

T.C.
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

TBDY 2018'E GÖRE SAHAYA ÖZEL ZEMİN DAVRANIŞI VE
KAZIK TASARIMI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

MEHMET KARAKAŞ

DENİZLİ, OCAK - 2024

**T.C.
PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**



**TBDY 2018'E GÖRE SAHAYA ÖZEL ZEMİN DAVRANIŞI VE
KAZIK TASARIMI**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

MEHMET KARAKAŞ

DENİZLİ, OCAK - 2024

Bu tezin tasarımı, hazırlanması, yürütülmesi, araştırmalarının yapılması ve bulgularının analizlerinde bilimsel etiğe ve akademik kurallara özenle riayet edildiğini; bu çalışmanın doğrudan birincil ürünü olmayan bulguların, verilerin ve materyallerin bilimsel etiğe uygun olarak kaynak gösterildiğini ve alıntı yapılan çalışmalara atfedildiğine beyan ederim.

Mehmet KARAKAŞ

ÖZET

TBDY 2018'E GÖRE SAHAYA ÖZEL ZEMİN DAVRANIŞI VE KAZIK TASARIMI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

MEHMET KARAKAŞ

PAMUKKALE ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

(TEZ DANIŞMANI:DOÇ. DR. DEVRİM ALKAYA)

DENİZLİ, OCAK - 2024

Sismik hareketlerin yapılar üzerindeki etkilerinin öneminin ve araştırmalara etkilerinin görmek için yapılan çalışmada yapı- kazık- zemin etkileşiminin yapılabilmesi için uygun zemin, tasarım, analizlerin ön plana çıktığı görülmüştür. Yapı-kazık -zemin etkileşimi üçlününün birbiri ile uyumu bize kompakt bir çalışma olması gerektiğini göstermiş bulunmaktadır. Bu doğrultuda sahaya özel zemin davranışı ile tasarım yapılacak inceleme alanının uygunluğu ön plana çıkmaktadır. Zeminin sahaya uygunluğu için de kazık tasarımının ve bu kazıkların deprem etkisi altında göstermiş olduğu davranışlar incelenip sahanın uygunluğu sağlanacak. Uygun bir tasarım için de bize bilgi verecektir. Bu bilgiler kapsamında Allpile. SAP2000 VE DEEPSOIL programları sayesinde tasarım için gerekli olan parametreler ortaya konulup tasarım yapılacaktır. Parametrelerin farklı zemin koşullarında göstermiş oldukları değişiklik açıklanması günümüzde hala zor olan yapı kazık zemin etkileşimi hakkında bilgi verecektir.

ANAHTAR KELİMELELER: Kazık, etkileşim, sıvılaşma, doğrusal olmayan yay, spektrum, ölçeklendirme

ABSTRACT

**SITE-SPECIFIC SOIL BEHAVIOR AND PILE DESIGN ACCORDING TO
TBDY 2018**

MSC THESIS

MEHMET KARAKAŞ

**PAMUKKALE UNIVERSITY INSTITUTE OF SCIENCE
CIVIL ENGINEERING**

(SUPERVISOR:ASS. DR. DEVRİM ALKAYA)

DENİZLİ, JANUARY 2024

In the study conducted to see the importance of the effects of seismic movements on structures and their effects on research, it was seen that suitable soil, design and analyzes came to the fore in order to make the structure-pile-soil interaction. The harmony of the structure-pile-soil interaction trio has shown us that it should be a compact study. In this direction, the suitability of the examination area to be designed with the site-specific soil behavior comes to the fore. For the suitability of the ground for the site, the pile design and the behavior of these piles under the effect of earthquakes will be examined and the suitability of the site will be ensured. It will also inform us for a suitable design. Within the scope of this information, Allpile. Thanks to the SAP2000 AND DEEPSOIL programs, the parameters required for the design will be revealed and the design will be made. The change in different soil conditions of the parameters will provide information about the interaction of the building pile and the ground, which is still difficult to explain today.

KEYWORDS: Pile, interaction, liquefaction, nonlinear spring, spectrum, scaling

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET.....	i
ABSTRACT	ii
İÇİNDEKİLER	iii
ŞEKİL LİSTESİ	v
TABLO LİSTESİ	vii
SEMBOL LİSTESİ	ix
ÖNSÖZ.....	xii
1. GİRİŞ.....	1
1.1 Tezin Amacı ve Kapsamı	1
1.2 Literatür Özeti	2
2. Sismik Hareketler	9
2.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyleri.....	9
2.1.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyi 1 (DD-1)	9
2.1.2 Deprem Yer Hareketi Düzeyi 2 (DD-2)	9
2.1.3 Deprem Yer Hareketi Düzeyi -3(DD-3)	9
2.1.4 Deprem Yer Hareket Düzeyi -4 (DD-4)	10
2.2 Standart Deprem Yer Hareketi Spektrumları	10
2.3 Spektrumlar	11
2.3.1 Yatay Elastik Tasarım Spektrumu	12
2.3.2 Düşey Tasarım Elastik Tasarım Spektrumu	13
3. Yapı Kazık Zemin Etkileşimi	14
3.1 Yapı Kazık Zemin Etkileşimi Yöntemler.....	15
3.1.1 1. Yöntem.....	15
3.1.2 2. Yöntem.....	16
3.1.3 3.Yöntem.....	16
3.1.4 Doğrusal Olmayan Yaylar	17
3.1.4.1 Winkler Hipotezi	18
3.1.4.1.1 Killi zeminlerde p-y eğrisinin elde edilişi.....	18
3.1.4.1.2 Kumlu Zeminlerde p-y eğrisinin elde edilişi	20
3.1.4.1.3 Yumuşak Killi zeminlerde t-z eğrisi elde edilişi	21
3.1.4.1.4 Kumlu zeminlerde t-z eğrisinin elde edilişi.....	22
3.1.4.1.5 Yumuşak killi zeminlerde Q-z eğrisinin elde edilişi	23
3.1.4.1.6 Kumlu Zeminlerde Q-z eğrisinin elde edilişi	23
4. Ön Çalışma.....	25
4.1 Yapı Hakkında Bilgiler	25
4.1.1 Çalışma sahasının zemin profili ve geoteknik özellikleri	25
4.1.2 Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi	39
5. Tasarım.....	41
5.1 Sahaya Özel Zemin Davranışı	41
5.1.1 Zamana Bağlı Olarak Deprem Kayıtlarının Seçimi.....	41
5.1.2 Ölçeklendirme.....	43
5.2 Üst Yapı Tasarım.....	49
5.2.1 Taşıma Gücü Analizi	52
5.2.2 Oturma Analizi	52
5.2.2.1 Ani Oturma	52

5.2.2.2	Konsolidasyon Oturması.....	53
5.3	Alt Yapı Tasarım.....	53
5.3.1	Jet groud Tasarım.....	53
5.3.2	Kazık Tasarım.....	57
5.3.2.1	Toplam Yer Değiştirmelerin Bulunması.....	57
5.3.2.2	Doğrusal Olmayan Yayların Elde Edilmesi (p-y, Q-z, t-z).....	58
5.3.2.3	Modelleme.....	64
6.	SONUÇ VE ÖNERİLER	68
7.	KAYNAKLAR.....	69
8.	ÖZGEÇMİŐ	73

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1: Kütlenin göçme mekanizması	2
Şekil 1.2: Derin temellerde kazık etkileri	3
Şekil 1.3: Yanal Yüklere bağlı olarak P-Y eğrilerinin ortaya çıkışı.....	5
Şekil 1.4: P-Y eğrilerinin literatürdeki değişimi.....	6
Şekil 1.5: P-Y, Q-z, t-z doğrusal olmayan yayların ortaya çıkış şeması	8
Şekil 2.1: Yatay elastik tasarım spektrumu	12
Şekil 2.2: Yatay elastik tasarım spektral yer değiştirme.....	13
Şekil 2.3: Düşey tasarım elastik tasarım spektrumu.....	13
Şekil 3.1: Yapı-kazık-zemin etkileşimi şematize gösterim	14
Şekil 3.2: Yapı kazık zemin etkileşim modeli	15
Şekil 3.3: Yumuşak kil için çevrimsel yük altında p-y eğrisi (Matlock, 1970).....	18
Şekil 3.4: İçsel sürtünme açısına bağlı olarak değişen C1, C2, C3 katsayıları	20
Şekil 3.5: k Katsayısının içsel sürtünmeye bağlı olarak değişim grafiği.....	21
Şekil 3.6: Kazığa etkileyen aksenal yük- yer değiştirme (t-z).....	22
Şekil 3.7: Q-Z eğrisi için kazık ucu yükleme- yer değiştirme	24
Şekil 4.1: İnceleme alanının yeri	26
Şekil 4. 2: Afyon ve çevresinin sismoteknik haritası	26
Şekil 4.3: Afyonkarahisar il sınırları içerisinde meydana gelen 4.0 büyüklüğünde ve 4.0 büyüklüğünün üzerindeki depremler	27
Şekil 4.4: İnceleme alanı ve fay hatlarına olan uzaklıkları.....	28
Şekil 4.5: Kandilli rasathanesi ve deprem araştırma enstitüsü verileri.....	28
Şekil 4.6: Afyon Akşehir Grabeni aletsel ve tarihi depremleri	28
Şekil 4.7: İnceleme alanı uydu görüntüsü ve MASW değerleri sonucuna göre yer altı kesiti.....	29
Şekil 5.1: AFAD TADAS verileri kapsamında Afyonkarahisar deprem haritası.	41
Şekil 5.2: Afyonkarahisar ili deprem istasyonları	42
Şekil 5.3: Çalışma bölgesi için belirlenen hedef spektrum.....	43
Şekil 5.4: Seçilen 11 depremin orijinal ivme zaman grafikleri	44
Şekil 5.5: Seçilen 11 depremin ölçeklendirilmiş ivme zaman grafikleri.....	46
Şekil 5.6: Eşleştirilmiş deprem kayıtları.....	47
Şekil 5.7: MASW deney sonuçlarına göre derinlik-kayma dalgası grafiği	47
Şekil 5.8: Zemin yüzeyindeki zamana bağlı yatay elastik spektral ivme grafığı	48
Şekil 5.9: ZD, ZE ve 11 deprem kaydının ortalama yatay ivme spektrumlarının karşılaştırılması	48
Şekil 5.10: Zamana bağlı sahaya özel zemin davranışı analizi ile 11 deprem kaydının ortalama yatay ivme grafiği.....	48
Şekil 5.11: İdecad programı ile oluşturulan kalıp planı.....	49
Şekil 5.12: İdecad programı ile oluşturulan kalıp planı yakın görünüş	49
Şekil 5.13: 1.4G+1.6Q yükleme durumu için gerilme dağılımı	50
Şekil 5.14: G+Q yükleme durumu için gerilme dağılımı	50
Şekil 5.15: G'+Q'-Ey'-0.3Ex'+0.3Ez yükleme durumu için gerilme dağılımı ..	51

Şekil 5.16: İdecad programı ile oluşturulan kazık planı	51
Şekil 5.17: İdecad programı ile oluşturulan kazık planı yakın görünümü.....	51
Şekil 5.18: Jet Groud kolon aralıkları ve mesafeleri (Alkaya ve Yeşil, 2011) ..	55
Şekil 5.19: Zemin yüzeyindeki yatay elastik spektral ivme değerleri	57
Şekil 5.20: Allpile programı kazık tipi seçimi	58
Şekil 5.21: Kazık profilinin tanımlanması	59
Şekil 5.22: Kazık özelliklerinin tayini	59
Şekil 5.23: Grup kazık seçimi ve kazığa etki edecek yüklerin tanımlanması ..	60
Şekil 5.24: Zemin profilinin tanımlanması	61
Şekil 5.25: Allpile programı ile oluşturulan p-y eğrileri	61
Şekil 5.26: Allpile Programı ile Oluşturulan Q-z Eğrileri	62
Şekil 5.27: Allpile programı ile oluşturulan T-z eğrileri	62
Şekil 5.28: İdecad programı ile oluşturulan kazık planı	63
Şekil 5.29: İdecad programı ile oluşturulan kazık planı yakın görünümü.....	63
Şekil 5.30: Sap2000 çubuk eleman modeli	64
Şekil 5.31: Sap2000 P-y, Q-z, T-z yayların tanımlanması xz kesit	64
Şekil 5.32: Sap2000 kazıklara gelen moment grafiği şeması	65
Şekil 5.33: Sap2000 kazık tasarım modeli	65
Şekil 5.34: Sap2000 kazıkların pürsantajı için moment kontrolü.....	66
Şekil 5.35: Sap2000 kazık tasarım sonucu 3D model	67

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 2.1: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı FS	11
Tablo 2.2: 1.0 saniye Periyot için Yerel Zemin Etki Katsayısı F1	11
Tablo 3.1: Literatürdeki p-y yayları için bağıntılar	17
Tablo 3.2: P-y eğrilerinin zemin yükleme durumu için tabloları	19
Tablo 3.3: Zeminin kayma mukavemetine bağlı şekil değiştirme değerleri	19
Tablo 3.4: t-z eğri değerleri yumuşak killi zemin için	21
Tablo 3.5: t-z eğrisi değerleri kumlu zemin için	22
Tablo 3.6: Q-z değerleri yumuşak killi zeminler için	23
Tablo 3.7: Q-z eğrileri kumlu zeminler için.....	24
Tablo 4.1: Afyonkarahisar ve çevresinde tarihsel ve aletsel dönemlerde meydana gelen depremler.....	27
Tablo 4.2: TBDY 2018 dinamik özelliklerine göre zemin sınıflarının dağılımı.....	30
Tablo 4.3: SPT-N ile SB deneyi sonuçlarından elde edilen c_u arasındaki ilişkiler.....	31
Tablo 4.4: SPT-N ile UU deneyi sonuçlarından elde edilen c_u arasındaki ilişkiler.....	31
Tablo 4.5: SPT-N'e göre zeminlerin kıvamı ile c_u arasındaki değişim aralığı.....	31
Tablo 4.6: SPT penetrasyon değerleri ve içsel sürtünme açısı (ϕ) ile drenajsız kayma mukavemeti (c_u) değerleri (Bowless,1988)	32
Tablo 4.7: Maksimum kayma modülüne göre zemin özelliği tanımlamaları (Bowles, 1988)	32
Tablo 4.8: İnceleme alanında yapılan sismik kırılma çalışmalarında kayma modülü (g_{max}) değerleri	32
Tablo 4.9: Elastisite modülüne göre zemin özelliği tanımlaması (Bowles, 1988)	33
Tablo 4.10: İnceleme alanında yapılan sismik çalışmalarında elastisite modülü (Ed) Değerleri	33
Tablo 4.11: Bulk modül değerlerine göre zemin birimlerinin sınıflaması (Keçeli,1990).....	33
Tablo 4.12: Çalışma alanındaki tabakaların zemin sıkışmaları	34
Tablo 4.13: Zemin birimlerinin yoğunluk sınıflaması (Keçeli, 1990)	34
Tablo 4.14: İnceleme alanında zemin birimlerinin yoğunluk sınıflaması (Keçeli, 1990).....	34
Tablo 4.15: Poisson sınıflaması ve zemin özelliği karşılaştırması.....	35
Tablo 4.16: Çalışma alanının poison oranına göre zemin özelliği	35
Tablo 4.17: (a) Yer hakim titreşim periyotlarına göre mikro bölgeleme ölçütleri, (b) Spektral büyümelere göre mikro bölgeleme ölçütleri (Ansal vd. 2004).....	35
Tablo 4.18: Sismik kırılma -Masw çalışmasından spektral zemin büyütme faktörlerine göre zemin hakim titreşim periyotları	35
Tablo 4.19: Bulunan değerler	36
Tablo 4.20: İdealize zemin profili	36

Tablo 4.21: Deprem yer hareketi niteliğinin deprem yer hareketine göre değişimi	37
Tablo 4.22: Bina yükseklik sınıfları ve deprem tasarım sınıflarına göre tanımlanan bina yükseklik aralıkları (m)	37
Tablo 4.23: Bina kullanım amacı (TBDY 2018).....	38
Tablo 4.24: İnceleme alanının dinamik özellikleri.....	38
Tablo 4.25: SK-1 sondaj kuyusu sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmesi	39
Tablo 4.26: SK-2 sondaj kuyusu sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmesi	39
Tablo 4.27: SK-3 sondaj kuyusu sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmesi	39
Tablo 5.1: Seçilen 11 depremin dinamik özellikleri	42
Tablo 5.2: Ölçeklendirme yapılan deprem kayıtlarının ölçek oranları ve dinamik özellikleri.....	45
Tablo 5.3: Üst yapı yüklerinden oluşan gerilmeler (temel yükü dâhil)	50
Tablo 5.4: Üniform yüklü bükülebilir altındaki ani oturmaya ait I_p değerleri, (Kumbasar, 1999).....	53
Tablo 5.5: Jet grout taşıma gücü hesabı	54
Tablo 5.6: SK-1 jetgrout sonrası sıvılaşma değerlendirilmesi	55
Tablo 5.7: SK-2 jetgrout sonrası sıvılaşma değerlendirilmesi	55
Tablo 5.8: SK-3 jetgrout sonrası sıvılaşma değerlendirilmesi	56
Tablo 5.9: Yerinde dökme betonarme kazıklarda minimum donatı (TS-3168)	65

SEMBOL LİSTESİ

DD:	:	Deprem Yer Hareketi Düzeyi
S_{DS}	:	Kısa Periyot Bölgesi İçin Tasarım Spektral İvme Katsayısı
S_{D1}	:	1.0 Saniye Periyot İçin Tasarım Spektral İvme Katsayısı
S_S	:	Kısa Periyot Bölgesi İçin Harita Spektral İvme Katsayısı
F_S	:	Kısa Periyot Bölgesi İçin Yerel Zemin Etki Katsayısı
S₁	:	1.0 Saniye Periyot İçin Harita Spektral İvme Katsayısı
F₁	:	1.0 Saniye Periyot İçin Yerel Zemin Etki Katsayısı
S_{ae}	:	Tasarım Spektral İvmesi
g	:	Yer Çekimi İvmesi
T	:	Doğal Titreşim Periyodu
T_B	:	Yatay Elastik Tasarım Spektrumu Köşe Periyodu
T_A	:	Yatay Elastik Tasarım Spektrumu Köşe Periyodu
T_L	:	Yatay Elastik Tasarım Spektrumunda Sabit Yer Değişirme Bölgesine Geçiş Periyodu
S_{de}	:	Tasarım Spektral Yer Değişirmesi
V_S	:	Ortalama Kayma Dalgası Hızı
c_u	:	Ortalama Drenajsız Kayma Dayanımı
S_{aeD}	:	Düşey Tasarım Spektral İvmeleri
T_{AD}	:	Düşey Spektrum Köşe Periyodu
T_{LD}	:	Düşey Elastik Tasarım Spektrumunda Sabit Yer Değişirme Bölgesine Geçiş Periyodu
N₆₀	:	Ortalama Standart Penetrasyon Darbe Sayısı
G_{max}	:	Maksimum Kayma Modülü
K_d	:	Bulk (Sıkışmazlık) Modülü
E_d	:	Elastisite Modülü
K	:	Zemin Sıkışması
v	:	Poisson Oranı

C	:	Kohezyon
Φ	:	İçsel sürtünme açısı
n	:	Doğal Birim Hacim Ağırlık
Df	:	Kazı Derinliği
I	:	Bina Önem Katsayısı
PGA	:	Maksimum Yer İvmesi
PGV	:	Maksimum Yer Hızı
M_w	:	Magnitüd
a_{max}	:	Maksimum İvme
p_u	:	Nihai Direnç
γ	:	Zemin Birim Hacim Ağırlık
c	:	Drenajsız Kayma Mukavemeti
D	:	Kazık Çapı
X	:	Zemin Yüzeyinden Derinlik
X_R	:	Yanal Taşıma Gücünün Azaldığı Derinlik
ϵ_c	:	Zemin Şekil Değiştirme Parametresi
y_c	:	Gerçek Yanal Değiştirme
H	:	Kazık Derinliği
A	:	Kazık Uç Alanı
Ψ	:	Boyutsuz Katsayı
α	:	Boyutsuz Katsayı
σ_0	:	Kazığın Maksimum Sürtünme Direnci
t_{max}	:	Maksimum Sürtünme Direnci
K	:	Yanal Toprak Basıncı Katsayısı
Q_p	:	Maksimum Uç Direnç
q	:	Nihai Direnç
N_q	:	Taşıma Gücü Katsayısı
Φ	:	İçsel Sürtünme Açısı
H_N	:	Bina Toplam Yüksekliği

SPT	:	Standart Penetrasyon Deneyi
MASW	:	Çok Kanallı Yüzey Dalgası Analiz Yöntemi
BYS	:	Bina Kullanım Sınıfı
BKS	:	Bina Yükseklik Sınıfı
KH	:	Kontrollü Hasar Düzeyi
SH	:	Sınırlı Hasar Düzeyi
DTS	:	Deprem Tasarım Sınıfı
P	:	Gerçek Yanal Direnç
Y	:	Eksenel Yer Değiştirme

ÖNSÖZ

Yüksek lisans eğitim boyunca değerli bilgilerini benimle paylaşan ve desteklerini esirgemeyen Arş. Gör. Gökhan İMANÇLI'ya çok teşekkür ederim.

Yüksek lisans sürecinde desteklerini benden esirgemeyen danışman hocam Doç. Dr. Devrim ALKAYA ve Dr. Öğr. Üyesi Engin Nacaroğlu'na teşekkür ederim.

Bu tez çalışması kapsamında bana yardımcı olan İnş. Yük. Müh. Bahar Toprakçı'ya teşekkür ederim.

Lisans ve Yüksek lisans eğitimlerinde her zaman yanımda olan İnş. Yük. Müh. Ahmet Selim AKBIYIK ve İnş. Müh. Hüseyin Çıtışlı'ya teşekkür ederim.

Son olarak tüm hayatım boyunca beni hep destekleyen aileme özellikle teşekkür ederim.

