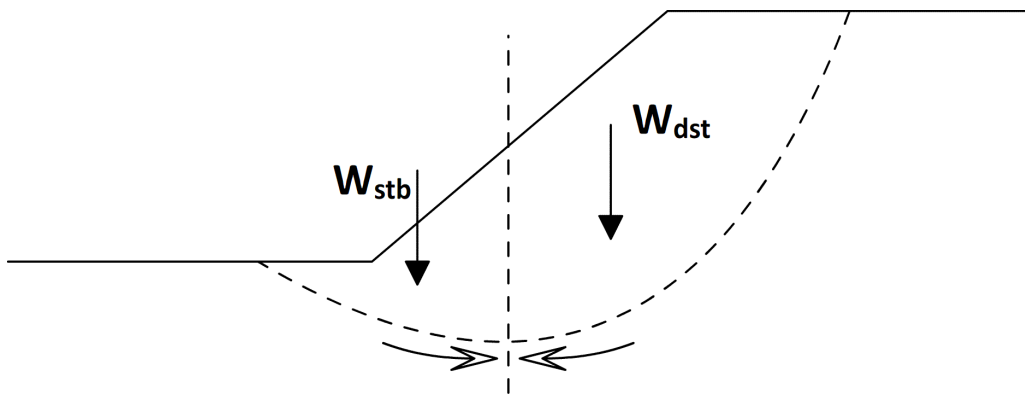
LEM-2 yazılımı kullanılarak aynı problem analiz edilmiştir. LEM-2 yazılımına ait kısmi katsayı ekranı Şekil 9-4’de verilmektedir. EC7 Design Approach-2 seçilerek kısmi katsayı setinin adı “KDYY-Tablo 2.1” olarak değiştirilmiştir. LEM-1 ve LEM-2 yazılımlarının kısmi katsayı ekranlarındaki farklılığın kullanıcılar tarafından incelenmesi (Şekil 9-2 ve Şekil 9-4) ve bu konudaki farkındalıklarını geliştirmeleri önerilir. LEM-2 yazılımında bir önceki paragrafta kısmi katsayı değerleri için yapılan uyarının bir benzerini yapmaya gerek yoktur. LEM-2 de sürşarj vb. etkiler için kullanılan kısmi katsayı ile zemin ağırlığından gelen etkileri tanımlayan kısmi katsayıyı $\gamma_{G,unfavourable} = 1.35$ olarak almaktadır. Ancak bu yazılım için literatürde “tek kaynak varsayımı” (single source assumption) olarak bilinen konuya dikkat etmek gerekir, zira bu varsayım güvenlik sayısı hesaplarını değiştirmektedir.



Şekil 9-4: LEM-2 yazılımı için TY-2 kısmi katsayı seti

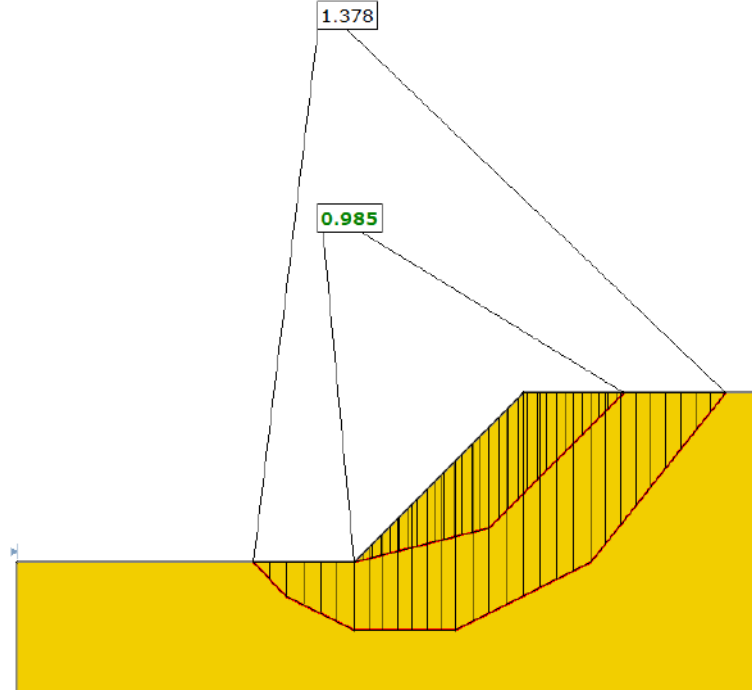
Trafik ya da yapı yükünden gelen etkilerin stabiliteyi koruyan ya da bozan olup olmadığına karar vermek genelde kolaydır. Ancak, özellikle kayma düzleminin üzerinde kalan zemin ağırlığını ayırt etmek güç olabilir. Bu nedenle, kayma düzlemi genelde Şekil 9-5'teki gibi bir ayrımla stabiliteyi koruyan (W_{stb}) ve bozan (W_{dst}) olarak tanımlanabilir. Kayma düzleminin yatayla yaptığı açının işareti değiştiğinde, etkinin de yön değiştirdiği kabul edilir. Kesikli çizginin sağında kalan dilimler kaymayı tetiklerken, solda kalan dilimler stabiliteyi korumaya çalışmaktadır.