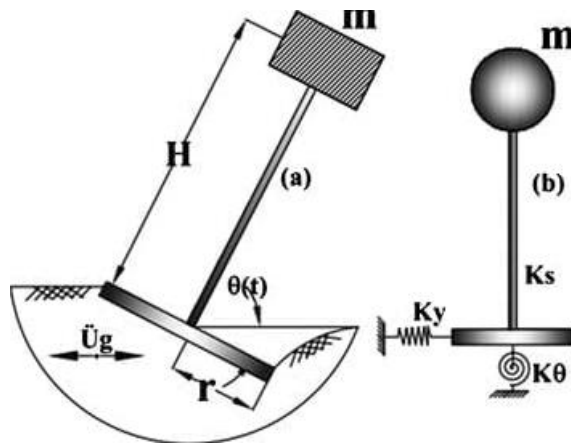
1. GİRİŞ

1.1 Tezin Amacı ve Kapsamı

Günümüzde insan popülasyonunun gün geçtikçe çoğalması sebebi ile haliyle ihtiyaçlar da aynı doğrultuda artış göstermektedir. İnsanların bu artışları çerçevesinde hayatlarını sürdürebilmeleri için temel ihtiyaçlarında da artış söz konusudur. Bu temel ihtiyaçlardan en önemlileri arasında barınma ihtiyacı bulunmaktadır. Gün geçtikçe arz talep oranı arttığı için bu temel ihtiyaç doğrultusunda gerek maliyet gerekse başka etkenlerden ötürü tasarım kısmında yüksek yapılar tercih edilmektedir. Yüksek yapıların tasarımın yapılabilmesi için önümüze çeşitli etkenler çıkmaktadır. Bu tasarımların yapılabilmesi için uygun üstyapı ve altyapı olarak nitelendirdiğimiz temellere ihtiyaç duyuyoruz. Temel tasarımları yüksek yapılar için yeterli görülmediği veya zeminin temel tasarımlarına müsaade etmediği durumlarda yapılması gereken zeminin iyileştirilmesi ve yapı tasarımı için uygun bir temel tasarımının seçilmesi gerekmektedir. Zemin iyileştirilmesi için günümüzde tasarımı ve uygulaması giderek artan kazıklı temel tasarımları tercih edilmektedir. Bu tercihler tasarım çözümünün yanında bazı sorunları da beraberinde getirmektedir. Bu sorunlardan en önemlisi depremin yani bir dış kuvvetin yapıya uyguladığı etkidir. Bu etkiyi yapının tam anlamıyla karşılayabilmesi için yapının üst yapısının, altyapısının ve kazıklı temel tasarımının kompakt bir şekilde tepki göstermesi gerekmektedir. Kompakt tepki ise TBDY 2018'de karşımıza Yapı-kazık-zemin etkileşimi olarak karşımıza çıkıyor. Yapı-kazık-zemin etkileşimi bize tasarım için yol göstermektedir. Geçmişten günümüze kadar bu konu hakkında yeterli tasarım ve analiz yapılamadığı ve kaynakların sınırlı olmasından ötürü bu konu üzerine yoğunlaşılammıştır. Bu tez kapsamında yapı-kazık-zemin etkileşimi doğrultusunda zeminin kötü olan sahamızın öncelikle sahaya uygun bir zemin davranışına sahip olması sağlanacaktır. Bunun ardından ise kazıklı bir temel tasarımı yapıp yönetmeliğe uygun olarak bir yapı-kazık-zemin etkileşimini görüp sahaya özel zemin davranışının kazıklı temele uygun bir şekilde yapıldığında kazık tasarımını ve maliyeti nasıl etkilediği konusunda bilgi sahibi olunacaktır.

1.2 Literatür Özeti

Geçmişten günümüze yapı-kazık-zemin etkileşimi adı altında birçok çalışma ön plana çıkmıştır. Kimisi kaynak yetersizliğinden ötürü, kimisi sayısal analizlerin karmaşıklığından ötürü sonuca ulaşamamıştır. Bu çalışmalar göz önüne aldığımızda bize yol göstermesi açısından büyük önem taşımaktadır. Yüzeysel temellerin karşıladığı yükler yüksek katlı binaların ve deprem kuvvetlerinin etkisi sebebiyle yeterli olmamaktadır. Bu sebeple kazıklı temel tasarımları ortaya çıkmasına sebep olmuştur.



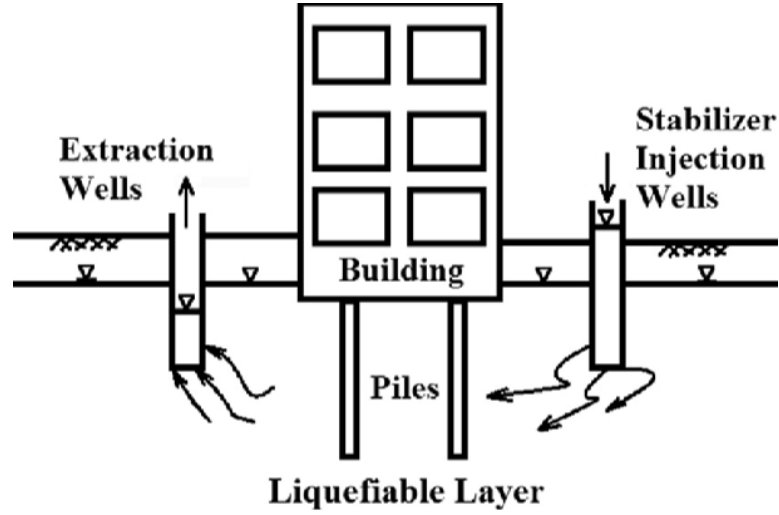
Şekil 1.1: Kütlenin göçme mekanizması

Viyana 'da bulunan Donau City'de bulunan gökdelenlerinde kazıklı temel kullanılmıştır. Sonlu eleman metodu kullanılarak üç boyutlu bir modelleme yapılmıştır. Bu kazıklı temel baret kazıklı temel olarak yapılmıştır. Tasarım sonucunda baret kazıklı temel modelinde oturmaların çok hassas olduğu ortaya çıkmış. Oturmaların barete olan uzaklıkla bağlantılı ve uzaklaştığı takdirde oturma miktarının arttığı gözlenmiştir. Bir ile iki baret derinliğinde oturmaların azalışı ön plana çıkmıştır (Algın vd. 2019).

Kazıklı radye temellerinin oturmaları ile ilgili araştırmalar yapmışlardır. Bu çalışma kapsamında kazık aralarının oturmaya etkisini görmüşlerdir. Aradaki mesafe 4D olduğu takdirde kazık grubunun yüksek taşıma kapasitesine sahip olduğu ve aynı oturma miktarında bunları görmek kazık taşıma kapasitesine etkileyen faktörlerden biri olduğunu ortaya çıkarmaktadır (Ateş ve Şadoğlu,2021).

Sonlu elemanlar yöntemi ile boşluk suyu basıncının kazıklar üzerindeki değişimin gözlemlemek için çalışmalarda bulunmuşlardır. Bu çalışma kapsamında

açık deniz rüzgar enerjisi türbinlerinde tekil kazıkları incelemiştir. Tekil kazık çevresinde meydana gelen boşluksuyu basıncının kazığın çapı ve geçirimsizliğine etkisi olduğunu gözlemlemiştir. Tekrarlı yüklemeler sonucunda hem sıkı kum zeminlerde hem de gevşek kum zeminlerde boşluk suyu basıncının etkisini görmüştür. Tekil kazık tasarımında deplasmanların sonlu elemanlar metoduyla yapılan analizlerinde oldukça düşük bir sonuç ortaya çıkmıştır (Taşkın vd. 2022).



Şekil 1.2: Derin temellerde kazık etkileri

Temellerin dönme davranışlarını incelemek amacıyla yeni bir metot ortaya koymuşlardır. Bu metotta kazık taşıma gücünün boşluk suyu basıncının ilişkili olduğu ortaya konulmuştur. Tasarım ve temelin yüksek deplasmanları bile çok az hasar alarak altından kalkabildiği görülmüştür (Allmond ve Kutter, 2014).

Kazık grup etkisine olan etkisi hakkında bilgi edinmiştir. Kazıklı köprü ayakları için deprem etkisi incelenilmiş ve sıvılaşma faktörünün etkisi ön plana çıkmıştır. Deneysel ve sonlu elemanlar metodunun kullanıldığı çalışmada Santrifüjlü modeller kullanılmış 2d ve 3d modeller oluşturulmuştur. Deprem yükleri altındaki kazıklı dolgularda yanal deplasman oldukça az çıkmıştır. 2d ve 3d modeller yetersiz görülse de kazık grup etkisinin deplasmanlar konusunda önemli bir rolü olduğu ortaya çıkmıştır (Armstrong vd., 2013).

Fay kırılmasının kazıklı radye temel üzerinde Kocaeli' deki bir tasarım üzerinde incelemelerde bulunmuştur. İncelemede Sürtünme kazıklar tercih edilmiştir. Çalışma 3 boyutlu sonlu elemanlar programı ile kazık -zemin arayüzü ve kazıkların yapısal elastik olmayan özellikleri doğrusal olmayan yöntem ile irdelenmiştir. Fay

kırılmasının iki kazık sırası arasında olduğu varsayılmıştır. Bu durumun kazıklar üzerindeki etkisi ise kazık başlığında dönmelerin olacağı ve deplasmanların kazık taşıma kapasitesine etki edeceği görülmüştür. Eğilme momentlerinin de bu durumdan ötürü etkilenip tasarımın amacına uygun olmadığını göz önüne çıkarmıştır (Anastasopoulos vd. 2013).

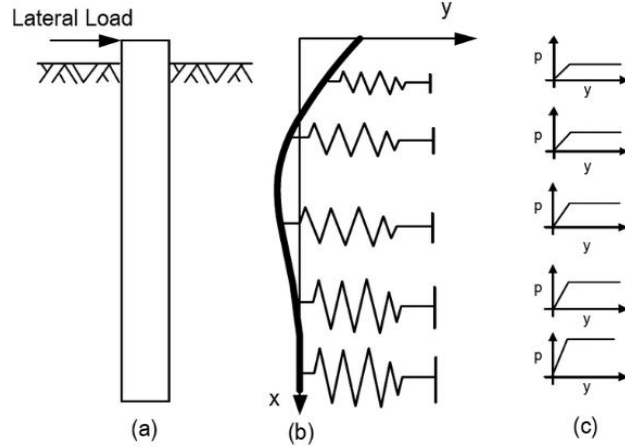
Santrifüjlü deney ile yaptığı boşluk suyu basıncın kazık grup etkisine çalışmasından sonra da dinamik yükler altında kazık davranışlarını incelemiştir. Dinamik yükler için tasarımda eşdeğer statik yöntem öne sürmüştür. Bu yöntem de zemin deformasyonlarının kabul edilemeyecek seviyeler için ele alınmasını sağlamıştır. Bu yaklaşımı tasarım açısından yüksek maliyetlere sebep olurken sıvılaşma potansiyeli yüksek olan zeminler için oldukça kullanışlı ve tekili bir yöntem olarak kayıtlara geçmiştir (Armstrong vd. 2014).

Kazıklı temellerin performansını zemin tipi, bina yüksekliği ve zemin hareket profiline bir fonksiyonu olarak araştırmak için sonlu elemanlar yöntemi kullanılmıştır. Ayrıca 2 boyutlu ve 3 boyutlu sayısal modelleri karşılaştırılmış ve tasarım aşamasında sismik kazı ve yapı etkileşiminin etkisini dikkate alan ekonomik bir tasarım yöntemi önerildi. Ancak 2D ve 3D sonlu elemanlar yöntemleriyle elde edilen çözümlerin yüksek şiddetli depremler için hemen hemen aynı sonuçları sağladığı görülmüştür. Düşük şiddetli depremler için sonuçların büyük ölçüde farklılık gösterdiği görüldü. Önerilen yöntemin kazıklı radye temel sisteminin yapı-zemin etkileşimi dikkate alınarak analiz edilmesi gerektiği vurgulanmıştır (Bagheri vd. 2018).

Çalışmalarında kazıklı bir dayanım yapısının kritik ivme değerini, kazık içerisinde oluşabilecek plastik mafsalları dikkate alarak hesaplayacak bir yöntem önermişlerdir. Bu çalışmanın sonuçlarına göre kazık çapının arttırılması ve kazık sıra sayısının azaltılması yapıların sismik yükler altındaki davranışını önemli bir hasara yol açmadan değiştirebilmektedir. Kinematik etkiler dikkate alınarak ele alınan kazık modelinde, kazık içerisinde oluşan eğilme momentinin, kazık eğilme momentinden daha küçük olduğu görülmüştür. Ma ve Xu, deprem sırasında toprak yumuşadığında killi zeminler üzerindeki kazıklı temellerin davranışını incelemek için santrifüj deneyleri gerçekleştirdi ve bu deneyleri 3 boyutlu sonlu elemanlar programında

modelledi. Bu çalışmalar sonucunda dinamik etkilerin kil tabakasının yumuşamasına yol açarak rezonans süresini uzattığı; kil, kazık ve temel sisteminin arızalanmasının kilin yumuşama derecesini daha da artırabileceği sonucuna varıldı (Callisto ve Rampello, 2013).

Literatür taramalarında dört ana başlığa ayrılabilir bir zemin-kazık etkileşimi modelleme yöntemi geliştirdiklerini belirtmektedirler (Kuo ve Hunt, 2013).



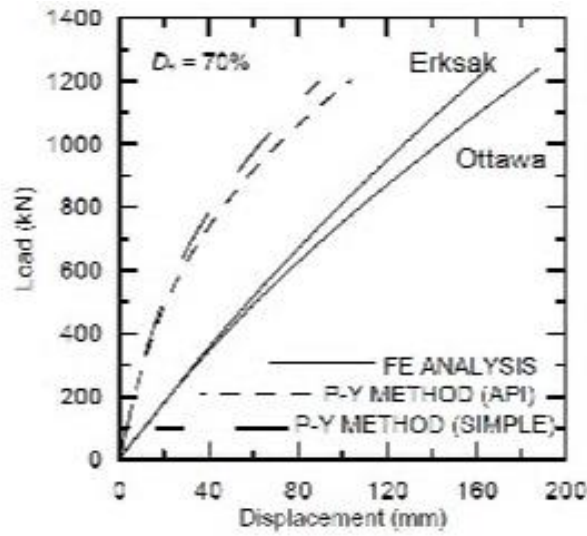
(a) laterally loaded pile
(b) pile deflected shape with graphical representation of soil springs
(c) p-y curves at various depths

Şekil 1.3: Yanal Yüklere bağlı olarak P-Y eğrilerinin ortaya çıkışı

Kazık yapım yöntemlerinin kazıkların sismik davranışı üzerindeki etkisini araştırmak için bir çalışma yürüttüler. Bu çalışmaya göre deprem başlar başlamaz fore kazıklarda ciddi oturmaların meydana geldiği görülmüştür. Krikolu kazıklarının fazla oturmadığı ancak deprem devam ettikçe daha hızlı oturmaya başladığı gözlemlendi. Krikolu kazık başlıklarında ölçülen ivmenin daha yüksek olduğu ve bunun sonucunda daha sonraki depremlerde kazık başlıklarındaki oturma miktarının azaldığı bulunmuştur (Stringer ve Madabushi, 2013).

Diğer çalışmalarında ise sıvılaşabilir zeminlerde inşa edilen grup kazıklara etki eden aksel kuvvetlerin deprem sırasında kazık boyunca nasıl değiştiğini araştırmak için santrifüj deneylerini kullanmışlardır. Bu çalışmanın sonuçları, kazık yüzeyindeki pozitif sürtünme kuvvetinin depremin ilk anında en yüksek olduğunu ve daha sonra azaldığını göstermiştir. Kazıklar, sıkı tabakaya çaplarının 7 katı kadar soketlenmesine rağmen bu durum kazıkların içinde meydana gelen dönmeyi engellemedi. Ancak bu sıkı tabaka depremden sonra yeteri kadar uç direnci sağlamaktadır (Stringer ve Madabhushı, 2013).

Yük taşıyan zemin özellikleri açısından kazık davranışını ve depremden sonra kazık başlığına gelen yükteki zamansal değişiklikleri araştırmak için tekrarlanan santrifüj testleri yapılmıştır. Sıkı kum tabakası, üstteki gevşek kum tabakasından daha kaba ise, ortaya çıkan boşluk suyu basıncı daha hızlı eşitlenecektir, ancak fazla boşluk suyu basıncının zayıflaması, üstteki tabakanın geçirgenliğine bağlı olacaktır. Böyle tabakalı bir durumda kazık grubunun oturma miktarı azalsa da negatif yüzey sürtünmesinin arttığı gözlenmiştir. Ayrıca kazık ucundaki zemin hidrolik açıdan oldukça geçirimli olduğundan deprem sonrasında zeminin gevşemesi ihtimali vardır (Stringer ve Madabhushi, 2013).



Şekil 1.4: P-Y eğrilerinin literatürdeki değişimi

Çalışmaları grup kazıklarında farklı sismik dalga geliş açılarının neden olduğu eğilme momentlerini araştırdı. Bireysel kazıkların başlarında oluşan yüksek eğilme momentlerinin düşey yönde hareket eden kayma dalgalarından kaynaklanmadığı, ancak gelen kayma dalgaları yatay hale geldikçe gelişen eğilme momentlerinin arttığı gözlemlenmiştir. Dalga frekansının da ortaya çıkan eğilme momentini etkilediği gözlemlendi. Bir kazık grubuna düşey kayma dalgası etki ettiğinde, kazık grubunun ortasındaki kazıkların davranışının tekil kazıkların davranışıyla örtüştüğü, ancak kenarlardaki kazıklarda oluşan momentlerin kazık başlığının rijitliğinden dolayı arttığı görülmüştür (Zarzalejos vd. 2014).

Katmanlı zemin profillerine gömülü kazık gruplarının davranışlarını ve bunların doğrusal olmayan dinamik tepkilerini dikkate alarak zemin-kazık-yapı etkileşimlerinin analizinde gelişmiş kiriş modellerinin kullanımını araştırdılar. 3D analize göre daha basit ve etkili bir model geliştirildi (Kampitsis vd. 2013).

Amerikan Petrol Enstitüsü (API) tarafından önerilen enine yay modelinin doğruluğunu değerlendirmek için statik ve dinamik deneyler kullandılar. Statik, dinamik ve santrifüj deneylerinin sonuçları API' nin önerdiği yöntem çözümüyle karşılaştırıldığında API modelinin zemin-kazık etkileşiminin ana mekanizmalarını yakalayamadığı vurgulandı. Bu nedenle API tarafından önerilen yöntemin kazıkta yaşanan eğilme momentini hatalı belirlediği görülmüştür. Bu çalışma sonucunda API öneri yönteminin deneysel sonuçlardan biraz farklı olduğu tespit edilmiş ve nedeni açıklanmıştır (Rahmani vd. 2018).

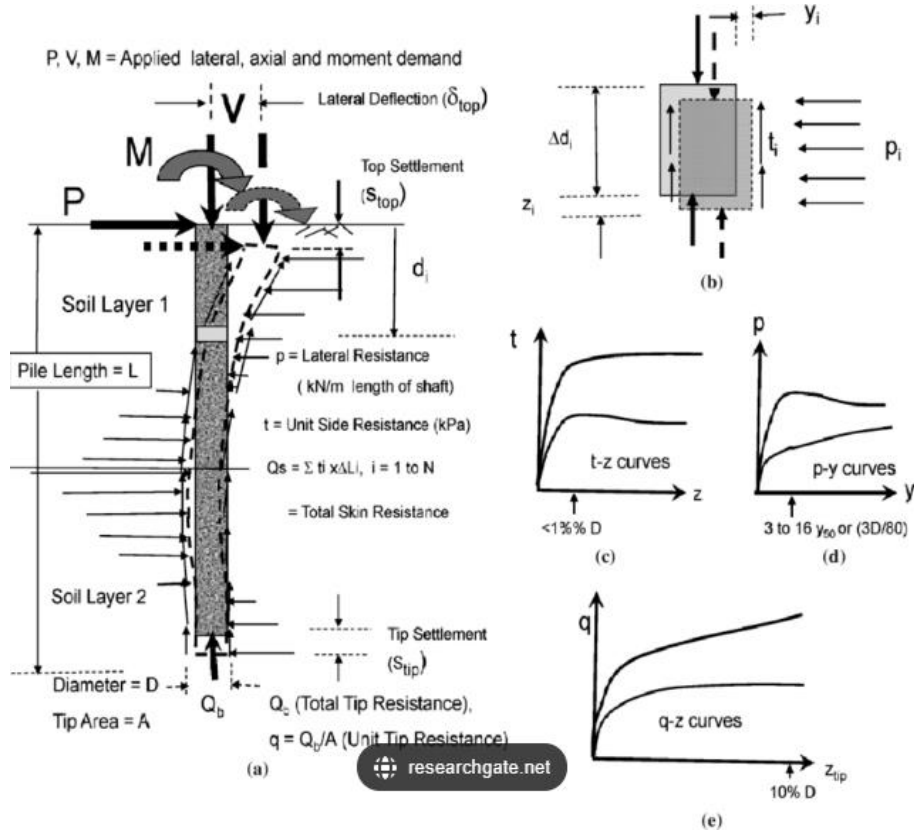
Statik analizde kullanılabilir basitleştirilmiş bir p-y eğrisi oluşturmak amacıyla dinamik yüklere maruz kalan bir zemin-kazık sistemi kullanarak deneyler yaptılar. Deney için kuru kum kullanıldı. Deneysel verilere dayalı olarak geliştirilen P-Y eğrisinin kuru kum için literatürde mevcut P-Y eğrilerinden daha doğru sonuçlar verdiği görülmüştür (Lim ve Jeong pseudo, 2018).

Mohr-Coulomb modelini ve sertleştirilmiş zemin modelini kullanarak kazık-zemin etkileşimlerini araştırdılar. Kazık- zemin arayüz katsayısı çalışma sırasında değiştirildi. Araştırmalar kazık-zemin arayüz katsayısının etkisini belirlemek için sonlu elemanlar yönteminin kullanılabilirliğini göstermiştir (Jalali vd. 2012).

Sonlu elemanlar yöntemini kullanarak depremler, yapılar, kazıklar ve zemin arasındaki etkileşimi incelemek için doğrusal ve doğrusal olmayan zemin malzeme modellerini kullandılar. Bu çalışma deprem, yapı, kazık ve zemin arasındaki etkileşimin seçilen zemin modelinden etkilendiğini ancak zemin dilatasyon açısının etkisinin çok küçük olduğunu göstermiştir. Kazıklı temellerin üst yapının titreşimini de etkilediği söylenmektedir (Luo vd. (2016).

Kazık yapımı sırasında kazık çevresindeki zeminin davranışının değiştiğini ve bu değişimin kazık performansını etkilediğini belirtmektedirler. Bu nedenle yaptıkları çalışmada, dinamik yükleme altında kazıkların etrafındaki homojen olmayan zeminin davranışını araştırmak için kompleks düşey kayma rijitlik transfer modeli kullanılmıştır. Elde edilen yeni çözümler mevcut çözümlerle doğrulanmıştır. Bu çalışma kazık yapımı sırasında zeminde meydana gelen bozuklukların kazık dinamik davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğunu bulmuştur. Ancak örselenme

oranı belirli bir düzeyi aştığında kazıkların dinamik davranışı önemli ölçüde değişmez (Cai vd. 2020).



Şekil 1.5: P-Y, Q-z, t-z doğrusal olmayan yayların ortaya çıkış şeması

Son yıllarda kazıkların ve kazık gruplarının deprem yükleri altındaki davranışlarına olan ilgi giderek artmaktadır. Ayrıca Türkiye'nin yeni Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) ülkemizde 2019 yılında yürürlüğe girmiştir. Yeni düzenlemeler kazıklı temel yapılarında sismik yüklerin dikkate alınmasını gerektirmektedir. Bu nedenle, bu çalışmada Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY-2018) esas alınarak tekil ve grup kazıkların dinamik yükler altındaki davranışları incelenmiştir. Ayrıca aynı tasarım parametrelerine sahip kazıklar Federal Karayolu İdaresi (FHWA) yöntemi [23] kullanılarak incelendi ve iki yöntem arasında karşılaştırmalar yapıldı. Belirtilen yönetmeliklere göre farklı kazı elastisite modülü, farklı kazık boyu, farklı kazık çapı ile birlikte kum ve kil tipi zeminler tipleri ve tabakalanma durumları ele alınarak 12 farklı sayısal çözüm geliştirilmiştir. Sayısal çözüm için sonlu elemanlar yöntemi kullanılmıştır.