Böyle bir durumda, LEM-2 yazılımı olumsuz kısmi katsayı değerini, dilimin konumundan bağımsız olarak tüm zemine uygulayan tek kaynak varsayımının kullanılmasına izin vermektedir. Dilim ağırlığı tek bir kaynaktan mobilize olduğu için, aynı kaynağın farklı kısımlarına farklı faktörlerin uygulanması uygun veya gerçekçi olmayabilir (Bond ve diğ. 2013). Ancak tek kaynak varsayımının kullanılması durumunda hesaplanan güvenlik sayıları yaklaşık %10 kadar daha büyük hesaplanmaktadır (Decoding Eurocode). LEM-2 yazılımını tercih eden bir tasarımcının bu konuda bilgili ve yetkin olması gerekir. Tüm bu açıklamalar sonucunda, tek kaynak varsayımı kullanılmadan yapılacak hesapların, KDYY tarafından tariflenen esaslara daha uygun olacağı sonucuna ulaşılabilir.



Şekil 9-5: Tek kaynak varsayımının şematik gösterimi

LEM-2 yazılımıyla tek kaynak varsayımı kullanılmadan yapılan analiz sonucunda hesaplanan güvenlik sayıları ise Şekil 9-6’da verilmektedir. LEM-1 ve LEM-2 yazılımlarında elde edilen güvenlik sayılarının birbirine yakın olduğu görülmektedir (Şekil 9-3 ve Şekil 9-6).