2. Sismik Hareketler

Doğal afetlerin özellikle de deprem etkisinin bir etkisi olarak düşünebiliriz. Sürekli tedbir almamız gereken ve her an hazır olmamız gereken bir konudur. İnşaat mühendisliği alanı için ise sismik hareketler büyük önem taşımaktadır. Gerek çalışma ve incelemelerimizde gerekse tasarımda dikkate almamız gereken en önemli etkenlerden biridir. Sismik hareketlerin altyapı ve üstyapıya etkileri de aşikardır. İnceleme alanlarının jeolojik özellikleri, fay hatlarının konumları, bölgeye etkileyen fay tipleri ve daha önce bölgede meydana gelen depremler bize o bölgedeki tasarım için ipucu vermektedir. TBDY 2018’de bölgelerdeki ayrımı sağlayabilmemiz açısından düzeylere ayrılmıştır.

2.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyleri

2.1.1 Deprem Yer Hareketi Düzeyi 1 (DD-1)

Çok seyrek deprem yer hareketi olarak adlandırılan tekrarlanma periyodunun 2475 yılda bir olan, spektral ivme hareketlerinin aşılma olasılığının 50 yılda %2 olduğu en büyük deprem yer hareketidir.

2.1.2 Deprem Yer Hareketi Düzeyi 2 (DD-2)

Seyrek deprem yer hareketi olarak adlandırılan tekrarlanma periyodunun 475 yılda bir olan spektral ivme hareketlerinin aşılma olasılığı 50 yılda %10 olduğu standart deprem yer hareketidir.

2.1.3 Deprem Yer Hareketi Düzeyi -3(DD-3)

Sık deprem yer hareketi olarak adlandırılan tekrarlanma periyodunun 72 yılda bir olan spektral ivme hareketlerinin aşılma olasılığı 50 yılda %50 olduğu yer hareketidir.

2.1.4 Deprem Yer Hareket Düzeyi -4 (DD-4)

Servis deprem yer hareketi olarak adlandırılan tekrarlanma periyodunun 43 yılda bir olan spektral ivme hareketlerinin aşılma olasılığı 50 yılda %68 (30 yılda %50) olduğu çok sık deprem yer hareketidir.

Sismik hareketlerde periyod kavramı karşımıza çıkmaktadır. Periyod tasarım için deprem süresinin ve bu süre içerisinde deprem kuvvetlerinin tasarıma etkisinin zamana bağlı olarak kapasitesi hakkında bize bilgi verir. Deprem kuvvetinin içerisinde ivme, hız, yer değiştirme gibi faktörler tasarım aşamasında dikkate almamız gereken faktörlerdir. Depremlerin zamana bağlı olarak ivme, hız, yer değiştirme grafikleri o bölgede daha önce yaşanan depremlerin tasarım üzerinde nasıl bir etkiye sahip olduğu konusunda bize yol göstermektedir.

2.2 Standart Deprem Yer Hareketi Spektrumları

Spektrumlar depremlere ait grafiklerdir. Bu grafikler yorumlanarak analizlerde kullanılır. Her bölgenin kendine ait ordinatı ve spektrumlarının oluşturulabilmesi için katsayıları mevcuttur. Afatın web sayfası üzerinden bu katsayıları elde edebiliriz. Bu katsayıların ihtiyacı ise o bölgenin en büyük yer ivmesini bulmak ve bu ivmeye göre tasarımı yön vermektir. Bu katsayılar spektral ivme katsayıları ve yerel zemin etki katsayılarıdır. Zeminlerin sınıflarına göre değişiklik göstermektedir.

$$S_{DS} = S_S * F_S \quad (2.1)$$

$$S_{D1} = S_1 * F_1 \quad (2.2)$$

Tablo 2.1: Kısa periyot bölgesi için yerel zemin etki katsayısı F_S

Yerel Zemin Sınıfı	Kısa periyot bölgesi için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_S					
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S = 1.25$	$S_S \geq 1.50$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
ZC	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
ZD	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
ZE	2.4	1.7	1.3	1.1	0.9	0.8
ZF	Sahaya özel zemin davranışı analizi yapılacaktır. (Bkz.16.5.)					

Tablo 2.2: 1.0 saniye periyot için yerel zemin etki katsayısı F_1

Yerel Zemin Sınıfı	1.0 saniye periyot için Yerel Zemin Etki Katsayısı F_1					
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.50$	$S_1 \geq 0.60$
ZA	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZB	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
ZC	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
ZD	2.4	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
ZE	4.2	3.3	2.8	2.4	2.2	2.0
ZF	Sahaya özel zemin davranışı analizi yapılacaktır. (Bkz.16.5)					

2.3 Spektrumlar

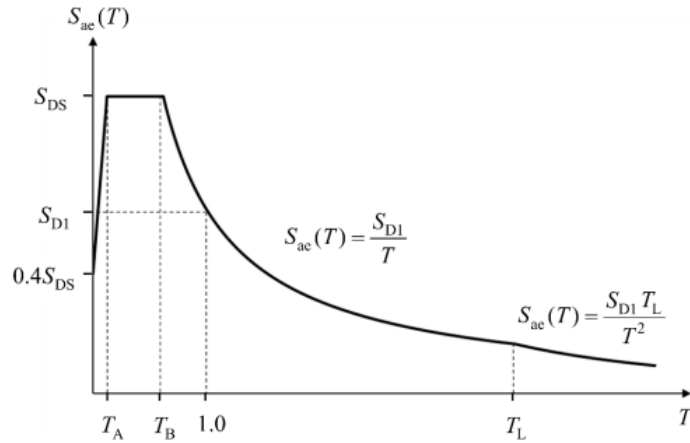
Spektrumlar Yatay Elastik Tasarım Spektrumu ve Düşey Elastik Tasarım spektrumu olarak ikiye ayrılır.

2.3.1 Yatay Elastik Tasarım Spektrumu

$$\begin{aligned}
 S_{ae}(T) &= \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_A}\right) & (0 \leq T \leq T_A) \\
 S_{ae}(T) &= S_{DS} & (T_A \leq T \leq T_B) \\
 S_{ae}(T) &= \frac{S_{D1}}{T} & (T_B \leq T \leq T_L) \\
 S_{ae}(T) &= 5D_1 \frac{T_L}{T^2} & (T_L \leq T)
 \end{aligned} \tag{2.3}$$

T_A ve T_B 'ye bağlı olarak bir grafik elde edilmesi gerekmektedir. Yer ivmesini belirlememiz için grafik üzerinden hareket edilmiştir.

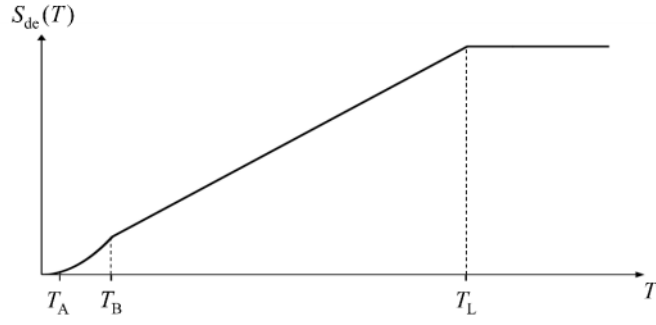
$$T_A = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \tag{2.4}$$



Şekil 2.1: Yatay elastik tasarım spektrumu

$T_L = 6$ sn olarak alınacaktır.

$$S_{de}(T) = \frac{T^2}{4\pi^2} g S_{ae}(T) \tag{2.5}$$



Şekil 2.2: Yatay elastik tasarım spektral yer değıştirme

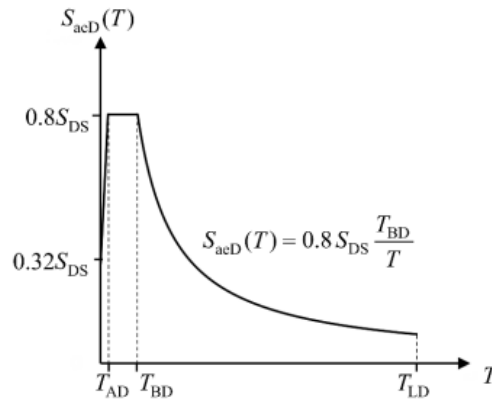
Yatay elastik tasarım spektral (S_{de}) yer değıştirmeleri periyoda bağı olarak m cinsinden tanımlanmaktadır.

2.3.2 Düşey Tasarım Elastik Tasarım Spektrumu

$$\begin{aligned}
 S_{aeD}(T) &= (0.32 + 0.48 \frac{T}{T_{AD}}) S_{DS} & 0 \leq T \leq T_{AD} \\
 S_{aeD}(T) &= 0.8 S_{DS} & T_{AD} \leq T \leq T_{BD} \\
 S_{aeD}(T) &= 0.8 S_{DS} \frac{T_{BD}}{T} & T_{BD} \leq T \leq T_{LD}
 \end{aligned} \tag{2.6}$$

$$T_{AD} = \frac{T_A}{3} \quad ; \quad T_{BD} = \frac{T_B}{3} \quad ; \quad T_{LD} = \frac{T_L}{2} \tag{2.7}$$

Periyotlardan yola çıkılarak zamana bağı ivme grafiğı çizimi için bu formüller kullanılmaktadır.



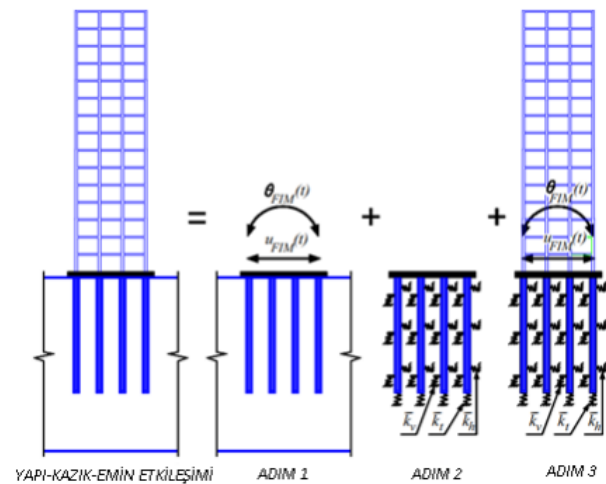
Şekil 2.3: Düşey tasarım elastik tasarım spektrumu

3. Yapı Kazık Zemin Etkileşimi

Günümüzde giderek artan nüfus artışı farklı ihtiyaçları beraberinde getirmektedir. Bu ihtiyaçlardan en önemlisi barınmadır. Yapılar için gerek maliyet gerekse koşullar göz önüne alındığında yüksek katlı yapıların tasarımı yaygınlaştığı görülmektedir. Tasarım için yüksek binaların uygulamaya yüksek yapıların da sağlam temellere sahip olması gerekmektedir. Temel tasarımları üstyapıdan gelen yükleri karşılamakta zorluk çekmektedir. Bu hipotezin sonucunda da derin temeller ortaya çıkmak zorunda kalmıştır. Derin temel anlayışında ise kazık tasarımları üstyapıdan gelen yüklerin karşılanması için temellere yardımcı olmaktadır. Sonuç olarak kazık tasarımlarıyla birlikte yapı- kazık- zemin üçlüsünün kompakt bir şekilde çalışması gerekmektedir. Bu kompaktlığın sağlanabilmesi için bu üçlü etkileşim halinde olması gerekmektedir. TBDY 2018’de bu önemli konunun farkında olup bize yol göstermektedir.

Bir tasarımda zemin sınıflarının önemi büyüktür. Tasarıma uygun bir zemin sınıfı haliyle bazı durumlarda mümkün olmamaktadır. Uygun olmayan zeminleri uygun hale getirebilmek için çalışmalar yapıp tasarıma uygun hale getirilebilmektedir. Bu çalışmalar kapsamında zemin iyileştirme yöntemleri, temeller için derin temel seçimi seçenekler arasındadır.

Deprem etkisinin üstyapıya etkisi kadar temel yani alt sisteme de etkisi aşikardır. Özellikle derin temellerde kazıklarda çok önemlidir.



Şekil 3.1: Yapı-kazık-zemin etkileşimi şematize gösterim

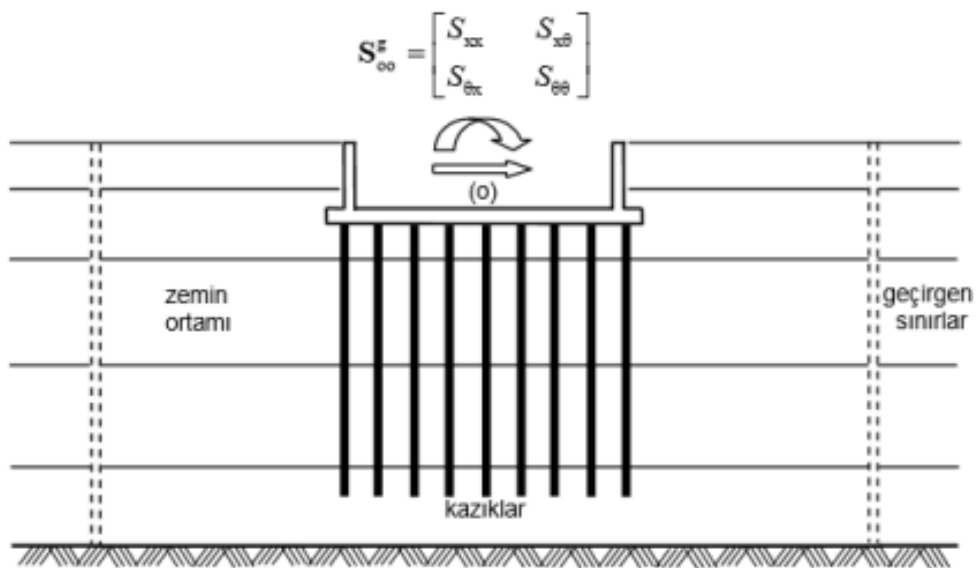
3.1 Yapı Kazık Zemin Etkileşimi Yöntemleri

3.1.1 1. Yöntem

ZD, ZE, ZF yerel zemin sınıflarına sahip zeminlerde DTS=1, 1a, 2, 2a ve BYS=1 olan kazıklı yüksek binalar için DD-1 deprem yer hareketi baz alınarak zamana bağlı sismik hareketler ile yapılan doğrusal olmayan hesaplamalar yapılacaktır.

Kinematik etkileşim hesabı için zemin ortamı, kazıklar, bina temeli, deprem kayıtları için hesaplamalar yapılacaktır. Bu hesaplamalar sonucunda kazıkların maruz kaldıkları yüklerden ötürü zamana bağlı yer değiştirmelerin dikkate alınacağı ve deprem kayıtlarından elde edilen ivme spektrumlarının kinematik etkileşim hesabı için bize yol gösterecektir.

Eylemsizlik için ise artımsal yüklemeler yapılarak seçilen temelin yüklemelere karşı gösterdiği statik davranışlar göz önüne alınacak. Üst yapı ile alt yapı arasındaki bağlantı için yaylar tanımlanacak ve kuvvete maruz kalan yayların tepkileri yer değiştirmeleri ve üst yapının temelin davranışları ile ilgili yorum yapabilmemize olanak sağlayacaktır. Özetleyecek olursak kuvvet değerlerindeki değişimler, zamana bağlı ivme hareketleri yapı-kazık-zemin etkileşiminin tasarımda bize katkı sağlamasına yardımcı olmuştur.



Şekil 3.2: Yapı kazık zemin etkileşim modeli

3.1.2 2. Yöntem

Zemin sınıfları açısından ZD, ZE, ZF olan DTS=3, 3a, 4, 4a BYS=1 sahip yüksek kazıklı binaların DD- 1 deprem yer hareketi etkisine maruz kaldığı durumlar için doğrusal olmayan hesap kullanılacağı ön görülmüştür. Ayrıca DTS=1a, 2a ve BYS=2, 3 sahip kazıklı binalar içinde DD-1 için doğrusal olmayan hesap öngörülmüştür.

Etkileşim için zemin ortamı, kazıklar, bina temeli, deprem kayıtları olarak dört ana başlık altında bir çalışma yapılacaktır. Bu yöntemde ise zemin ortamı için bir hesaplama deprem kayıtlarından yararlanılarak kullanılacaktır. Kazıklar ise bu yöntemde bir düğüm noktası olarak görülmekte ve p-y, t-z, Q-Z olarak modelleme yapıp kuvvet şekil değiştirme davranışlarının görülmesi istenmektedir. Basınç altındaki yay davranışları zemin ortamı ile kazıklar arasındaki bağlantıyı ortaya çıkaracaktır. Kazık grup etkisinin de ön planda olduğu bu yöntemde ampirik bağlantı ile azaltma yapılabilir.

$$\beta_G = 0.2[(1-\beta_{G1})s - (1-6\beta_{G1})] \quad (3.1)$$

Deprem kayıtlarının ise zamana bağlı yer değiştirmesi toplam yer değiştirme olarak tanımlanmaktadır. Bu yer değiştirme de taban kayasının yer değiştirmesi ve rölatif yer değiştirme toplamıdır.

2. Yöntem eylemsizlik hesabında ise yapı- kazık- zemin yaylarının p-y, t-z, Q-Z) modellenmesi ön plandadır.

3.1.3 3.Yöntem

Zemin sınıflarının ZD, ZE, ZF olarak karşımıza çıkan DTS= 1a, 2a ve BYS>4 olan DD-2 deprem yer hareketine maruz kalan kazıklı yapılar için doğrusal hesap kullanılacaktır. Ayrıca DTS= 1, 2, 3, 3a ve BYS>2 olan DD-2 deprem yer hareketi etkisine maruz kalan kazıklı yapılarda da bu yöntem ve doğrusal hesap kullanılacaktır.

3. Yöntemde de kinematik etkileşim hesabında da zemin ortamı, kazıklar, bina temeli, deprem kayıtları ön plandadır. Zemin ortamı modellenmesi yapılmayıp deprem kayıtları tarafından zemin ortamının hesaba katkısına bakılacaktır. Kazıklar için çubuk eleman modelleme yapılacak, düğüm noktaları belirlenip bu düğüm noktalarına yaylar tanımlanacaktır. Kazıkların grup etkileri göz önüne alınacaktır. P-y, t-z, Q-z doğrusal olmayacak şekilde modellenecek, bu yaylar basınç yayı olarak görülecektir. Bu yayların zamana bağlı yer değiştirmelerinin hesaba katılacağı sonuçlar ortaya çıkacaktır. Kazıklara etkileyen eksenel kuvvetlerin bilinmesi açısından bu tanımlama önem taşımaktadır. Yayların tanımlamasında artımsal statik hesabı yapılarak kazıklardaki yer değiştirmedeki değişim göz önüne alınacaktır. Deprem ivme kayıtlarının analizlerinde en büyük mutlak ortalama değerleri göz önüne alınıp R= 2.5 azaltma katsayısı kullanılmamaktadır. Bu yöntemde kinematik etkileşim hesabında temel hareketlerinin önemi olmamakla birlikte eylemsizlik hesabında tasarım spektrumu kullanılacaktır.

Eylemsizlik hesabı için doğrusal deprem hesabı karşımıza çıkmakta kazıklardaki iç kuvvetler ve depremler sonucunda oluşan iç kuvvetler birleştirilip hesaplama yapılacaktır.

3.1.4 Doğrusal Olmayan Yaylar

Yapı- kazık- zemin etkileşimi modellenmesi ile yanal davranış için doğrusal olmayan p-y yayları, eksenel davranış (çevre sürtünmesi) için t-z yayları ve kazık uç davranışı için Q-Z yayları kullanılacaktır.

Literatürde p-y yayları için belirlenmiş statik ve tekrarlı yüklemeler için doğrusal olmayan bağıntılar kullanılacaktır.

Tablo 3.1: Literatürdeki p-y yayları için bağıntılar

Zemin	Bağıntı
Yumuşak Kil (su <50 kPa)	Matlock (1970)
Su Seviyesin altındaki katı kil	Reese ve diğerleri (1975)
Su Seviyesinin üstündeki Katı Kil	Welch and Reese ve diğerleri (1974)

Q- z ve t- z yayları için American Petroleum Institute API WSD RP- 2A (2000) 'de tanımlanan nonlinear bağıntılar kullanılacaktır.

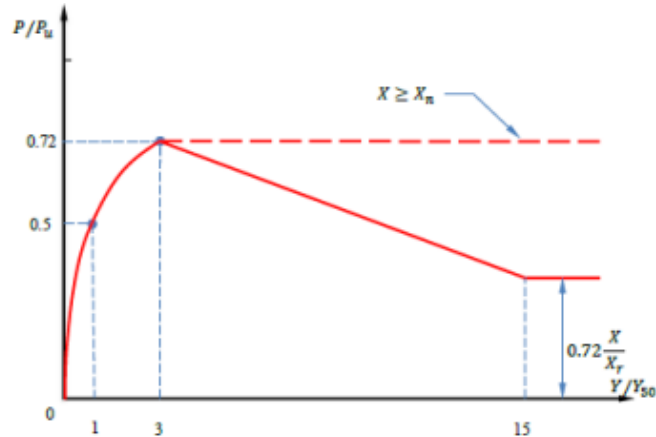
3.1.4.1 Winkler Hipotezi

Zemin içerisine yerleştirilen bir dizi yaylar ile yapı- kazık-zemin etkileşimi üzerinde nasıl bir etki yarattığını açıklayan hipotezdir. Zemin direnci ile baz alınan nokta ile yer değiştirmesi doğru orantılıdır. Bu hipotez sayesinde çok basitleştirilmiş Winkler Yay modeli altyapının davranışı hakkında bize bilgi verir.

Doğrusal- elastik zemin modellerinin kazık tasarımı için sonlu elemanlar yöntemi ile oluşturulan Winkler yönteminin yeterli olduğunu ortaya koymuştur. P-y eğrileri doğrusal olmayan yaylar olarak yatay yük ile kazıkların üzerinde zemin tanımlamasında olan yaylar olarak tanımlanır. Kazık ile zemin arasındaki etkileşimi hakkında bize bilgi verir. Kazık uzunluğu ve zemin direncine bağlı olay p-y eğrisini tanımlar. Bu eğrideki 'p' kazığın yanal yer değiştirmesini 'y' kazığın yanal yüklenmeyle yatayda oluşan yanal yer değiştirmeyi ifade eder. p-y eğrileri için önerilerde bulunan araştırmalar vardır (Budek, 2000).