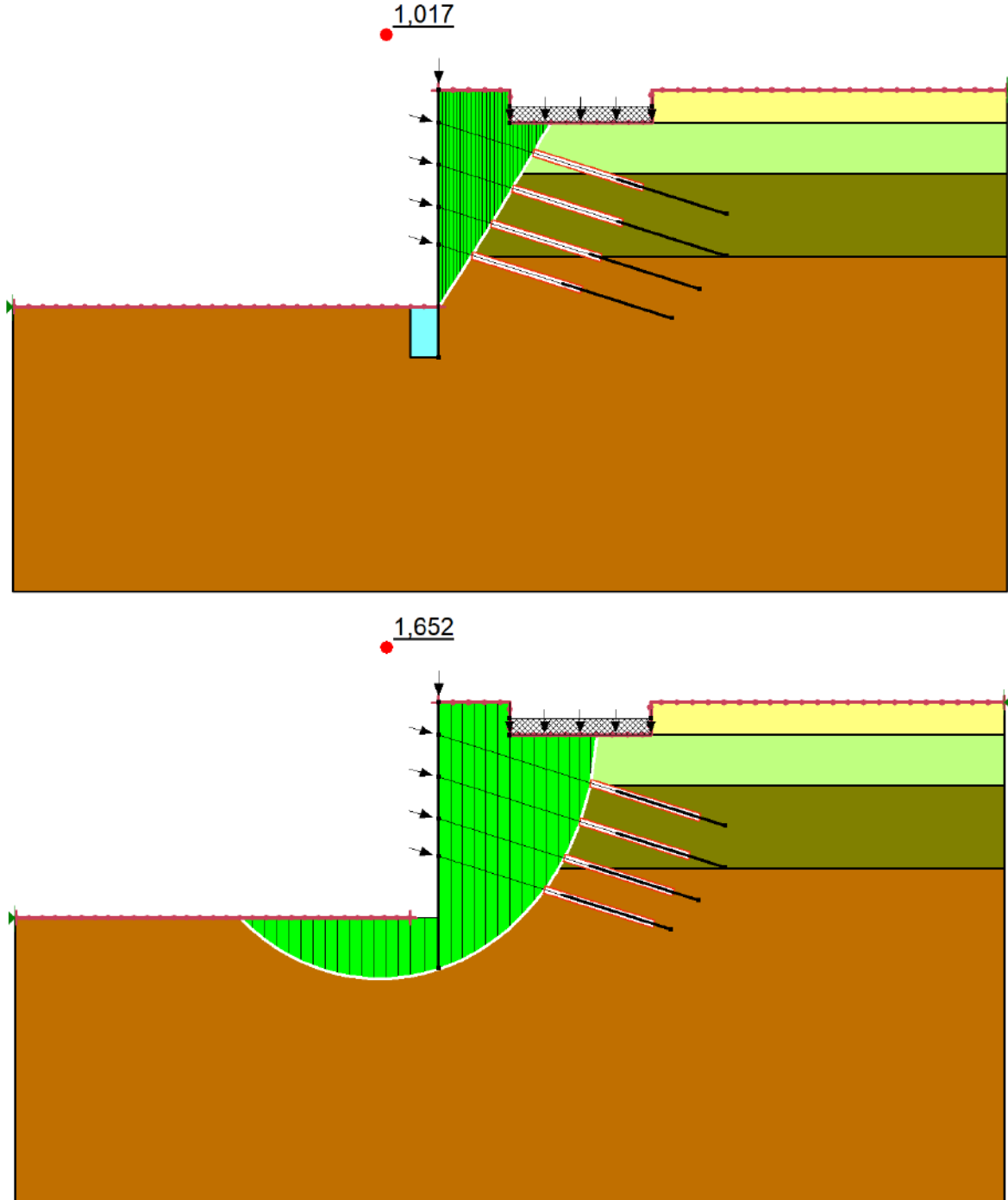
Şekil 9-6: LEM-2 güvenlik sayıları

9.2. LİMİT DENGE ANALİZLERİNDE HESAPLANAN GÖÇME YÜZEYLERİ HAKKINDA

Limit denge yazılımları kuvvet ya da moment dengesi esasına göre hesap yapan stabilite yazılımlarıdır. Koruyan ve bozan etkilerin hesaplanarak oranlandığı bu hesap yönteminden elde edilen güvenlik sayısı çok uzun yıllar boyunca mühendislik tasarımlarında ve şartnamelerde referans olarak gösterilmiştir. LEM analizleriyle hesaplanan göçme yüzeyleri geoteknik tasarımın önemli aşamalarından bir tanesidir. Son yıllarda FEM veya FDM esaslı yazılımlar da farklı isimlerle buna benzer hesapları yapabilmektedir. FEM/FDM kullanılarak yapılan güvenlik sayısı ve göçme yüzeyi analizleri zeminin mukavemet parametrelerinin kademeli olarak azaltılması esasına dayalıdır. FEM/FDM ile ancak bir tane göçme yüzeyi hesaplanabilmektedir. LEM hesapları geoteknik tasarımın kritik bir parçası olarak yerini korumakta ve KDYY kapsamında tanımlanan hesap adımlarında önemli bir rol almaktadır. LEM analizleriyle ilgili farkındalık yaratabilmek amacıyla önemli olduğu düşünülen birkaç konu bu bölümde ele alınmaktadır.