3.1.4.1.1 Killi zeminlerde p-y eğrisinin elde edilişi

Yumuşak kil yanal yük taşıma kapasitesi P_u 'nun, derinliğin sığ olduğu durumlar hariç, 8c ile 12c arasında değişiklik göstermiştir. Yanal yük kapasitesinin bozulmasına çevrimsel yüklerin neden olduğu gözlenmiştir. (Matlock, 1970)



Şekil 3.3: Yumuşak kil için çevrimsel yük altında p-y eğrisi (Matlock, 1970)

$0 < X < X_R$ için;

$$p_u = 3c + \sqrt{X} + J \frac{cX}{D} \quad (3.2)$$

$0 > X_R$ için;

$$P_u = 9c \quad (3.3)$$

Yanal taşıma gücünün azaldığı derinlik,

$$X_R = 6D / ((\sqrt{D/c}) + J) \quad (3.4)$$

'J' Yumuşak kil için 0.5 ve sert kil için 0.25 değerlerini alır. X_R minimum ise;

$X_{Rmin} = 2.5 * D$ olarak değerlendirilecektir.

Tablo 3.2: P-y eğrilerinin zemin yükleme durumu için tabloları

$X < X_R$		$X > X_R$	
y/yc	P/Pu	y/yc	P/Pu
0	0	0	0
1	0.5	1	0.5
15	$0.72(X/X_R)$	15	0.72
∞	$0.72(X/X_R)$	∞	0.72

$$y_c = 2.5 * \epsilon_c * D \quad (3.5)$$

Zeminin kaya mukavemetine bağlı şekil değiştirme değerleri p-y eğrileri için önem taşımaktadır.

Tablo 3.3: Zeminin kayma mukavemetine bağlı şekil değiştirme değerleri

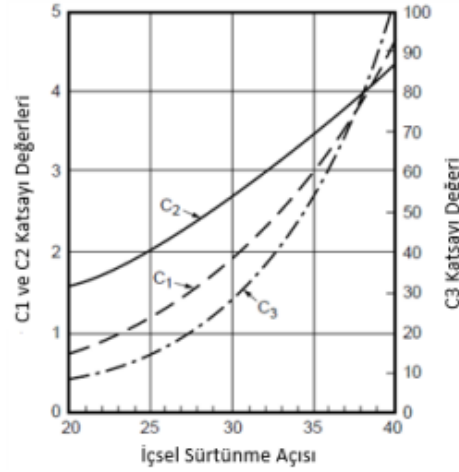
Drenajsız Kayma Mukavemeti, c_u (kN/m ²)	ϵ_{50}
<12	0.02
12-24	0.02
24-48	0.01
48-96	0.006
96-192	0.005
>192	0.004

3.1.4.1.2 Kumlu Zeminlerde p-y eğrisinin elde edilişi

Kumlu zeminlerde kumun içsel sürtünme açısının değişiminden ötürü derin ve yüzeysel derinliklerde nihai taşıma kapasitesi farklılık göstermektedir. Nihai taşıma kapasitesine bulabilmek amacıyla içsel sürtünme açısına bağlı olarak farklı katsayılar ortaya çıkmaktadır. Bu katsayılar çevrimsel yüklemeye de etki etmektedir. Zeminin direnci ve yanal yer değiştirme olarak tanımladığımız (p-y) eğriler doğrusal olmayıp herhangi bir H değerine bağlı olarak tahminler yapılarak sonuçlar ortaya konacaktır (API, 2000).

$$P_{us} = (C1 \times H \times C2 \times D) \times \gamma \times H \quad (3.6)$$

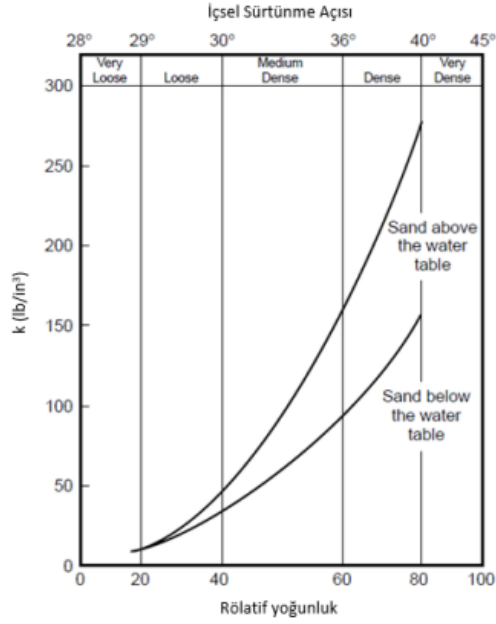
$$P_{ud} = C3 \times D \times \gamma \times H \quad (3.7)$$



Şekil 3.4: İçsel sürtünme açısına bağlı olarak değişen C1, C2, C3 katsayıları

$$P = A \times p_u \times \tanh\left(\frac{k \times H}{A \times p_u}\right) \times y \quad (3.8)$$

Bu bağıttan k değeri içsel sürtünmeye bağlı olan alt zemin reaksiyonunun başlangıç modülü olarak tanımlanır. Rölatif yoğunluk ve içsel sürtünmeye bağlı olarak grafikten çekilecektir.



Şekil 3.5: k Katsayısının içsel sürtünmeye bağlı olarak değişim grafiği

3.1.4.1.3 Yumuşak Killi zeminlerde t-z eğrisi elde edilişi

T-z eğrileri aksenal yük ile yer değiştirme arasındaki ilişki kapsamında kazıklardaki her bir derinlik için ayrı ayrı tanımlanmalıdır. Bu tanımlamalar kapsamında farklı bağıntılar kullanılacaktır. (API, 2000)

$$\sigma_0 = \gamma \times D \quad (3.9)$$

$$\psi = C_u / \sigma_0 \quad (3.10)$$

$$\alpha = \psi^{0.5} \quad \psi \leq 1$$

$$\alpha = \psi^{0.25} \quad \psi > 1 \quad (3.11)$$

“ α ” ve “ ψ ” değerleri boyutsuz katsayılar olmak üzere t-z eğrisi önemi büyüktür. Kazığın maksimum sürtünme direnci aşağıdaki bağıntı ile bulunacaktır.

$$T_{\max} = \alpha \times C_u \quad (3.12)$$

Tablo 3.4: t-z eğri değerleri yumuşak killi zemin için

z/D	t/t_{\max}
0.0016	0.30
0.0031	0.50
0.0057	0.75
0.0080	0.90
0.0100	1.00
0.0200	0.70- 0.90
∞	0.70- 0.90

3.1.4.1.4 Kumlu zeminlerde t-z eğrisinin elde edilişi

Kazıklara gelen yanal yüklerden ötürü doğrusal olmayan t-z eğrisi için tanımlanan yaylar kazığa gelen aksenal yük bu yükün sonucu olarak ortaya çıkan yer değiştirme grafiğine bağlıdır. Sürtünme burada t-z eğrisi için önem taşımaktadır (API, 2000).

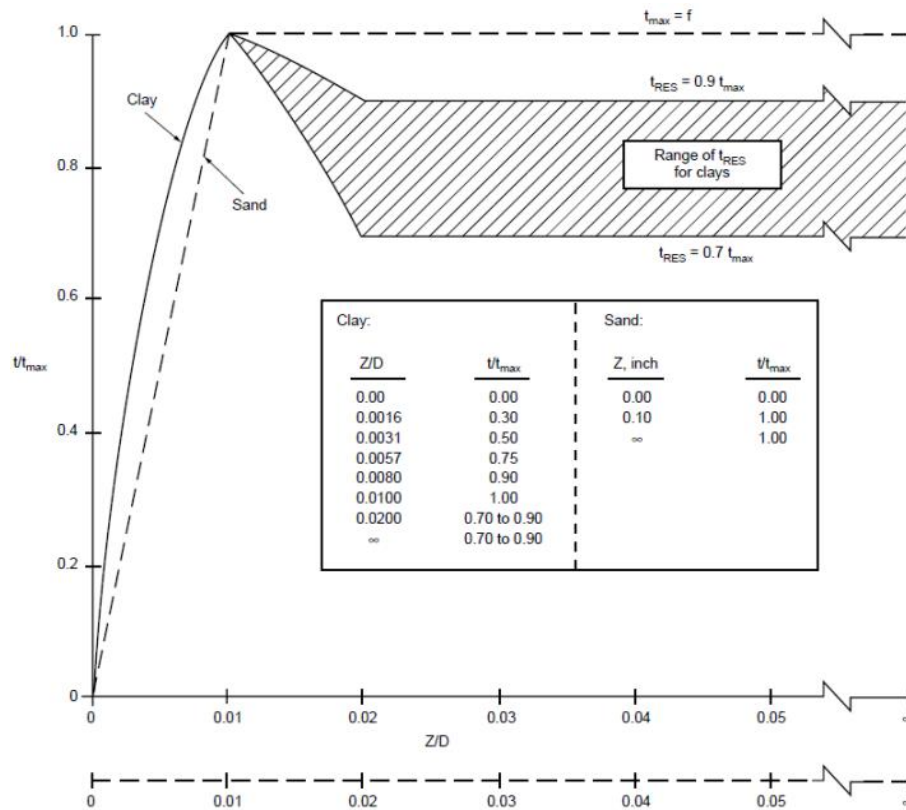
$$\sigma_0 = \gamma \times D \quad (3.13)$$

$$t_{\max} = K \times \delta \times \sigma_0 \quad (3.14)$$

K= Yanal toprak basıncı katsayısı (Açık uçlu boru kazıklarda basınç ve çekme yüklemesi amacıyla 0,8 olarak alınacaktır.)

Tablo 3.5: t-z eğrisi değerleri kumlu zemin için

z(cm)	t/t _{max}
0.000	0.00
0.254	1.00
∞	1.00



Şekil 3.6: Kazığa etkiyen aksenal yük- yer değiştirme (t-z)

3.1.4.1.5 Yumuşak killi zeminlerde Q-z eğrisinin elde edilişi

Q-z eğrileri kazık ucu direncini kapsar. Kullanılabilecek bağıntı şu şekildedir.

$$q = 9 \times C_u \quad (3.15)$$

$$Q_p = q \times A \quad (3.16)$$

Tablo 3.6: Q-z değerleri yumuşak killi zeminler için

z/D	Q/Q _p
0.002	0.25
0.013	0.50
0.042	0.75
0.073	0.90
0.100	1.00

3.1.4.1.6 Kumlu Zeminlerde Q-z eğrisinin elde edilişi

Kumlu zeminler içsel sürtünme değerinin önemi büyüktür. Bu doğrultuda t-z, p-y doğrusal olmayan yaylarında da olduğu gibi q-z yaylarında da aynı durum geçerlidir. Kazık uç direnç bağıntısı aşağıdaki gibidir. (API, 2000)

$$\sigma_0 = \gamma \times D \quad (3.17)$$

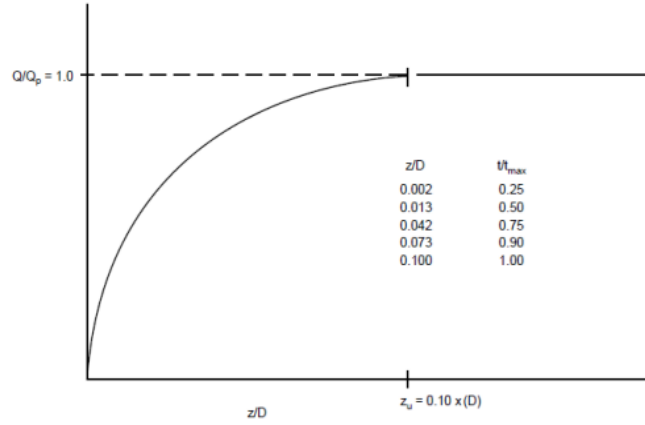
$$Q_p = \sigma_0 \times N_q \times A \quad (3.18)$$

Taşıma gücü ve sürtünme açısının etkilediği kumlu zeminlerde kazık uç yükü bu iki parametreye göre değişiklik gösterecektir.

Tablo 3.7: Q-z eğrileri kumlu zeminler için

Yoğunluk	Zemin Tipi	Sürtünme Açısı	
		δ	N_q
Çok Gevşek	Kum	15	8
Gevşek	Kumlu Kil		
Orta	Kil		
Gevşek	Kum	20	12
Orta	Kumlu Kil		
Sıkı	Kil		
Orta	Kum	25	20
Sıkı	Kumlu Kil		
Sıkı	Kum	30	40
Çok Sıkı	Kumlu Kil		
Sıkı	Gravel	35	50
Çok Sıkı	Kil		

Kazık ucundaki yüklemenin sürtünmeye bağlı olarak bir kavram ortaya çıkar tasarım aşamasında bize ipucu verebilecek bu kavram ise yer değiştirmedir.



Şekil 3.7: Q-Z eğrisi için kazık ucu yükleme- yer değiştirme

4. Ön Çalışma

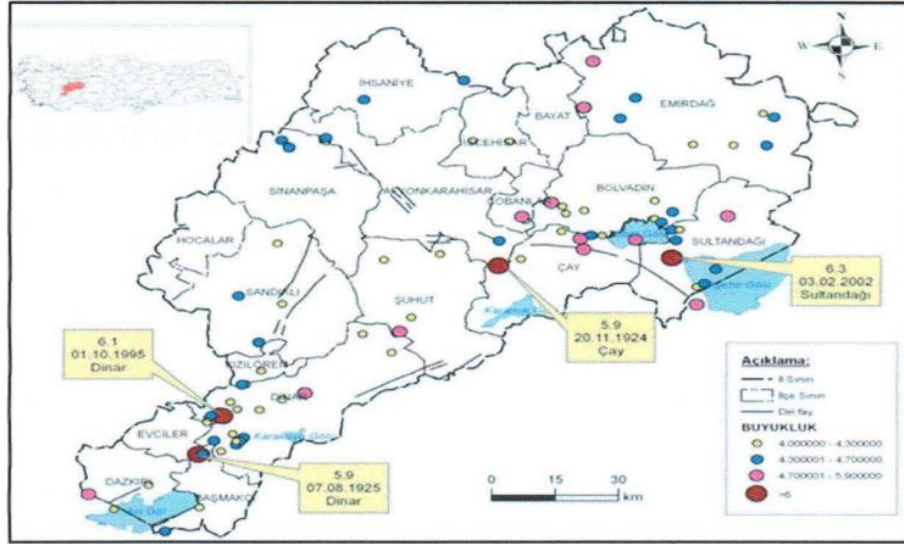
4.1 Yapı Hakkında Bilgiler

4.1.1 Çalışma sahasının zemin profili ve geoteknik özellikleri

Afyonkarahisar ili, Merkez ilçesi, Sadık Bey (Dört Yol) mahallesinde 2li1blc-2li2a2c Pafta ve 2817 Parsel sınırları içerisinde 1000 kişilik Betonarme Tribün Binası tez kapsamında çalışmaların içerisinde bulunacaktır. Tasarımın incelenmesi için 5 farklı lokasyonda, 5 adet 20 metre derinlikte toplam 100 adet sondaj kuyusu açılmış ve her bir kuyunun derinliği her 1,5 metrede bir SPT (Standart Penetrasyon Deneyi) yapılmıştır. UD (Örselenmemiş) ve SPT (Örselenmiş) numuneler alınmış, açılan sondaj kuyularının 2 adedinde en çok 3 metre arayla Presiyometre deneyi yapılmıştır.

Jeofizik çalışmaları kapsamında: 4 Profil Sismik Kırılma (Karşılıklı Atış, S dalgası dahil $h > 30$ metre) (Jeofon aralığı en az metre olacak), 2 Profil MASW (Yüzey dalgası Etütleri- P Kırılma Ölçümü Dahil, 2 noktada Mikrotremör Etütleri, 2 adet DES (Düşey Elektrik Sondaj) ölçümü yapılmıştır.

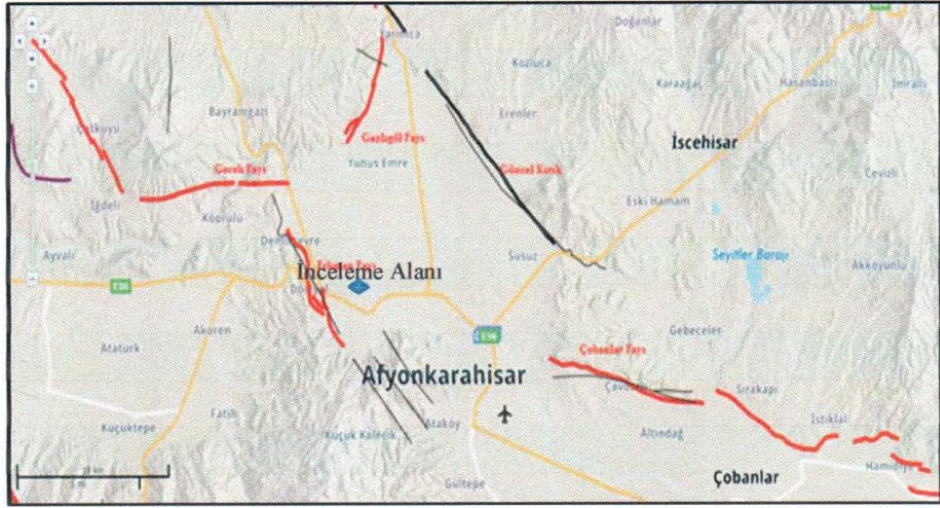
İnceleme alanında 500 metre Güney batısında Afyon Zembem Oteli, 600 metre Güneydoğunda Afyon Motor Sporları Merkezi, 1.1 Km Güneyinde Afyon- Uşak Karayolu. Topografik eğimler 2817 no'lu Parselin tamamında %0- 10 arsasında eğim olup 0 dereceye yakındır. İnceleme alanındaki en yüksek kot adanın Güney kısımlarında 1010 metre olup; Kuzey kısımlarında 1009 metrelere düşmektedir.



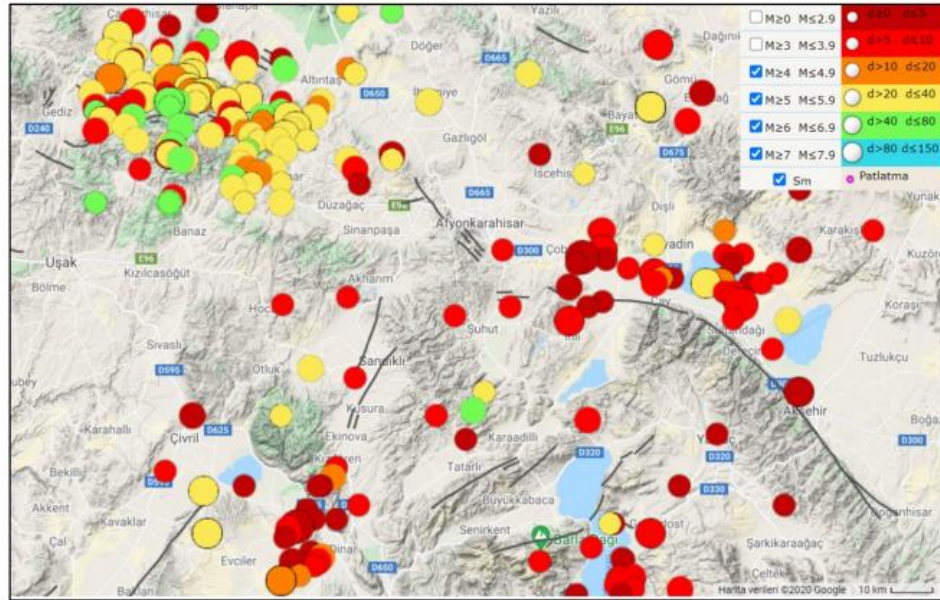
Şekil 4.3: Afyonkarahisar il sınırları içerisinde meydana gelen 4.0 büyüklüğünde ve 4.0 büyüklüğünün üzerindeki depremler

Tablo 4. 1: Afyonkarahisar ve çevresinde tarihsel ve aletsel dönemlerde meydana gelen depremler

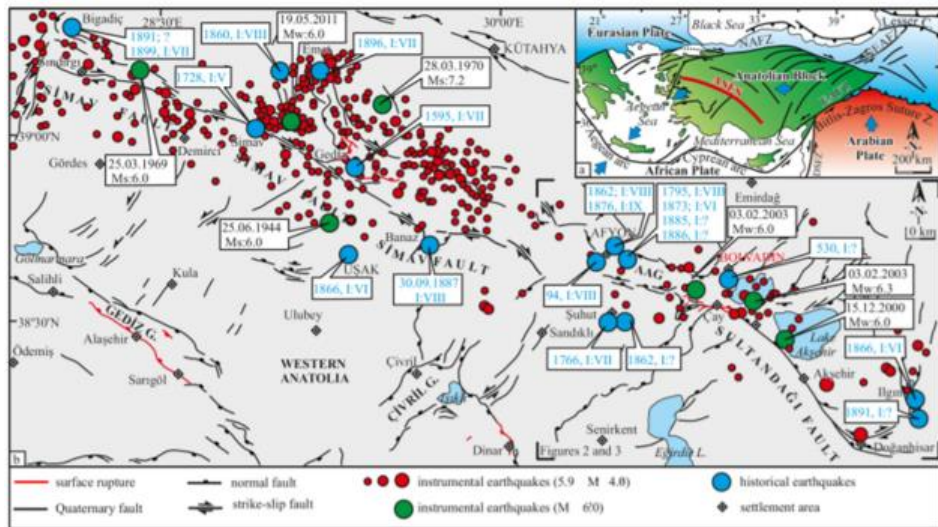
Tarih	Yer	Magnitüd
M.Ö. 88	Dinar	??
M.S. 53	Dinar Yöresi	8
M.S. 94	Afyonkarahisar ve çevresi	8
M.S.1766	Şuhut	8
M.S. 1795	Afyonkarahisar	8
M.S. 1862	Afyonkarahisar ve Şuhut	8
M.S. 1873	Afyonkarahisar	6
03.05.1875	Dinar ve Çivril	9
13.05.1876	Afyonkarahisar	9
04.10.1914	Bolvadin	5.1
07.08.1925	Dinar	5.9
01.10.1995	Dinar	6.1
15.12.2000	Sultandağı	6
03.02.2002	Sultandağı	6.5
03.02.2002	Çay	6



Şekil 4.4: İnceleme alanı ve fay hatlarına olan uzaklıkları



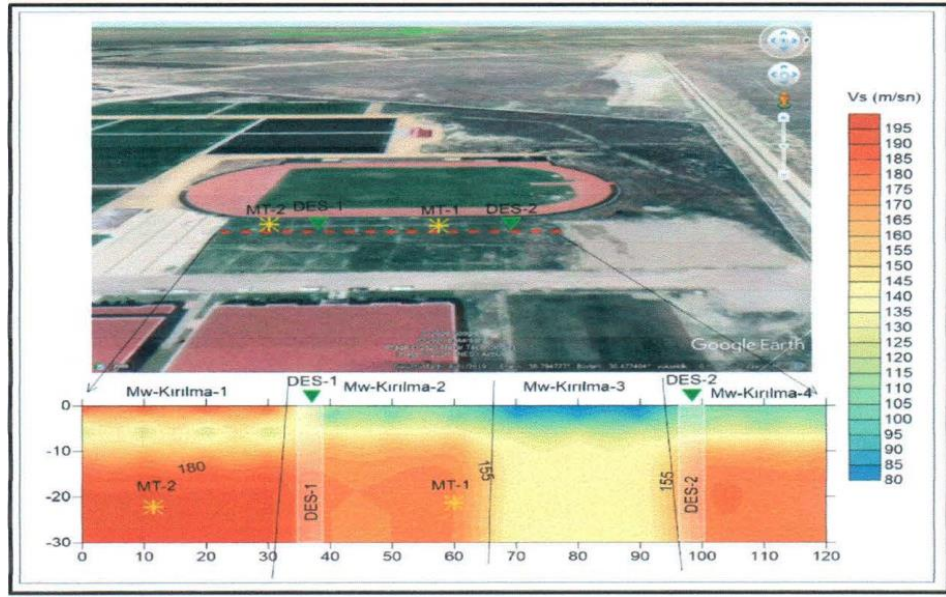
Şekil 4.5: Kandilli rasathanesi ve deprem araştırma enstitüsü verileri



Şekil 4.6: Afyon Akşehir Grabeni aletsel ve tarihi depremleri

İnceleme alanı merkez olarak kabul edildiğinde çevresinde 50 Km yarıçaplı bölgedeki diri fay haritası ve aletsel magnitudü 4.0' dan büyük olan eski depremler merkez üsleri verilmiştir.

İnceleme alanının doğusunda yaklaşık 8 km uzaklıkta Erkmén fay hattı, Kuzey doğusunda yaklaşık 15 km uzaklıkta Gecek Fayı, kuzeyinde 20 km uzaklıkta Gazlı göl Fayı, Güneydoğusunda Çobanlar fayı, 35km DOĞU- Kuzeydoğusunda olası Kuvaternar yaşlı muhtemel fay kırığı yer almaktadır.



Şekil 4.7: İnceleme alanı uydu görüntüsü ve MASW değerleri sonucuna göre yeraltı kesiti

Çalışma sahası için 30 metre derinlik için ortalama kesme dalgası hızı değerleri (V_{s30}) 129- 161 m/ sn aralığında değer almaktadır.

Tablo 4.2: TBDY 2018 dinamik özelliklerine göre zemin sınıflarının dağılımı

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Cinsi	Üst 30 metre Ortalama		
		(V_s) ₃₀ (m/sn)	(N_{60}) ₃₀ (darbe/sn)	(C_u) ₃₀ (kPa)
ZA	Sağlam sert kayalar	>1500	-	-
ZB	Az ayrılmış, orta sağlam kayalar	760-1500	-	-
ZC	Çok sıkı kum,çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrılmış, çok çatlaklı zayıf kayalar	360-760	>50	>250
ZD	Orta sıkı- sıkı kum ,çakıl veya çok katı kil tabakaları	180-360	15-50	70-250
ZE	Gevşek kum, çakıl veya yumuşak- katı kil tabakaları veya $PI > 20$ ve $w > \%40$ koşullarını sağlayan toplamda 3 metreden daha kalın kil tabakası ($C_u < 25$ kPa) içeren profiller	<180	<15	<70
ZF	Sahaya özel araştırma ve değerlendirme gereken zeminler: Deprem etkisi altında çökme ve potansiyel göçme riskine sahip zeminler (sıvılaştırılabilir zeminler, yüksek derecede hassas killer, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.) 2)Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve /veya organik içeriği yüksek killer, 3) Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli ($PI > 50$) killer, 4) Çok kalın (>35 m) yumuşak veya orta katı killer.			

V_s değerine baktığımızda yerel zemin sınıfı hakkında bize zeminin ZE olduğu konusunda bilgi sahibi olunmuştur. İnceleme alanının zemin sınıfı hakkında yapılacak oturma analizi, taşıma kapasitesi analizi ve sıvılaşma analizleri sonucunda değişiklik gösterip göstermediği gözlemlenecektir.

Tablo 4. 3: SPT-N ile SB deneyi sonuçlarından elde edilen c_u arasındaki ilişkiler

Araştırmacılar	Zemin Cinsi	c_u (kPa)
Sanglerat (1972)	Killer	12,5 N
	Siltli killer	10 N
Terzaghi & Peck (1967)	İnce daneli zeminler	6,25 N
Sower (1979)	Yüksek plastisiteli killer	12,5N
	Orta plastisiteli killer	7,5N
	Düşük plastisiteli killer	3,75N
Nixon (1982)	Killer	12N
Kulhawy & Mayne (1990)	İnce daneli zeminler	29 N ^{0.72}
İyisan ve Ansal (1990)	İnce daneli zeminler n=106	4,43N _a +8,07
Sivrikaya & Toğrol (2002)	Yüksek plastisiteli killer (CH) n=113	4,85 N _a r= 0,83
		6,82N ₆₀ r= 0,80
	Düşük plastisiteli killer (CL) n=72	3,35N _a r=0,76
		4,93N ₆₀ r=0,73
	İnce daneli zeminler n=226	4,32N _a r=0,80
		6,18N ₆₀ r=0,78
İnce Daneli zeminler n=30	(0,11p+3,10)N ₆₀ N ₆₀ < 25	

Tablo 4. 4: SPT-N ile UU deneyi sonuçlarından elde edilen c_u arasındaki ilişkiler

Araştırmacılar	Zemin Cinsi	c_u (kPa)
Stroud (1974)	Killer Su= f ₁ N, f ₁ =f (I _p)	I _p > 30 =4,2N
		20< I _p <30 4-5N
		I _p <20 6-7N
Decourt (1990)	Killer	12,5N
		15N ₆₀

Tablo 4. 5: SPT-N'e göre zeminlerin kıvamı ile c_u arasındaki değişim aralığı

N	Zemin Kıvamı	Drenajsız Kayma Mukavemeti c_u (kPa)		
		Tschebotarioff (1973)	Parcher ve Means (1968)	Terzaghi ve Peck (1967)
<2	Çok Yumuşak	15	<12	<12,5
2-4	Yumuşak	15-30	12-25	12,5-25
4-8	Orta Katı	30-60	25-50	25-50
8-15	Katı	60-120	50-100	50-100
15-30	Çok Katı	120	100-200	100-200
>30	Sert	>225	>200	>200

Tablo 4.6: SPT penetrasyon değerleri ve içsel sürtünme açısı (ϕ) ile drenajsız kayma mukavemeti (c_u) değerleri (Bowless,1988)

SPT Penetrasyon, N-Değeri	(ϕ) (Derece)	c_u (kPa)
0	25 - 30	0
4	27 - 32	20
10	30 - 35	40
30	35 - 40	80
50	38 - 43	120

Tablo 4.7: Maksimum kayma modülüne göre zemin özelliği tanımlamaları (Bowles, 1988)

G_{max} (kg/cm ²)	Zemin Özelliği Kramer (1996)
0-600	Gevşek
600-3000	Orta Gevşek
3000-10000	Sağlam
>10000	Çok Sağlam

Tablo 4.8: İnceleme alanında yapılan sismik kırılma çalışmalarında kayma modülü (G_{max}) değerleri

Serim	Tabaka No	G_{max}	G_{max} , kg/cm ² 'e göre Zemin Özelliği
Sismik Kırılma Masw-1	1	795	Gevşek
	2	1491	Gevşek
Sismik Kırılma Masw-2	1	517	Gevşek
	2	1724	Gevşek
Sismik Kırılma Masw-3	1	379	Gevşek
	2	1024	Gevşek
Sismik Kırılma Masw-4	1	461	Gevşek
	2	1306	Gevşek

Tablo 4.9: Elastisite modülüne göre zemin özelliği tanımlaması (Bowles, 1988)

Ed (kg/cm²)	Zemin Özelliği Bowles (1988)
0-2000	Gevşek
2000-10000	Orta Gevşek
10000-30000	Sağlam
>30000	Çok Sağlam

Tablo 4.10: İnceleme alanında yapılan sismik çalışmalarında elastisite modülü (Ed) Değerleri

Serim	Tabaka No	Ed	E, kg/cm²'e göre Zemin Özelliği
Sismik Kırılma Masw-1	1	795	Gevşek
	2	1491	Gevşek
Sismik Kırılma Masw-2	1	517	Gevşek
	2	1724	Gevşek
Sismik Kırılma Masw-3	1	379	Gevşek
	2	1024	Gevşek
Sismik Kırılma Masw-4	1	461	Gevşek
	2	1306	Gevşek

$$K_d = d \cdot (V_p^2 - 4/3 V_s^2) / 100$$

(2.8)

Bulk (sıkışmazlık) modül formülü

Tablo 4.11: Bulk modül değerlerine göre zemin birimlerinin sınıflaması (Keçeli,1990)

Bulk Modülü (K, kg/cm²)	Sıkışma
< 400	Çok Az
400-10000	Az
10000-40000	Orta
40000-100000	Yüksek
>100000	Çok Yüksek

Tablo 4.12: Çalışma alanındaki tabakaların zemin sıkışmaları

Serim	Tabaka No	K	K, kg/cm ² 'e göre Zemin Özelliği
Sismik Kırılma Masw-1	1	1144	Az
	2	24786	Orta
Sismik Kırılma Masw-2	1	1564	Az
	2	28873	Orta
Sismik Kırılma Masw-3	1	1363	Az
	2	39081	Orta
Sismik Kırılma Masw-4	1	1263	Az
	2	18427	Orta

$$P = d = 0.31 * V_p^{0.25} \text{ (gr/cm}^3\text{)}$$

(2.9)

Tablo 4.13: Zemin birimlerinin yoğunluk sınıflaması (Keçeli, 1990)

Yoğunluk (gr/cm ²)	Tanımlama
< 1.20	Çok Düşük
1.20-1.40	Düşük
1.40-1.90	Orta
1.90-2.20	Yüksek
>2.20	Çok Yüksek

Tablo 4.14: İnceleme alanında zemin birimlerinin yoğunluk sınıflaması (Keçeli, 1990)

Serim	Tabaka No	Yoğunluk (gr/cm ²)	Yoğunluk (gr/cm ²)'e göre Zemin Özelliği
Sismik Kırılma Masw-1	1	1.33	Düşük
	2	1.82	Orta
Sismik Kırılma Masw-2	1	1.35	Düşük
	2	1.85	Orta
Sismik Kırılma Masw-3	1	1.33	Düşük
	2	1.91	Yüksek
Sismik Kırılma Masw-4	1	1.32	Düşük
	2	1.76	Orta

$$\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2 \Big/ \left(2 * \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2\right) - 2 \quad (2.10)$$

Tablo 4.15: Poisson sınıflaması ve zemin özelliği karşılaştırması

Poisson Oranı	Zemin özelliği
0-0.25	Gözenekli
0.25-0.400	Gözenekli- porozlu
0.40-0.45	Gözenekli- kırıklı çatlaklı

Tablo 4.16: Çalışma alanının poisson oranına göre zemin özelliği

Serim	Tabaka No	Poisson Oranı (v)	Poisson Oranı (v)'e göre Zemin Özelliği
Sismik Kırılma Masw-1	1	0.38	Gözenekli-porozlu
	2	0.49	Gözenekli kırıklı çatlaklı
Sismik Kırılma Masw-2	1	0.44	Gözenekli kırıklı çatlaklı
	2	0.49	Gözenekli kırıklı çatlaklı
Sismik Kırılma Masw-3	1	0.45	Gözenekli kırıklı çatlaklı
	2	0.50	Gözenekli kırıklı çatlaklı
Sismik Kırılma Masw-4	1	0.44	Gözenekli kırıklı çatlaklı
	2	0.49	Gözenekli kırıklı çatlaklı

Tablo 4.17: (a) Yer hakim titreşim periyotlarına göre mikro bölgeleme ölçütleri, (b) Spektral büyümelere göre mikro bölgeleme ölçütleri (Ansal vd. 2004)

(a)		(b)	
Zemin hakim titreşim periyodu aralığı	Ölçüt tanımı	Spektral Büyütme	Tehlike Düzeyi
0.10- 0.30 sn	A	0.00-2.5	A(Düşük)
0.30-0.50 sn	B	2.5-4.0	B(Orta)
0.50- 0.70 sn	C	4.0-6.5	C(Yüksek)
0.70- 1.00 sn	D		

Tablo 4.18: Sismik kırılma -Masw çalışmasından spektral zemin büyütme faktörlerine göre zemin hakim titreşim periyotları

İstasyon No	Fo	Ao	To	Ta	Tb	Pen Say	Pen By.
MT-1	1.27	3.3	0.79	0.53	1.18	15	50
MT-2	1.29	3.2	0.78	0.52	1.16	19	50

Tablo 4.19: Bulunan değerler

BULUNAN DEĞERLER			
Zemin Profili	-(0,00-1.00)metre arası Nebati Toprak, -(1,00-7,00) metre arası Düşük Plastisiteli İnorganik Kil- Yüksek Plastisiteli Yağlı Kil(CL-CH) -(7.00-8.00) metre arası Killi Kum (SC) -(8,00-14.00)metre arası Siltli Kil (SM) -(14.00-16.00)metre arası Killi Çakıl (GM) -(16.00-18.00) metre arası Kötü Derecelendirilmiş Temiz Siltli Kum (SW-SM) birimlerine geçilmiştir.		
Yerel zemin Sınıfı	ZE		
Deprem Yer Hareketi	DD-2		
Yer Altı Su Seviyesi	5 metre		
Sismik Dalga (V_{s30}) Hızı	150 m/sn		
Laboratuvar Ortalama Verileri	Cup (kg/cm^2)	Φ up ($^\circ$)	D.B.H.A (g/cm^2)
C (Kohezyon)			
Φ(İçsel sürtünme açısı)	0.30	12.8 $^\circ$	1.85
γ_n(Doğal Birim Hacim Ağırlık)			

Tablo 4.20: İdealize zemin profili

1m	$\gamma_n = 18 \text{ kN/m}^3$		Nebati Toprak
4m	$\gamma_n = 19 \text{ kN/m}^3$ $W_a(\%)=20$ $LL(\%)=42$ $PL(\%)=21$ $c_a= 50\text{kPa}$		Düşük Plastisiteli Kil
2m	$\gamma_d= 20 \text{ kN/m}^3$		
1m	$\gamma_d= 20 \text{ kN/m}^3$ $W_a(\%)=14$ $LL(\%)=40$ $PL(\%)=20$ $c'= 23\text{kPa}$ $\phi'=11^\circ$		Killi Kum
6m	$\gamma_d= 20 \text{ kN/m}^3$ $W_a(\%)=14$ NP $c'= 17\text{kPa}$ $\phi'=20^\circ$		Siltli Kum
2m	$\gamma_d= 20 \text{ kN/m}^3$ $W_a(\%)=12$ NP $c'= 13\text{kPa}$ $\phi'=22^\circ$		Siltli Çakıl
4m	$\gamma_d= 20 \text{ kN/m}^3$ $W_a(\%)=10$ NP $Narazi(ort)=10$ $\phi'=25^\circ$		Siltli Kum

Tablo 4.21: Deprem yer hareketi niteliğinin deprem yer hareketine göre değişimi

Deprem Yer Hareketi Düzeyi	50 Yılda Aşılma Olasılığı (%)	Tekrarlanma Periyodu (Yıl)	Deprem Yer Hareketi Niteliği
DD-1	%2	2475	Çok Seyrek
DD-2	%10	475	Seyrek
DD-3	%50	72	Sık
DD-4	%68	43	Çok Sık

Çalışmamızda DD- 2 deprem düzeyi için Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısına bağlı olarak, DTS tablosuna göre belirlenecektir.

Oturma alanı 690,93 m²dir. Bodrumsuz, Df (kazı derinliği): 40 cm B= 8,10 metre, L=85,30 metre, H=11,42 metre olan yapı malzemesi betonarme olacaktır.

Tablo 4.22: Bina yükseklik sınıfları ve deprem tasarım sınıflarına göre tanımlanan bina yükseklik aralıkları (m)

Bina Yükseklik Sınıfı	Bina Yükseklik Sınıfları ve Deprem Tasarım Sınıflarına Göre Tanımlanan Bina Yükseklik Aralıkları (m)		
	DTS = 1, 1a, 2, 2a	DTS = 3, 3a	DTS = 4,4a
BYS = 1	$H_N > 70$	$H_N > 91$	$H_N > 105$
BYS = 2	$56 < H_N \leq 70$	$70 < H_N \leq 91$	$56 < H_N \leq 105$
BYS = 3	$42 < H_N \leq 56$	$56 < H_N \leq 70$	$56 < H_N \leq 91$
BYS = 4	$28 < H_N \leq 42$	$42 < H_N \leq 56$	
BYS = 5	$17.5 < H_N \leq 28$	$28 < H_N \leq 42$	
BYS = 6	$10.5 < H_N \leq 17.5$	$17.5 < H_N \leq 28$	
BYS = 7	$7 < H_N \leq 10.5$	$10.5 < H_N \leq 17.5$	
BYS = 8	$H_N \leq 7$	$H_N \leq 10.5$	

Tablo 4.23: Bina kullanım amacı (TBDY 2018)

Bina Kullanım Sınıfı	Bina Kullanım Amacı	Bina Önem Katsayısı (I)
BKS= 1	Deprem sonrası kullanımı gereken binalar, insanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar, değerli eşyanın saklandığı binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gereken binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri. vb.) c) Müzeler d) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
BKS= 2	İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar (Alışveriş merkezleri, spor tesisleri, sinema, tiyatro, konser salonları, ibadethaneler, vb.)	1.2
BKS= 3	Diğer binalar BKS= 1 ve BKS= 2 için verilen tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.)	1.0

DD-2 deprem yer hareketi $BYS=6$, $BKS=2$ $I=1.2$ alınacaktır.

PGA= 0.343 olarak Afad kayıtlarından elde edilmiştir. Bu ivmeye yönelik olarak bir ölçeklendirme yapılacaktır. Bölgeye ait veri raporlar incelendiğinde taban kayasına rastlanmamıştır. Bu sebeple güvenilir tarafta kalmak adına 150 metre ZD taban kayası seçilmiştir.

Tablo 4.24: İnceleme alanının dinamik özellikleri

Deprem Seviyesi	S_s	S_{DS}	S_1	S_{D1}	Hedef PGA
DD-4	0.829	1.025	0.188	0.641	0.343

İnceleme alanında nasıl bir zeminle karşı karşıya kalındığını anlamak adına geoteknik mühendisliğinde dikkat edilmesi gereken oturma, taşıma gücü ve sıvılaşma potansiyeline bakılacaktır.

4.1.2 Sıvılaşma Potansiyelinin Değerlendirilmesi

Deprem etkisiyle yeraltı su seviyesinin altında yer alan ve yüzeyden 20 m derinliğe kadar olan kohezyonsuz ya da düşük kohezyonlu ($PI < \%12$) zeminlerin sıvılaşma riski bulunmaktadır. Potansiyel olarak sıvılaşabilir zeminler, yeraltı su tablasının altında yer alan kum, çakıllı kum, siltli killi kum, plastik olmayan silt ve silt-kum karışımlarıdır.

Tablo 4.25: SK-1 sondaj kuyusu sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmesi

Sondaj Derinliği	$N_{1,60}$	$N_{1,60f}$	$CRR_{M7.5}$	τ_R	rd		τ_{deprem}	FS	Sıvılaşma Potansiyeli
					$z \leq 9.15m$	$9.15 < z \leq 23m$			
7.5	30.4	41.5							Yok
9	24.5	34.4					53.42	0.57	Yok
10.5	8.0	14.6	0.16	33.56		0.89	58.53	1.36	Var
12	20.6	28.0	0.37	87.64		0.85			Yok
13.5	28.5	39.2					66.64	0.61	Yok
15	9.1	15.1	0.16	45.05		0.77	69.63	0.40	Var
16.5	8.8	8.8	0.10	30.93		0.73	71.93	0.41	Var
18	7.2	8.6	0.10	32.58		0.69	73.51	0.53	Var
19.5	9.5	11.3	0.13	43.13		0.65			Var

Tablo 4.26: SK-2 sondaj kuyusu sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmesi

Sondaj Derinliği	$N_{1,60}$	$N_{1,60f}$	$CRR_{M7.5}$	τ_R	rd		τ_{deprem}	FS	Sıvılaşma Potansiyeli
					$z \leq 9.15m$	$9.15 < z \leq 23m$			
7.5	11.4	18.7	0.20	34.24	0.94		39.77	0.78	Var
9	19.4	28.3	0.38	73.66	0.93		47.48	1.41	Yok
10.5	25.6	35.8							Yok
12	29.8	35.8							Yok
13.5	8.8	13.1	0.14	36.48		0.81	62.93	0.53	Var
15	9.8	14.2	0.15	42.62		0.77	66.64	0.58	Var
16.5	8.8	15.3	0.16	49.01		0.73	69.63	0.64	Var
18	10.5	11.6	0.13	41.03		0.69	71.93	0.52	Var
19.5	10.8	11.9	0.13	44.75		0.65	73.51	0.55	Var

Tablo 4.27: SK-3 sondaj kuyusu sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmesi

Sondaj Derinliği	$N_{1,60}$	$N_{1,60f}$	$CRR_{M7.5}$	τ_R	rd		τ_{deprem}	FS	Sıvılaşma Potansiyeli
					$z \leq 9.15m$	$9.15 < z \leq 23m$			
7.5	54.2	70.0							Yok
9	22.8	32.4							Yok
10.5	11.2	17.8	0.19	40.76		0.89	48.63	0.69	Var
12	6.9	12.0	0.13	30.92		0.85	53.28	0.48	Var
13.5	5.8	10.8	0.12	31.06		0.81	57.29	0.45	Var
15	3.5	8.2	0.10	27.31		0.77	60.66	0.37	Var
16.5	7.4	13.7	0.15	44.26		0.73	63.39	0.58	Var
18	4.6	5.0	0.07	23.29		0.69	65.48	0.29	Var
19.5	3.2	3.8	0.06	21.83		0.65	66.93	0.27	Var

İdealize zemin profilinden görüldüğü gibi zemin yüzeyinden itibaren yaklaşık 1 m kalınlığındaki nebati toprağın altında 7 m'ye kadar düşük plastisiteli kil (CL), 7 m ile 8 m arasında ise killi kum (SC), 8-14 m arasında siltli kum (SM), 14-16 m arasında siltli çakıl (GM) ve 16-20 arasında ise siltli kum (SM) bulunmaktadır. Yeraltı su seviyesi 5 m'de dir. SPT'ye dayalı SK-1, SK-2 ve SK-3 sondajları dikkate alınarak TBDY 2018 Bölüm 16'ya göre sınıflama potansiyeli değerlendirilmiştir.

Sonuçlar incelendiğinde sınıflama potansiyeli olan tabakanın yaklaşık 10 ila 20 m arasında olduğu görülmektedir. Analizler sonucunda sınıflama potansiyeli olduğunun belirlenmesi nedeniyle bu noktadan sonra TBDY 2018'e göre yerel zemin sınıfı ZF olarak dikkate alınmıştır. Bu nedenle sahaya özel zemin davranış analizi yapılacaktır.