9.2.1. Toptan Göçme ve Topuktan Göçme

Geoteknik tasarım kapsamında kontrol edilmesi gereken önemli konulardan bir tanesi de toptan göçmedir. Şev stabilite analizleri, dayanma yapılarının hesabı ve istinat duvarı tasarımları vb. problemler bu bakımdan örnek gösterilebilir. KDYY ile tanımlanan ULS kontrolleri kapsamında yapılan göçme analizlerinde ait tipik bir örnek Şekil 9-7’de verilmektedir. Birçok dayanma yapısı için topuktan göçme çok daha kritik olabilmektedir. Bu nedenle, toptan göçme kadar topuktan göçmenin de incelenmesi büyük önem arz etmektedir.



Şekil 9-7: Topuktan göçme ve toptan göçme analizlerine ait güvenlik sayıları
($GS_{min} \geq 1.0$ şartı için)

9.2.2. Halat Kopması ve Kök Sıyırılması Parametreleri

Öngermeli ankraj ya da zemin çivisi gibi yatay destek elemanlarının LEM yazılımlarında yapılan kontrollerinde halat kapasitesi ve kök sıyırılması için gerekli kontrollerin yapılması gerekmektedir. Genelde ULS ile yapılan tahkiklerde bu iki etkiden daha düşük olan belirleyici olmaktadır. Kullanıcının bu konuda yeterli bilgiye sahip olması ve hesapların yapıldığı yazılım özelliklerine hakim olması gerekir. Tablo 9-1 ve Tablo 9-2’deki zemin-ankraj kökü-halat özelliklerine sahip bir ankraj için kısa bir açıklama yapılabilir.

Tablo 9-1: Zemin ve ankraj bilgileri

Nihai Çeper Sürtünmesi [kPa]	Güvenlik Sayısı	Karakteristik Çeper Sürtünmesi [kPa]	Delgi Çevresi [m]	Karakteristik Birim Çeper Dayanımı [kN/m]	Yatay Ankraj Aralığı [m]	Birim Karakteristik Çeper Dayanımı [kN/m]	Kök Uzunluğu [m]	Birim Karakteristik Çeper Dayanımı [kN]
250,0	2,5	100,0	0,408	40,8	2,0	20,4	8,0	163,4

Tablo 9-2: Halat bilgileri

Halat Sayısı	Ankraj halatı karakteristik yük kapasitesi [kN]	Ankraj demeti karakteristik yük kapasitesi [kN]	KDYY- 3.2.1.1.e	Kullanılabilir karakteristik yük kapasitesi [kN]	Yatay Ankraj Aralığı [m]	Birim kullanılabilir karakteristik yük kapasitesi [kN/m]
3	260,0	780,0	60%	468,0	2,0	234,0

Şekil 9-8’de görüldüğü üzere LEM-1 yazılımından Tablo 9-1 ve Tablo 9-2’deki bilgiler girildiğinde halat kapasitesi ile kök sıyırılması arasında belirleyici olan, daha düşük değere sahip olan kök sıyırılması olmaktadır.

Pullout Resistance (F/Area):	250 kPa	Tensile Capacity:	780 kN
Resistance Reduction Factor:	2,5	Reduction Factor:	1,67
Bond Length:	8 m	Shear Force:	0 kN
Bond Diameter:	0,13 m	Shear Reduction Factor:	1
Anchor Spacing:	2 m	Apply Shear:	Parallel to Slip
Factored Pullout Resistance:	20,42 kN/m		
Maximum Pullout Force:	0 - 163,36 kN		

Şekil 9-8: LEM-1’de halat kopması ve kök sıyırılması arasındaki ilişkiyi gösteren ekran görüntüsü

Eğer aynı örnek, çeper sürtünmesi daha yüksek olan bir zeminde tesis edilen daha uzun kök uzunluğuna sahip bir ankraj için yapılırsa Tablo 9-3 ve Tablo 9-4’teki değerler hesaplanacaktır. LEM-1 ekranında bu defa halat kapasitesi belirleyici olan göçme durumu olacağı görülmektedir (Şekil 9-9). Tasarımcının LEM ile hesap yaparken halat – kök ilişkisi bakımından doğru parametreleri kullandığından emin olması gerekir.