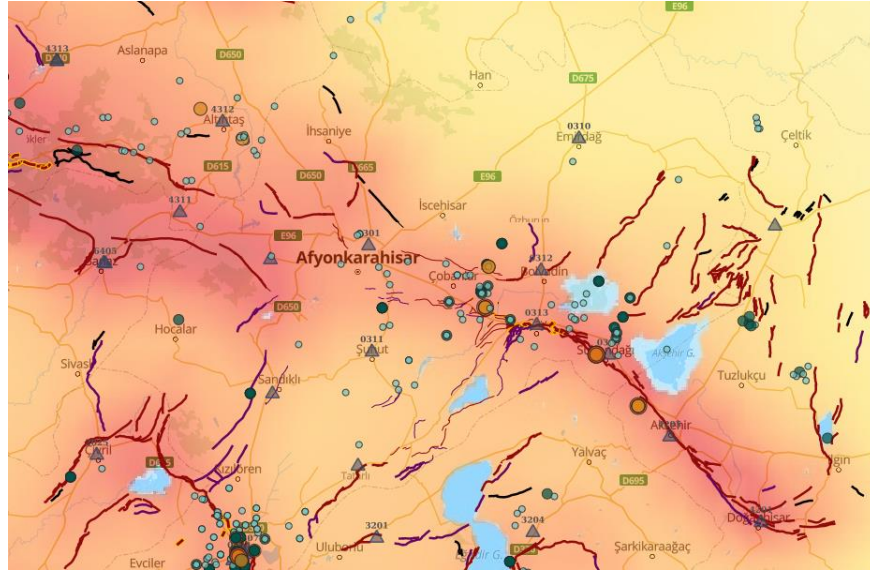
5. Tasarım

5.1 Sahaya Özel Zemin Davranışı

ZF zemin sınıfına sahip zeminlerde bir özel durum olarak görülen zemin davranışı ortaya çıkmaktadır. Zeminin bu davranışını değiştirmek için depreme karşı nasıl bir tepki gösterdiğini anlamak gerekmektedir. Bu tepki için ivme kayıtlarını yorumlamamız gerekmekte ve karşılaştırmalar yapılması gerekmektedir. İnceleme alanına bu çalışmalar entegre edilmektedir.

5.1.1 Zamana Bağlı Olarak Deprem Kayıtlarının Seçimi

Deprem yer hareketlerinin tanımlanmasında bir boyutlu, iki boyutlu, üç boyutlu modellemeler yapılabilmektedir. Kayıtların seçiminde deprem büyüklüğü, fay uzaklığı, sismik kaynaklar ve yerel zemin koşulları dikkate alınır. Deprem kayıtlarının sayısı 11 olacaktır. Deprem kayıt takımı olarak 3 adet alınacaktır.



Şekil 5.1: AFAD TADAS verileri kapsamında Afyonkarahisar deprem haritası.

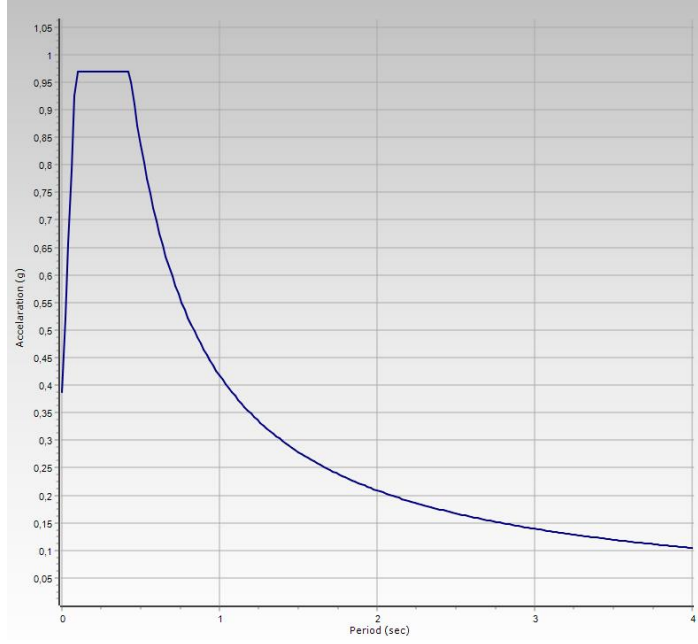
Network	Code	Province	District
TK	0312	Afyonkarah	Bolvadin
TK	0314	Afyonkarah	Sinanpaşa
TK	0313	Afyonkarah	Çay
TK	0301	Afyonkarah	Afyonkarahisar Merkez
TU	AFYN	Afyonkarah	Dinar
TK	0302	Afyonkarah	Dinar
TK	0309	Afyonkarah	Sultandağı
TK	0308	Afyonkarah	Sandıklı
TK	0310	Afyonkarah	Emirdağ
TK	0311	Afyonkarah	Şuhut

Şekil 5.2: Afyonkarahisar ili deprem istasyonları

Tablo 5.1: Seçilen 11 depremin dinamik özellikleri

No	Kayıt No	Deprem	M_w	Fay Tipi	V_s (m/s)	PGA (g)
E01	1102	Kobe	6.90	SS	609.00	0.591
E02	1618	Kocaeli	7.51	SS	347.00	0.151
E03	1141	Dinar	6.50	N	220.00	0.250
E04	4207	Niigata	6.19	SS	527.90	0.501
E05	3749	Cape Mendocino	7.01	R	355.00	0.254
E06	772	Loma Prieta	6.93	RS	551.30	0.371
E07	996	Northridge	6.69	R	255.00	0.244
E08	6928	Darfield	6.00	SS	649.20	0.361
E09	164	Imperial Valley	6.20	SS	471.50	0.168
E10	2709	Chi-Chi	7.14	SS	573.00	0.182
E11	459	Morgan Hill	6.19	SS	663.30	0.202

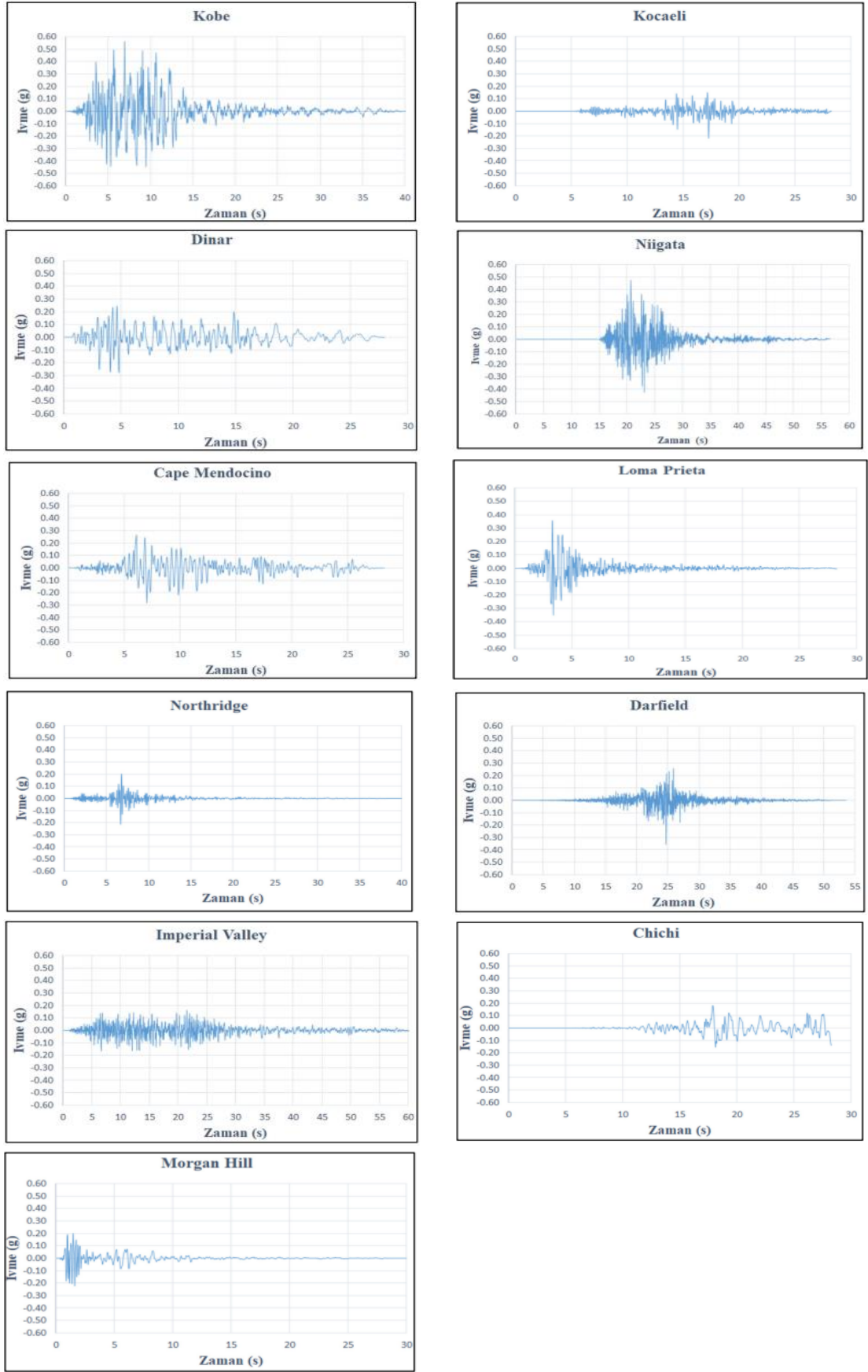
Çalışma alanı için AFAD tarafından dinamik özellikleri kapsamında Seismomatch programı yardımıyla hedef spektrumu belirlenmiştir.



Şekil 5.3: Çalışma bölgesi için belirlenen hedef spektrum

5.1.2 Ölçeklendirme

Bir boyutlu, iki boyutlu ve üç boyutlu olarak deprem kayıtları ölçeklendirme yapılmaktadır. Bir ve iki boyutlu için spektrumların $0.2 T_P$ ve $1.5 T_P$ periyotlarının arasındaki genlikler tasarım spektrumları genliğinden küçük olmaması ile ölçeklendirme yapılacaktır. Üç boyutlu hesaplama için spektrumların kareleri toplamının karekökleri alınarak toplam yani bileşke bir spektrum ortaya çıkacaktır. Bileşke spektrum $0.2 T_P$ ve $1.5 T_P$ periyotları arasındaki genlikler tasarım spektrum genliklerinin 1.3'ünden küçük olmayacaktır. Elde edilen bu genlikler ile spektrumlar tasarım spektrumuna entegre edilecektir.

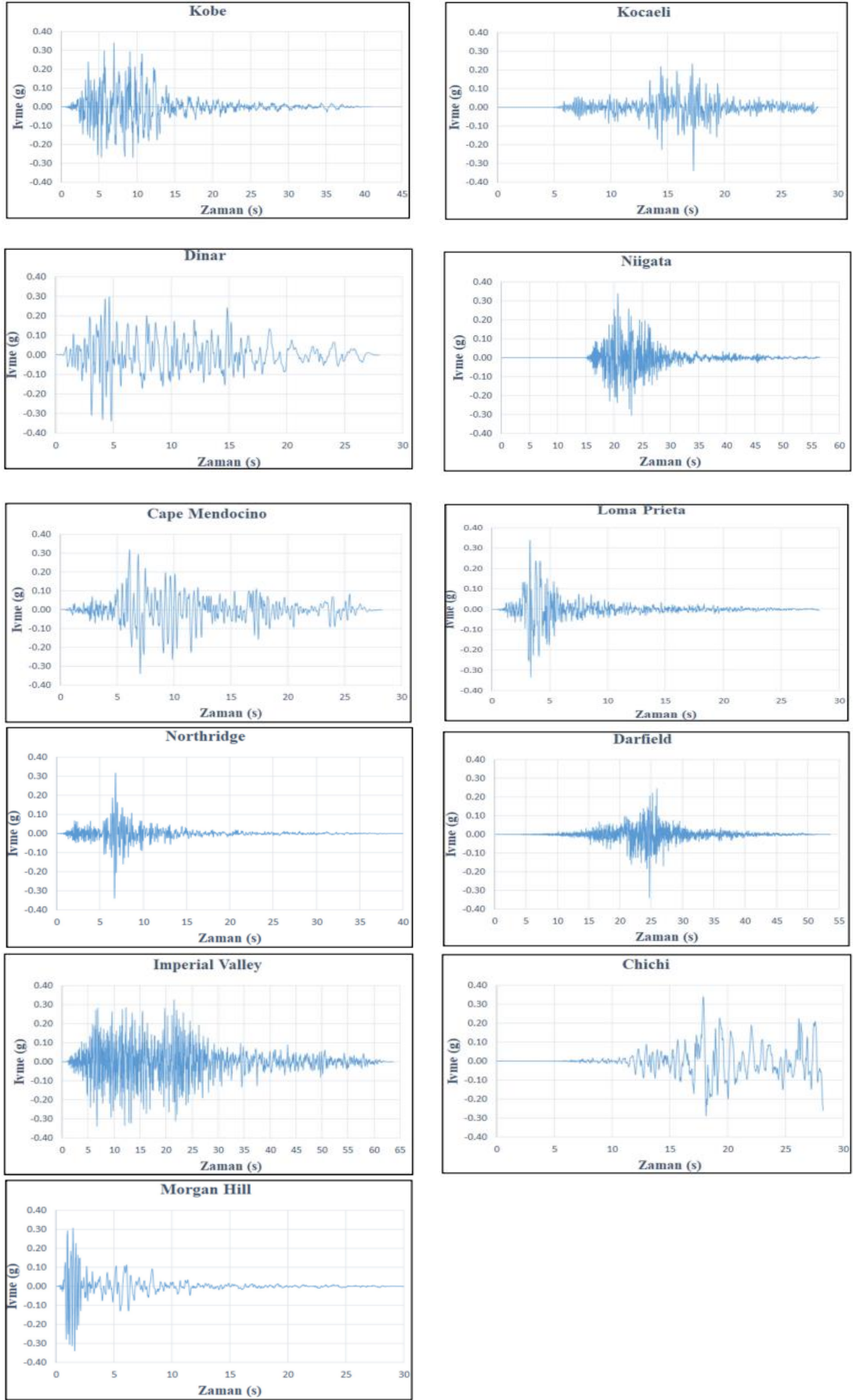


Şekil 5.4: Seçilen 11 depremin orijinal ivme zaman grafikleri

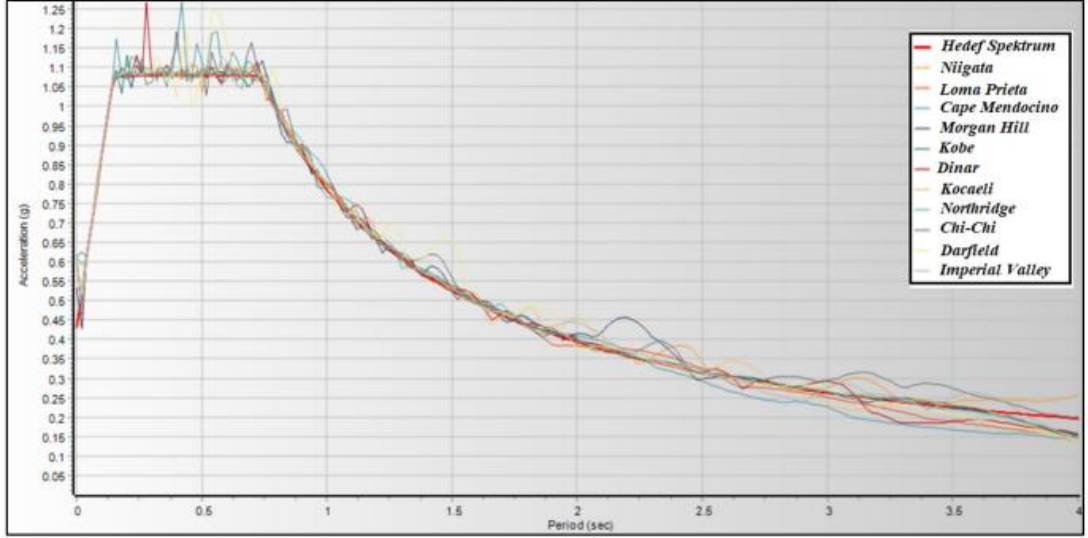
Deprem seçimlerinde fay tiplerinin benzer davranış göstermesine ve sınılaşmanın gerçekleştiği bölgeler seçilmiştir. Seismomatch programı kullanılarak 11 kayıt DD-2 ZD zemin sınıfı %5 sönüm oranı için tasarım spektrum eşlemesi yapılmıştır. Al Atik ve Abrahamson (2010) eşleşme işlemleri kullanılmıştır.

Tablo 5.2: Ölçeklendirme yapılan deprem kayıtlarının ölçek oranları ve dinamik özellikleri

No	Kayıt No	Deprem	M_w	Fay Tipi	V_s (m/s)	PGA (g)	İstenen PGA	Ölçek
E01	1102	Kobe	6.90	SS	609.00	0.591	0.343	0.58037
E02	1618	Kocaeli	7.51	SS	347.00	0.151	0.343	2.27152
E03	1141	Dinar	6.50	N	220.00	0.250	0.343	1.37200
E04	4207	Niigata	6.19	SS	527.90	0.501	0.343	0.68463
E05	3749	Cape Mendocino	7.01	R	355.00	0.254	0.343	1.35039
E06	772	Loma Prieta	6.93	RS	551.30	0.371	0.343	0.92453
E07	996	Northridge	6.69	R	255.00	0.244	0.343	1.53125
E08	6928	Darfield	6.00	SS	649.20	0.361	0.343	0.95014
E09	164	Imperial Valley	6.20	SS	471.50	0.168	0.343	2.04167
E10	2709	Chi-Chi	7.14	SS	573.00	0.182	0.343	1.88462
E11	459	Morgan Hill	6.19	SS	663.30	0.202	0.343	1.69802



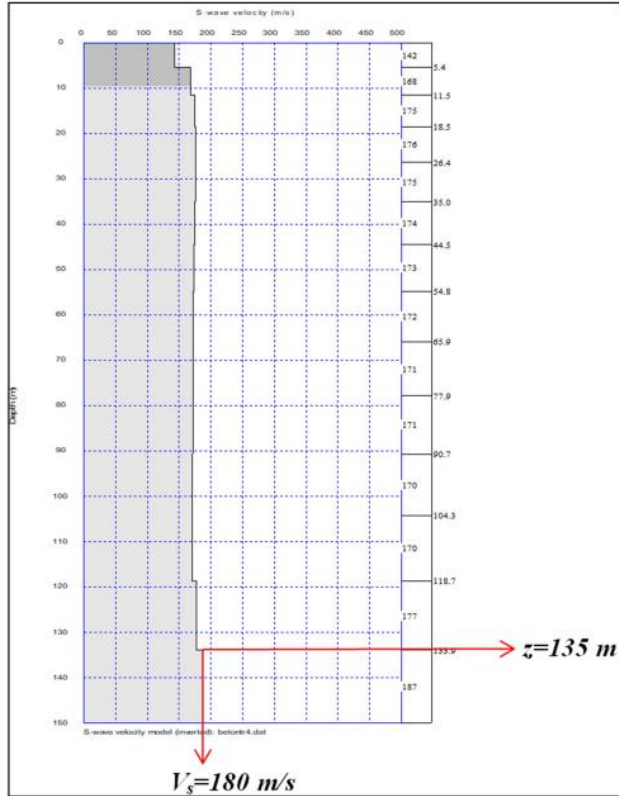
Şekil 5.5 : Seçilen 11 depremin ölçeklendirilmiş ivme zaman grafikleri



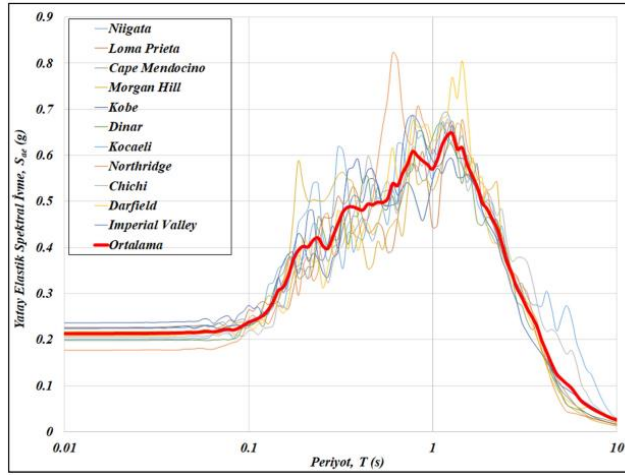
Şekil 5.6: Eşleştirilmiş deprem kayıtları

Eşleştirilme yapılmış deprem kayıtları bir boyutlu olarak deepsoil programı üzerinde doğrusal olmayan yer tepki analizi yapılmış boşluk suyu etkisi dikkate alınmış ve yorumlanmıştır.

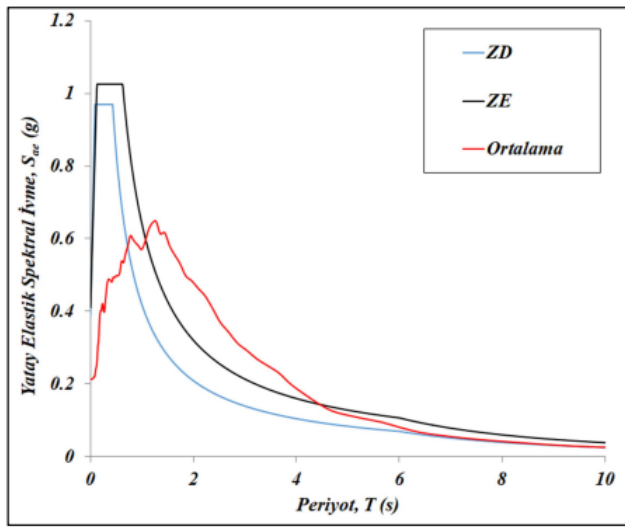
Mühendislik taban kayası yapı uzun kenarının 3 katı olan yaklaşık 250 metre derinlikte ZD seçilmiştir. Masw çalışmaları sonucunda 250 metre derinlikte V_s değeri belirlenmiştir.



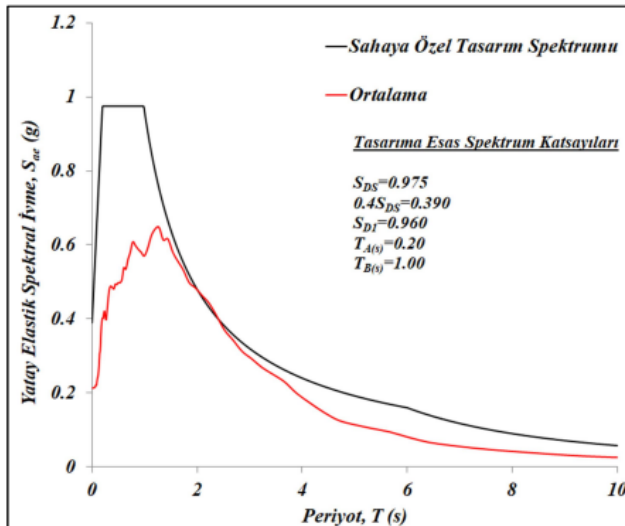
Şekil 5.7: MASW deney sonuçlarına göre derinlik-kayma dalgası grafiği



Şekil 5.8: Zemin yüzeyindeki zamana bağlı yatay elastik spektral ivme grafiği



Şekil 5.9: ZD, ZE ve 11 deprem kaydının ortalama yatay ivme spektrumlarının karşılaştırılması

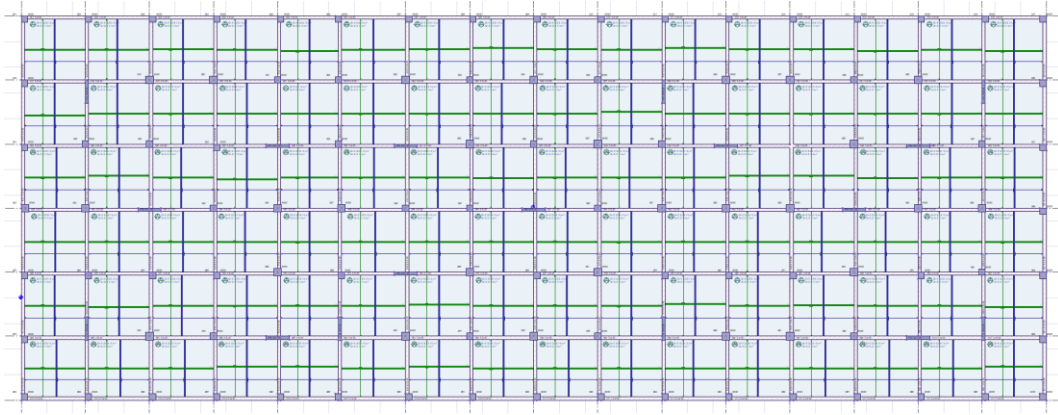


Şekil 5.10: Zamana bağlı sahaya özel zemin davranışı analizi ile 11 deprem kaydının ortalama yatay ivme grafiği

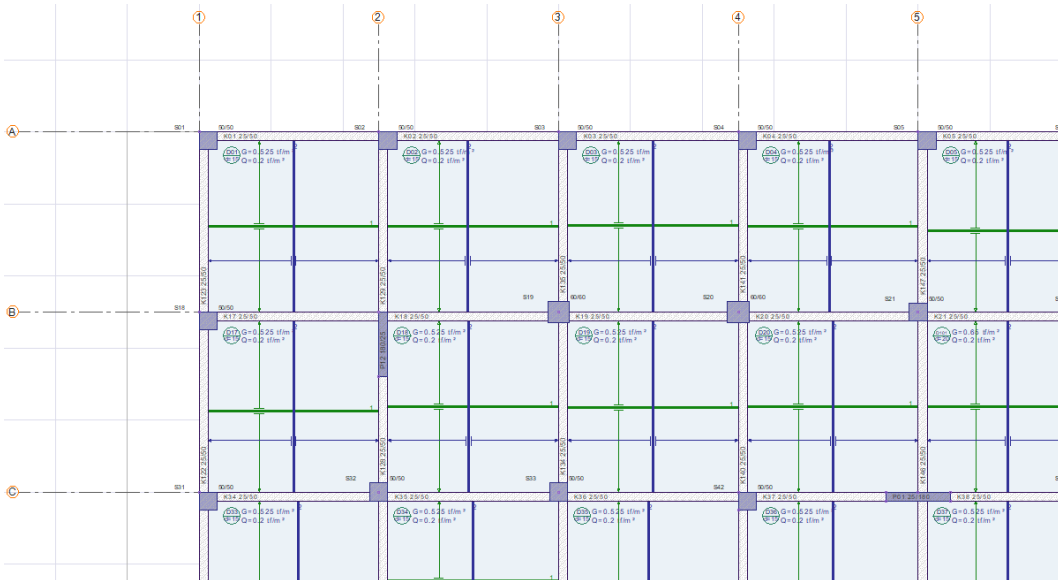
ZE zemin sınıfının DD-2 yer hareketine göre grafiğin tepe noktası 11 adet deprem kaydının ortalama ivme grafiğini kapsayacak şekilde tasarım spektrumu oluşturulmuştur.

5.2 Üst Yapı Tasarım

İnceleme alanında İdecad programı ile üstyapı tasarımı yapılmıştır. Bu tasarım sonucunda elde edilen gerilme ve düşey yükler kapsamında taşıma gücü ve oturma analizi yapılmıştır.



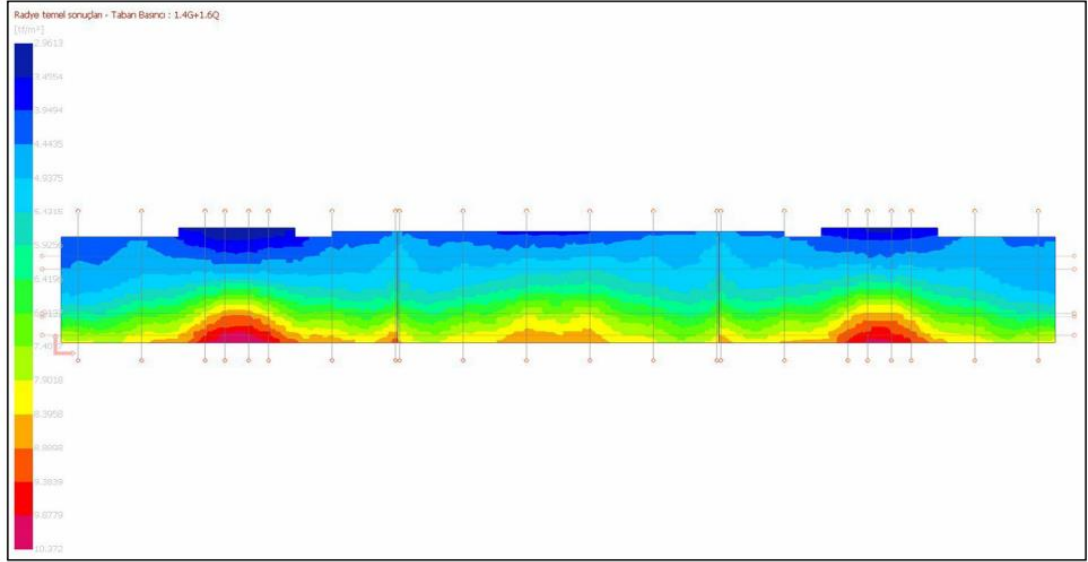
Şekil 5.11: İdecad programı ile oluşturulan kalıp planı



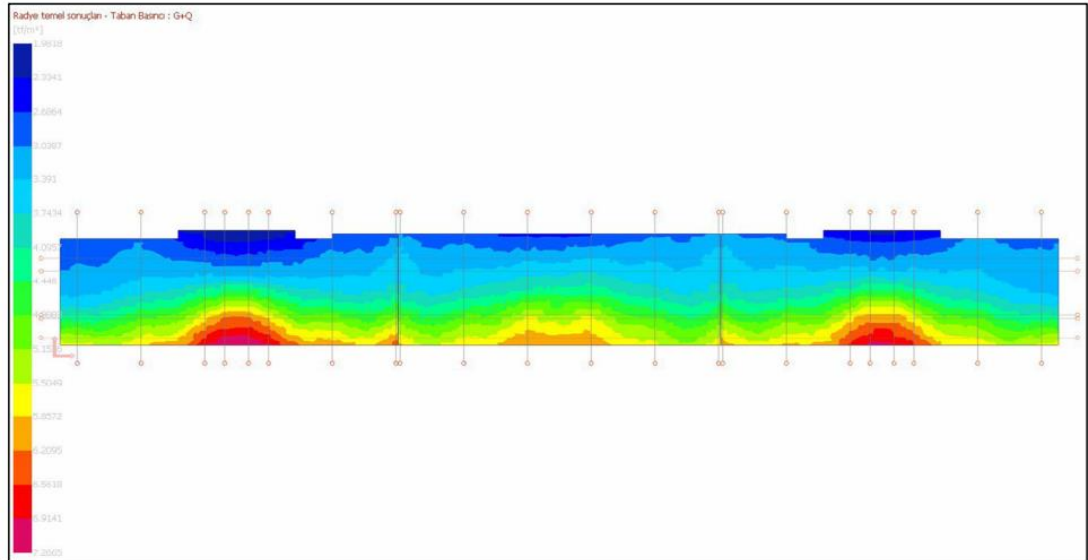
Şekil 5.12: İdecad programı ile oluşturulan kalıp planı yakın görünüş

Tablo 5.3: Üst yapı yüklerinden oluşan gerilmeler (temel yükü dâhil)

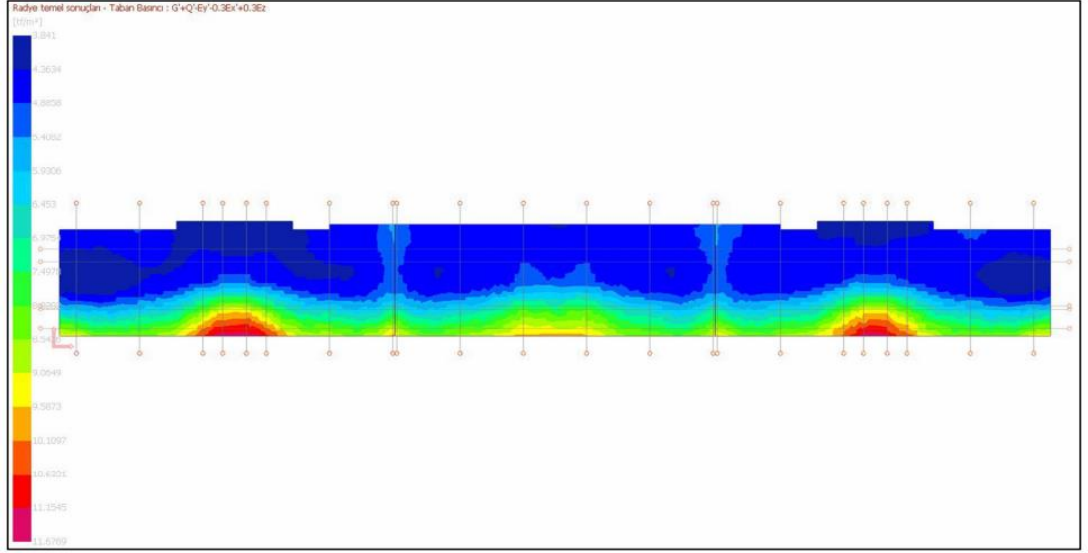
Ad/ Kalınlık	G+Q			1.4G+1.6Q			G+Q+E/0.9G+E		
	MİN	ORT	MAX	MİN	ORT	MAX	MİN	ORT	MAX
RD01 (60 cm)	1.98	4.18	7.27	2.96	6.05	10.37	-0.89	5.69	11.68
RD02 (60 cm)	2.58	4.19	6.20	3.78	6.07	8.88	-0.56	5.73	10.01
RD03 (60 cm)	2.29	4.24	6.98	3.39	6.14	9.97	-0.62	5.73	11.27



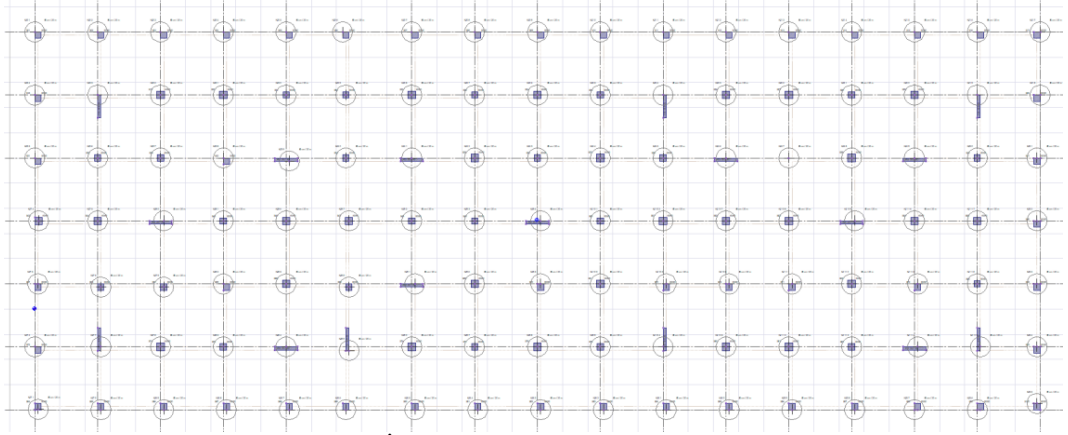
Şekil 5.13: 1.4G+1.6Q yükleme durumu için gerilme dağılımı



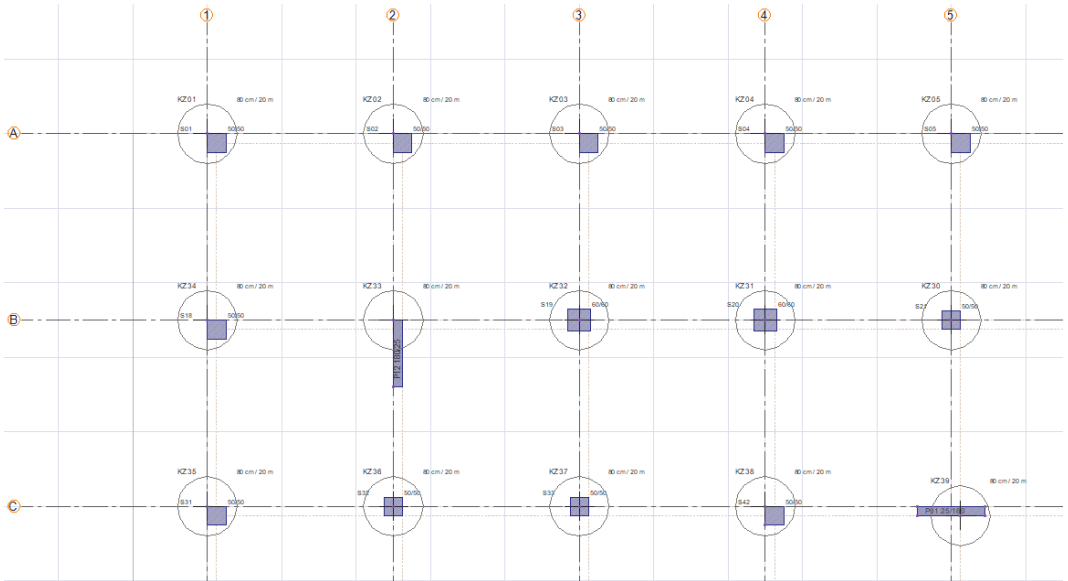
Şekil 5.14: G+Q yükleme durumu için gerilme dağılımı



Şekil 5.15: $G+Q'-E_y'-0.3E_x'+0.3E_z$ yükleme durumu için gerilme dağılımı



Şekil 5.16: İdecad programı ile oluşturulan kazık planı



Şekil 5.17: İdecad programı ile oluşturulan kazık planı yakın görünümü

60 cm radye temel üzerine tasarlanan yapının yükleme durumuna göre gerilme değerlerinin değişimi verilmiştir.

5.2.1 Taşıma Gücü Analizi

Türkiye Bina Deprem yönetmeliği kapsamında literatüre dayanan aşağıdaki formül kullanılmıştır.

$$q_k = 218 \text{ kPa} \quad q_t = 155 \text{ kPa}$$

$$q_t = 155 \text{ kPa} \geq \sigma_{z, \max} = 117 \text{ kPa} \text{ olarak ortaya çıkmıştır.}$$

Taşıma gücü açısından herhangi bir problem yoktur.

Yüzeysel temel oturmalar için iki farklı oturma hesabı yapılmalıdır. Ani ve konsolidasyon oturması olarak ikiye ayrılır. Literatürde bulunan bağıntılar kullanılmıştır. Temel altındaki 6 metre kil tabakası için oturma hesapları yapılmıştır.

5.2.2 Oturma Analizi

5.2.2.1 Ani Oturma

$$s_e = qB \left(\frac{1-u_s^2}{E_U} \right) \quad (\text{Janbu, Bjerrum, Kjaernsi 1956}) \quad (5.1)$$

E_U kil için drenajsız elastisite modülü olup,

Yumuşak – hassas killerde $E_U = (400 - 1000) c_u$

Orta katı – katı killerde $E_U = (1500 - 2400) c_u$

Çok katı killerde $E_U = (3000 - 4000) c_u$

Temeller için etki faktörü (I_p)

Tablo 5.4: Üniform yüklü bükülebilir altındaki ani oturmaya ait I_p değerleri, (Kumbasar, 1999)

Temel Şekli	$m_1=L/B$	I_p		
		Deforme edilebilir		Rijit
		Merkez	Köşe	
Dairesel	-	1.0	0.64	0.79
Dikdörtgen	1.0	1.12	0.56	0.88
	1.5	1.36	0.68	1.07
	2	1.53	0.77	1.21
	3	1.78	0.89	1.42
	5	2.10	1.05	1.70
	10	2.54	1.27	2.10
	20	2.99	1.49	2.46
	50	3.57	1.80	3.0
100	4.01	2.0	3.43	

$$s_e = qB \left(\frac{1 - \mu_s^2}{E_U} \right) I_p = 116.8 * 9.8 * \left(\frac{1 - 0.4^2}{30000} \right) * 1.42 = 0.046 \text{ m} = 4.6 \text{ cm}$$

5.2.2.2 Konsolidasyon Oturması

$$s_c = \Delta \sigma H m_v \quad (5.2)$$

$$\sigma'_{v0} = (18 * 1) + (19 * 3) = 75 \text{ kN / m}^2$$

$$\Delta \sigma_{@4m} = \frac{(55 * 9.8 * 84.7)}{(9.8 + 3)(84.7 + 3)} = 41 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma'_{v2} = 116 \text{ kN / m}^2 \quad m_v = 0.0003 \text{ kN / m}^2$$

$$s_c = 6 * 41 * 0.0003 = 0.074 \text{ m} = 7.4 \text{ cm}$$

6 m'lik kil tabakasında toplamda 12 cm oturma ortaya çıkmıştır. TBDY 2018 kapsamında yapı altındaki sınırların aşıldığı görülmüştür. Zemin iyileştirme yöntemlerinden herhangi birinin kullanılması öngörülmüştür.

5.3 Alt Yapı Tasarım

5.3.1 Jet grout Tasarım

Oturma ve sıvılaşma potansiyeli problemlerinin önlenmesi amacıyla temel alt kotundan itibaren 20 m boyunda, 80 cm çapında (D), merkezden merkeze 2 metre aralıklı jet grout kolonların yapılması sonucunda oturma ve sıvılaşma riski probleminin önlenebileceği hesaplarla gösterilmiştir.

Jet grout kolonların imalatı sonrasında yapılması düşünülen yapıların taşıma gücü ve oturma hesapları aşağıda verilmiştir. Analizler yapılırken jet grout kolonların grup davranışı dikkate alınmıştır. İlgili yapılardan zemine aktarılan yüklerin jet grout grubu ile güvenli olarak taşındığı ve oturma değerlerinin izin verilebilir sınır değerlerinin altına düştüğü görülmektedir.

Tablo 5.5: Jet grout taşıma gücü hesabı

Jetgroud çapı (m)	0.8	Jetgroud Kolon Taşıma Gücü Hesabı											
YASS(m)	5.0												
Zemin Türü	Tabaka Başlangıç (m)	Tabaka Son (m)	σ' (kN/m ²)		φ°	φ°_{sp}	K_s	c (kN/m ²)	α	fs (kn/m ²)	Q _s (kN)	Q _p (kN)	Q _{zemin} (kN)
			Tab. Baş	Tab. Son									
Düşük Plastisiteli Kil	1	7	18	114				50	0.8	40	602.40		
Killi Kum	7	8	114	124	11	7	0.81	23	1	23	87.44		
Siltli Kum	8	14	124	184	20	13	0.66	5	1	5	428.69		
Siltli Çakıl	14	16	184	204	22	15	0.63	4	1	4	176.00		
Siltli Kum	16	20	204	244	25	17	0.58				327.58	739.53	
											1622.1	739.53	1451

$$q_{zemin iyileştirme sonrası} = q_t(1 - a_r) + \frac{Q_{jettasarım}}{S_V \cdot S_H} = 155 * (1 - 0.12566) + \frac{1451}{2 * 2}$$

$$q_{zemin iyileştirme sonrası} = 498 \text{ kPa}$$

Zemin iyileştirme yatak katsayısı ise;

$$K = 40 * q_{sınır iyileştirme sonrası} * FS = 40 * 498 * 1.5 = 29880 \frac{kN}{m^3} \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

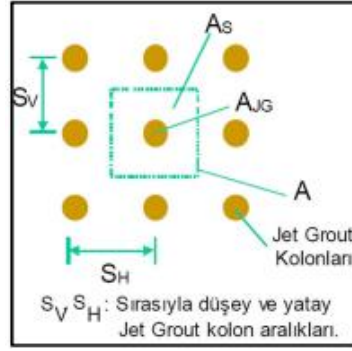
Jet grout kolonlar 20 m boyunda imal edilecek olduğu için etkili gerilme derinliği içerisinde konsolidasyon oturması ve sıvılaşma sonrası hacimsel deformasyon beklenmemektedir.

$$E_{JG} = 4370 \sqrt{f_{JG}} \text{ (Ref: ACI 318 - 89)} \quad (5.3)$$

$$G_{JG} = \frac{E_{JG}}{2(1+\nu)} \quad (5.4)$$

$$G_S = \gamma \cdot V_S^2 \quad (5.5)$$

Uygulamada gerçekleştirilen zemin değiştirilmesi miktarını tanımlamak üzere jet grout kolon alanının (AJG) birim hücre alanına (A) oranı olan, alan yer değiştirme oranı (a_r) aşağıdaki şekilde tanımlanmaktadır.