Tablo 9-3: Zemin ve ankraj bilgileri

Nihai Çeper Sürtünmesi [kPa]	Güvenlik Sayısı	Karakteristik Çeper Sürtünmesi [kPa]	Delgi Çevresi [m]	Karakteristik Birim Çeper Dayanımı [kN/m]	Yatay Ankraj Aralığı [m]	Birim Karakteristik Çeper Dayanımı [kN/m]	Kök Uzunluğu [m]	Birim Karakteristik Çeper Dayanımı [kN]
350,0	2,5	140,0	0,408	57,2	2,0	28,6	10,0	285,9

Tablo 9-4: Halat bilgileri

Halat Sayısı	Ankraj halatı karakteristik yük kapasitesi [kN]	Ankraj demeti karakteristik yük kapasitesi [kN]	KDYY- 3.2.1.1.e	Kullanılabilir karakteristik yük kapasitesi [kN]	Yatay Ankraj Aralığı [m]	Birim kullanılabilir karakteristik yük kapasitesi [kN/m]
3	260,0	780,0	60%	468,0	2,0	234,0

Pullout Resistance (F/Area):	350 kPa	Tensile Capacity:	780 kN
Resistance Reduction Factor:	2,5	Reduction Factor:	1,67
Bond Length:	10 m	Shear Force:	0 kN
Bond Diameter:	0,13 m	Shear Reduction Factor:	1
Anchor Spacing:	2 m	Apply Shear:	Parallel to Slip
Factored Pullout Resistance: 28,588 kN/m			
Maximum Pullout Force: 0 - 233,53 kN			

Şekil 9-9: LEM-2’de halat kopması ve kök sıyrılması arasındaki ilişkiyi gösteren ekran görüntüsü

KAYNAKLAR

- Alpan, I. (1970). The geotechnical properties of soils. *Earth-Science Reviews*, 6, 5-49.
- Amar, S. and Jézéquel, J.-F. (1972). Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents: Comparaisons des résultats. *Bulletin de Liason des Laboratoires de Ponts et Chaussées* (58) pp. 97-108.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2010). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* (5th ed.). Washington, DC: AASHTO.
- Baguelin, F., Jézéquel, D., & Shields, H. (1978). *The pressuremeter and foundation engineering*. Trans. Tech. Publications.
- Bishop, A. W., & Morgenstern, N. (1960). Stability coefficients for earth slopes. *Geotechnique*, 10(4), 129-153.
- Bond, A. J., Schuppener, B., Scarpelli, G., & Orr, T. L. (2013). *Eurocode 7: Geotechnical Design Worked examples*. Dublin: Joint Research Centre.
- Bowles, J. E. (1988). *Foundation analysis and design*. McGraw-Hill.
- British Standard. (2012). *High tensile steel wire and strand for the prestressing of concrete – Specification* (BS 5896:2012). BSI Standards Publication.
- British Standard. (2014). *Code of Practice for Geotechnical Design and the UK National Annex* (BS-EN1997-1:2004+A1:2013, B. E.).
- Broms, B. B. (1964). Lateral resistance of piles in cohesive soils. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, 90(2), 27-63.
- Broms, B.B. (1965). "Design of Laterally Loaded Piles." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 91, No. SM3, Proceedings Paper 4342, pp. 79-99.
- Celep. (2015). *Betonarme Yapılar*. Beta Basım Yayın Dağıtım: İstanbul.
- Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar. (2016, 4 Şubat). *Resmi Gazete* (Sayı:29614). Erişim adresi: <https://www.resmigazete.gov.tr/eskiler/2018/02/20180215M1-4.htm>
- Das, B. M., & Sivakugan, N. (2018). *Principles of foundation engineering*. Cengage learning.
- DeBeer, E. E. (1970). Experimental determination of the shape factors and bearing capacity factors of sand. *Geotechnique* 20(4), pp. 387–411.
- Engineering ToolBox, (2003). *Thermal Expansion - Linear Expansion Coefficients*. [online] Available at: https://www.engineeringtoolbox.com/linear-expansion-coefficients-d_95.html [Accessed 14/12/2022].
- European Standard. (2005). *Prestressing steels – Part 3: Strand* (prEN 10138-3:2005). Standard.
- Fleming, W. K., Weltman, A. J., Randolph, M. F., & Elson, W. K. (1985). *Piling Engineering*. New York: Surrey University Press, Halsted Press.
- Hansen, J. B. (1970). "A revised and extended formula for bearing capacity" In *Bulletin 28*, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen.
- Hatanaka, M., & Uchida, A. (1996). Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils. *Soils and foundations*, 36(4), 1-9.

-
- Janbu, N. (1954). Application of composite slip surfaces for stability analysis. In *Proceedings of the European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm*, Vol. 3, pp. 39-43.
- KDYY (2022). *Kazı Destek Yapıları Hakkında Yönetmelik*. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı, 18 Aralık 2022 tarih ve 32047 sayılı Resmi Gazete
- Lazarte, C. A., Robinson, H., Gómez, J. E., Baxter, A., Cadden, A., & Berg, R. (2015). *Soil nail walls reference manual* (No. FHWA-NHI-14-007).
- Lew, M., Sitar, N., & Atik, L. A. (2010). Seismic earth pressures: Fact or fiction?. In *Earth Retention Conference 3*, pp. 656-673.
- Look, B. (2007). *Handbook of geotechnical Investigation and Design Tables*. Taylor & Francis.
- Menard, L. (1970). *Détermination de la Poussée Exercée par un Sol sur une Paroi de Soutènement* (Vol. 70). Publication D/38.
- Modoni, G., Flora, A., Lirer, S., Ochmański, M., & Croce, P. (2016). Design of Jet Grouted Excavation Bottom Plugs. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 142(7), pp. 1-15. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001436
- Mononobe, N. (1929). Earthquake-proof construction of masonry dams. In *Proc. of the World Engrg. Conf.*, Vol. 9, p. 275.
- Morgenstern, N. U., & Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15(1), 79-93.
- Okabe, S. (1926). General theory of earth pressure. *Journal of the Japanese Society of civil Engineers. Tokyo, Japan*, 12(1).
- PLAXIS, (2022). *Plaxis 2D Material Models Manual*. Retrieved from <https://communities.bentley.com/products/geotech-analysis/w/wiki/46137/manuals---plaxis>
- Sabatini, P. J., Pass, D. G., & Bachus, R. C. (1999). *Ground anchors and anchored systems* (No. FHWA-IF-99-015). United States. Federal Highway Administration. Office of Bridge Technology.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Geotechnique*, 17(1), 11-26.
- TBDY (2018). *Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği*. Afet ve Acil Durum Yönetim Başkanlığı, 18 Mart 2018 tarih ve 30364 sayılı Resmi Gazete
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons.
- TS-500 (2000). *Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları*. Türk Standartları Enstitüsü, ICS 91.080.40, Ankara
- Tschuchnigg, F., & Schweiger, H. F. (2008). Comparison of Different Models for Analysing Foundations on Jet Grout Columns. In *Proc. The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*, (s. 10). Goa, Hindistan, pp. 3149-3157..
- Twine, D., & Roscoe, H. (1999). *Temporary Propping of Deep Excavations—Guidance on Design*. CIRIA, London, UK (No. C517). Report.
- Vesic, A. B. (1961). Bending of beams resting on isotropic elastic solid. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 87(2), 35-53. doi: 10.1061/JMCEA3.0000212

Whitman, R.V. (1991). "Seismic Design of Earth Retaining Structures." In *Proceedings, Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, MO., pp. 1767-1778.