Şekil 5.18: Jet Grout kolon aralıkları ve mesafeleri (Alkaya ve Yeşil, 2011)

$$a_r = \frac{A_{JG}}{A} \quad (5.6)$$

$$G_r = \frac{G_{JG}}{G_S} \quad (5.7)$$

$$S_r = \frac{1}{(1+(G_r-1).a_r)} \quad (5.8)$$

iyileştirme sonrası sıvılaşma karşı güvenlik faktörü (FS);

$$FS = \frac{\tau_R}{\tau_{deprem}.S_r} \quad (5.9)$$

Tablo 5.6: SK-1 jetgrout sonrası sıvılaşma değerlendirilmesi

Sondaj No	Z(m)	G _{JG} (Mpa)	V _s (m/s)	G _S (Mpa)	Gr (Mpa)	S _r	FS Jet Öncesi	FS Jet Sonrası	Sıvılaşma Potansiyeli
SK1	10.5	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.60	4.48	Yok
SK1	12.0	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	1.43	10.68	Yok
SK1	13.5	2876.46	170	54.91	52.38	0.13			Yok
SK1	15.0	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.65	4.82	Yok
SK1	16.5	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.42	3.17	Yok
SK1	18.0	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.43	3.23	Yok
SK1	19.5	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.56	4.18	Yok

Tablo 5.7: SK-2 jetgrout sonrası sıvılaşma değerlendirilmesi

Sondaj No	Z(m)	G _{JG} (Mpa)	V _s (m/s)	G _S (Mpa)	Gr (Mpa)	S _r	FS Jet Öncesi	FS Jet Sonrası	Sıvılaşma Potansiyeli
SK2	7.5	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.82	6.14	Yok
SK2	9	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	1.48	11.06	Yok
SK2	10.5	2876.46	170	54.91	52.38	0.13			Yok
SK2	12	2876.46	170	54.91	52.38	0.13			Yok
SK2	13.5	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.55	4.13	Yok
SK2	15	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.61	4.56	Yok
SK2	16.5	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.67	5.02	Yok
SK2	18	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.55	4.07	Yok
SK2	19.5	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.58	4.34	Yok

Tablo 5.8: SK-3 jetgrout sonrası sıvılaşıma değerlendirilmesi

Sondaj No	Z(m)	G _{js} (Mpa)	V _s (m/s)	G _s (Mpa)	Gr (Mpa)	S _r	FS Jet Öncesi	FS Jet Sonrası	Sıvılaşıma Potansiyeli
SK1	10.5	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.73	5.44	Yok
SK1	12.0	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.51	3.77	Yok
SK1	13.5	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.47	3.52	Yok
SK1	15.0	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.39	2.92	Yok
SK1	16.5	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.61	4.53	Yok
SK1	18.0	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.31	2.31	Yok
SK1	19.5	2876.46	170	54.91	52.38	0.13	0.28	2.12	Yok

Jet grout kolonların yapısal kesit kontrolleri ise aşağıdaki denklemler yardımıyla yapılmıştır. Deprem neticesinde oluşacak ortalama kayma gerilmesi $\tau_{deprem(ort)}=60$ kPa civarında hesaplanmıştır. Birim alana gelen kayma kuvvetinin 80cm çapında 2m ara mesafeli kolon kesitince güvenli olarak taşınması gerekmektedir. Deprem oluşturduğu kayma gerilmelerinin kolon kesitine etki mertebesi aşağıdaki gibidir.

$$V_e = \tau_{deprem(ort)} \cdot (1 - S_r) \cdot S_V \cdot S_H \quad (5.10)$$

$$V_e = 60 \cdot (1 - 0,134) \cdot (2) \cdot (2)$$

$$V_e = 208 \text{ kN}$$

Kayma kuvvetinin 80 cm çapındaki kolon kesitince güvenli olarak taşınması gerekmektedir. Bu tahkik için jet grout kolonu kesme dayanımı (V_{jg}) değerinin depremin kolonda oluşturacağı kesme kuvvetinden (V_e) büyük olması gerekir.

$$V_{jg} = 0,3 \cdot \sqrt{f_{jg}} \cdot A_{jg} \quad (5.11)$$

$$V_{jg} = 0,3 \cdot \sqrt{2,5} \cdot \left(\frac{\pi \cdot (0,8)^2}{4} \right) \cdot 100$$

$$V_{jg} = 238 \text{ kN}$$

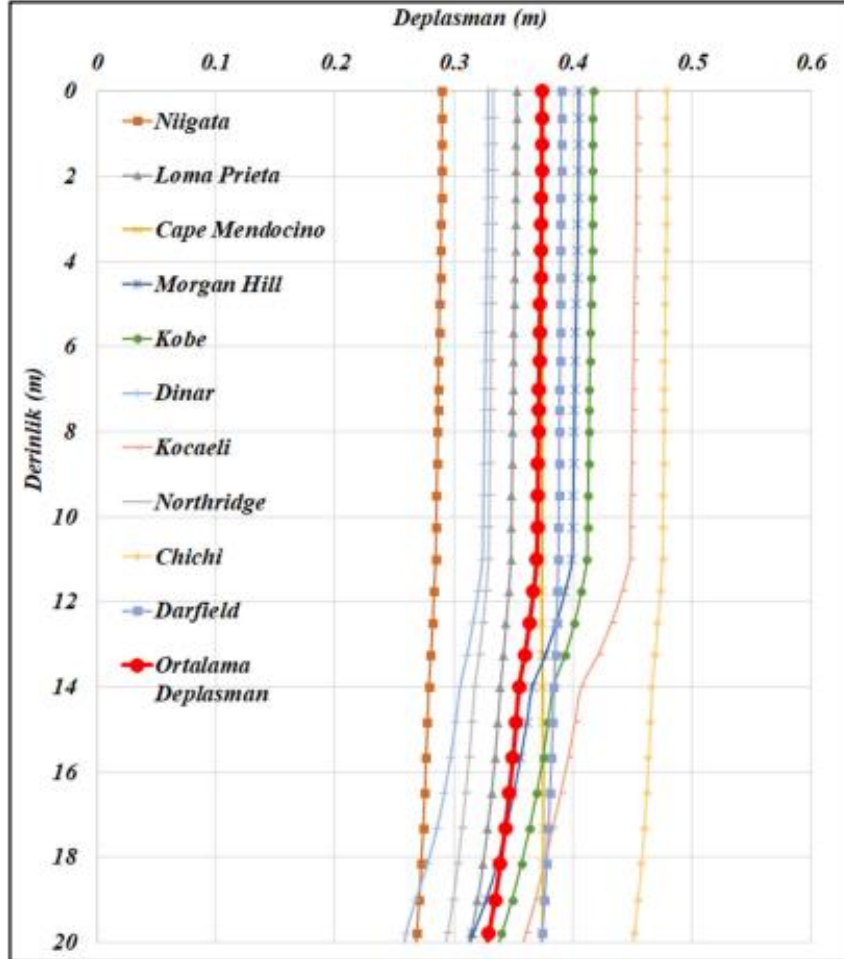
$$V_{jg} \geq V_e \quad \text{olduğunda kesit yeterlidir.}$$

5.3.2 Kazık Tasarım

Tribün yapısı için yapılan tasarımlar doğrultusunda İdecad programı üzerinden statik tasarım yapılmış olup bu tasarım doğrultusunda 85 adet 80 cm çapında kazık tasarımı yapılmıştır. Bu tasarıma sahaya özel zemin davranışı ile bulunan spektrum etki edilmiş ve Sap2000 programında doğrusal olmayan yaylar kullanılarak nonlineer analiz yapılmıştır.

5.3.2.1 Toplam Yer Değiştirmelerin Bulunması

Yapı kazık zemin etkileşiminde 3.yöntemde yer alan kinematik etkileşim için sahaya özel zemin davranışından elde ettiğimiz toplam yer değiştirmeler kullanılmıştır.

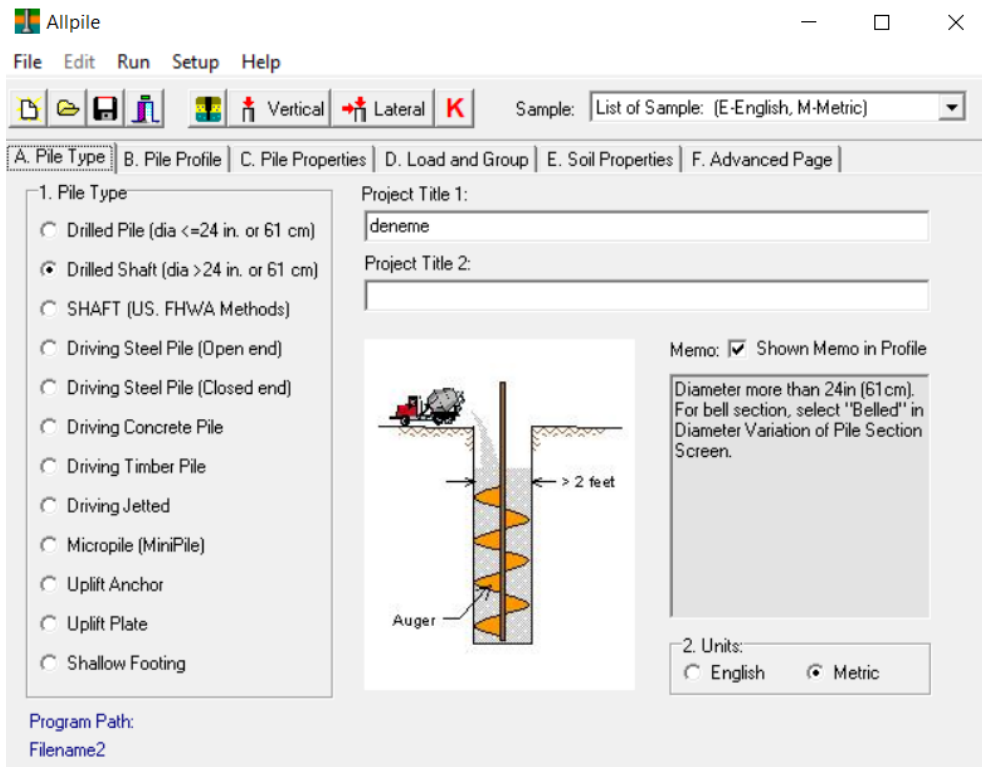


Şekil 5.19: Zemin yüzeyindeki yatay elastik spektral ivme değerleri

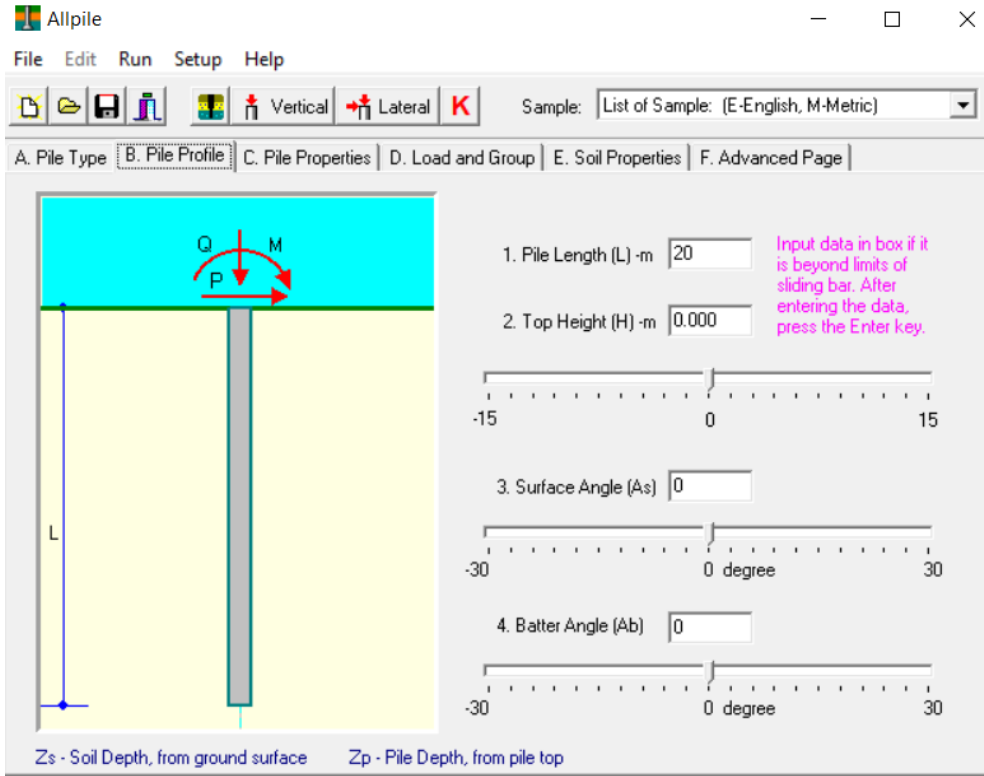
11 depremin zemin profili üzerindeki etkileri sonucunda zemin yüzeyinde yaklaşık 36 cm deplasman olduğu görülmüştür. Bu grafik zeminde iyileştirme yapılması gerekliliği ortaya konulmuştur.

5.3.2.2 Doğrusal Olmayan Yayların Elde Edilmesi (p-y, Q-z, t-z)

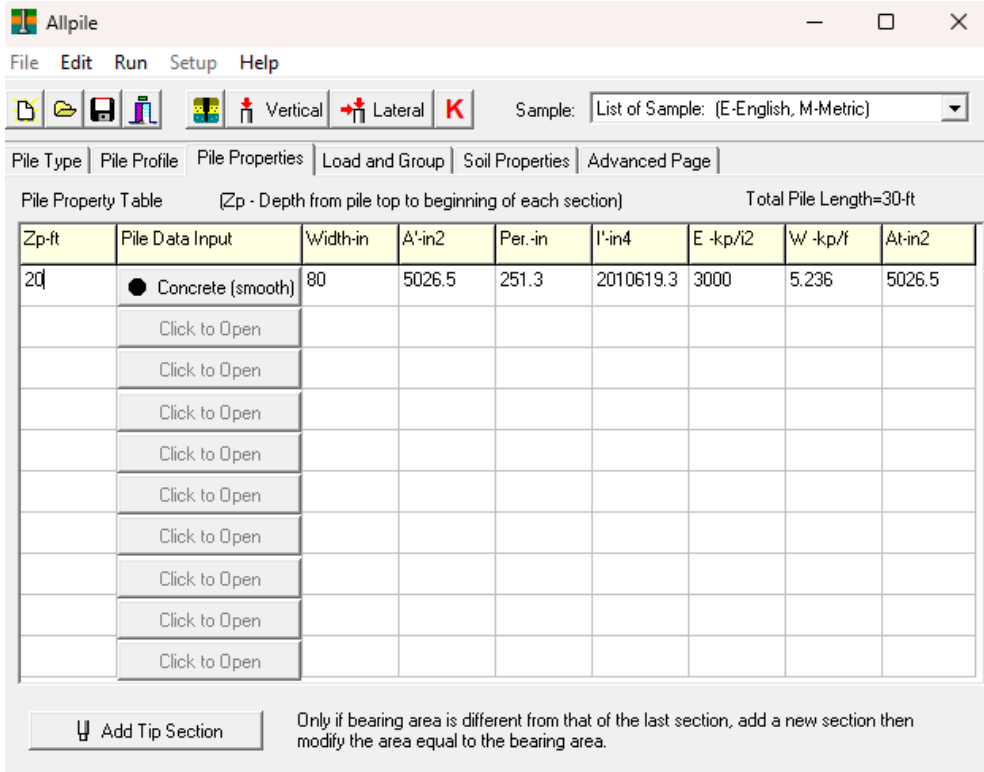
Yapı kazık zemin etkileşimi için doğrusal olmayan yaylar için k katsayıları Allpile programı ile elde edilmiştir. Eylemsizlik etkileşimi için alt yapı tasarımı için eğriler kullanılmıştır.



Şekil 5.20: Allpile programı kazık tipi seçimi

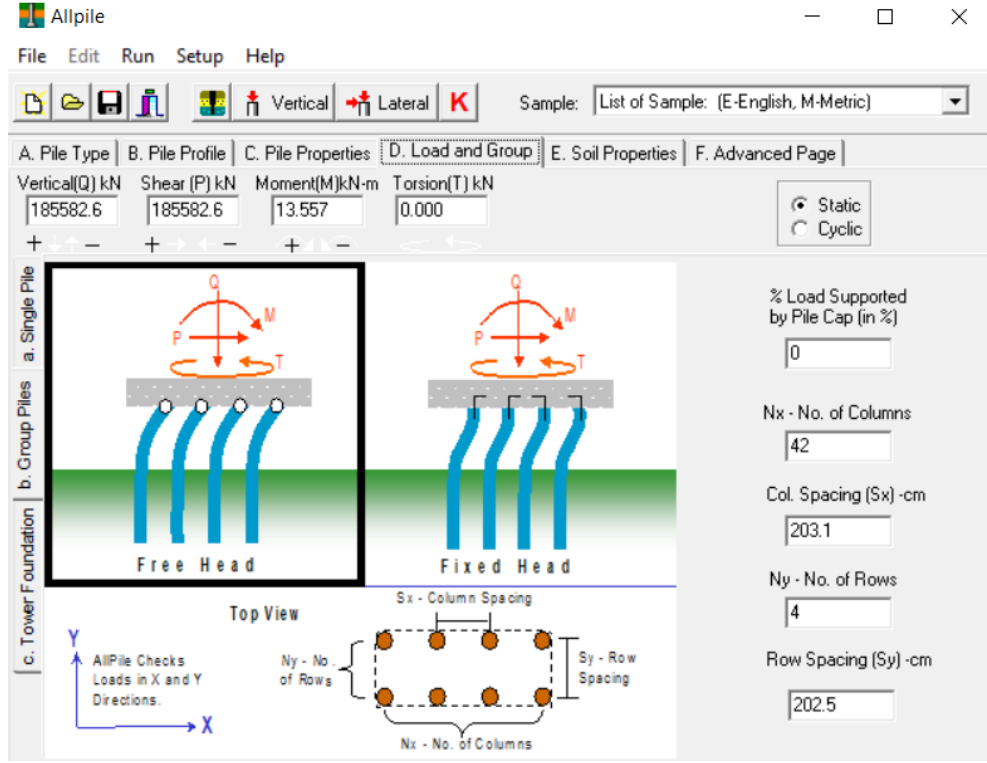


Şekil 5.21: Kazık profilinin tanımlanması



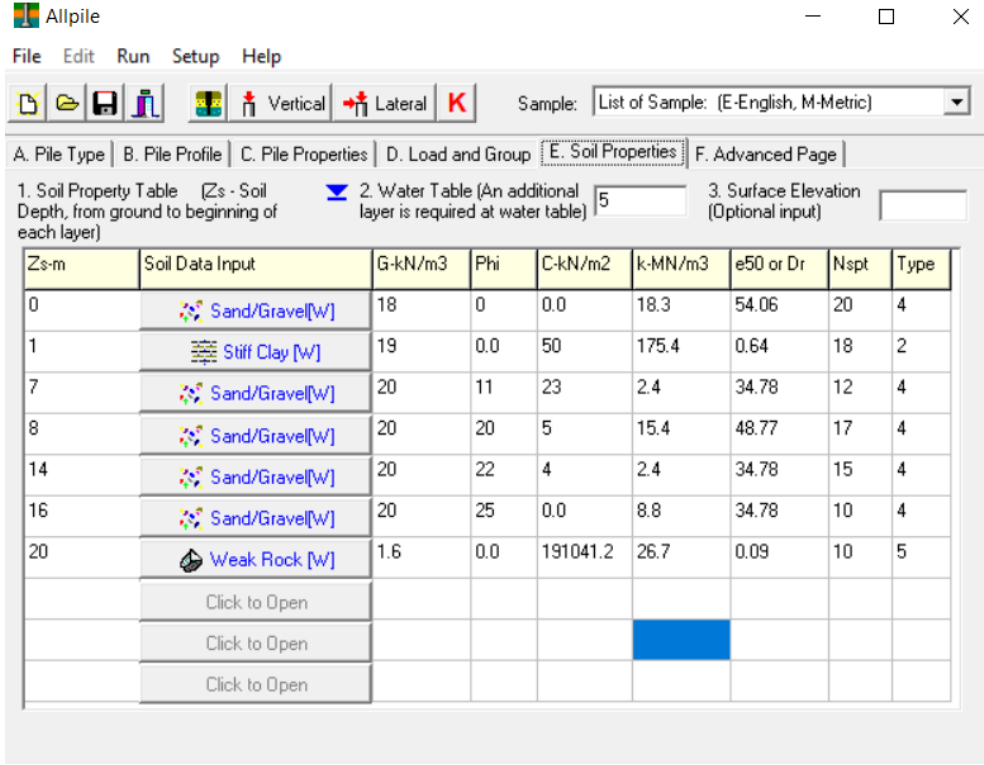
Şekil 5.22: Kazık özelliklerinin tayini

Kazıklara gelecek yükler İdecad programı ile hesaplanan statik yükler, deprem yükleri ve yanal toprak basıncı yükleri olarak programa girilmiştir. Şekil 5.29'da gösterilmiştir.



Şekil 5.23: Grup kazık seçimi ve kazığa etki edecek yüklerin tanımlanması

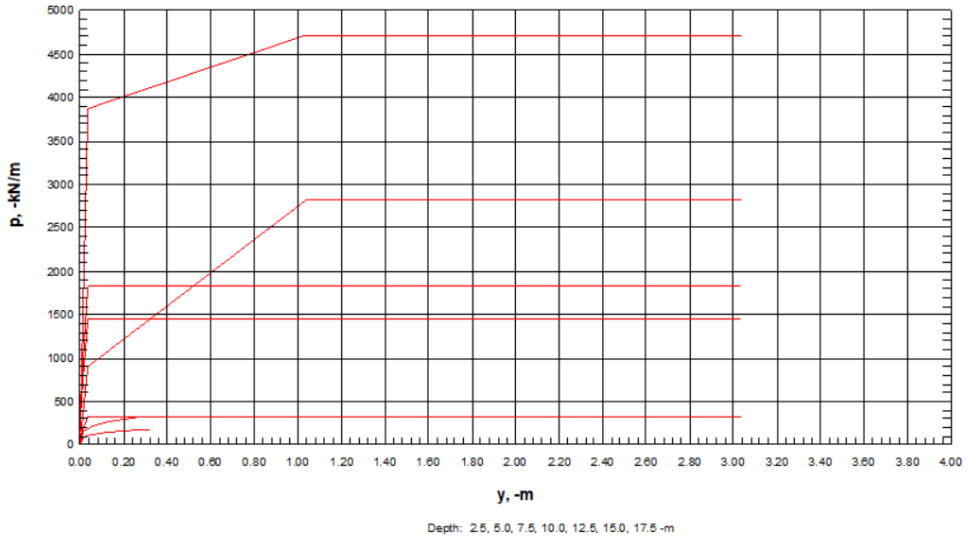
İdealize zemin profiline bağlı olarak zemin tanımlanması yapılmıştır. Bu tanımlamada zeminlerin dinamik özellikleri göz önüne alınmıştır. Zemin özellikleri Şekil 5.30'daki gibidir.



Şekil 5.24: Zemin profilinin tanımlanması

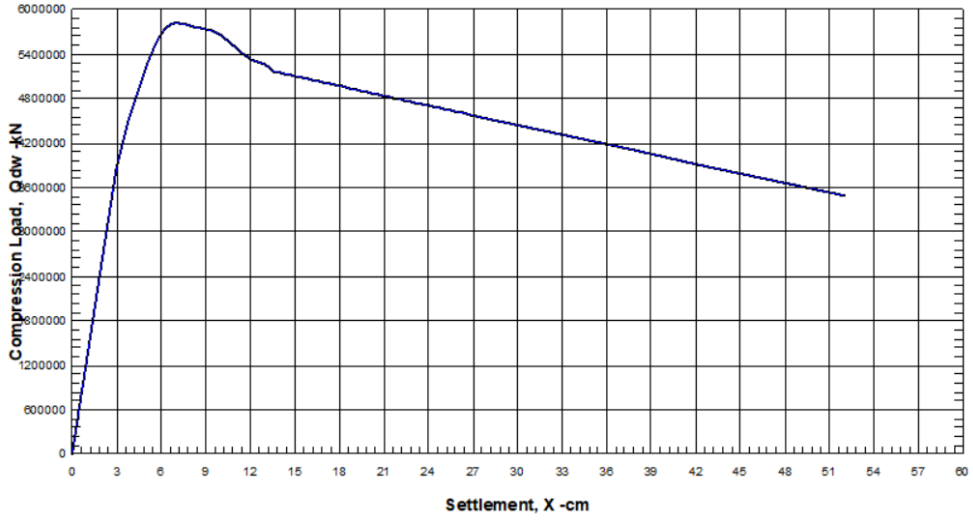
Eylemsizlik etkileşiminde kullanılacak yayların eğrileri Şekil 5.25, Şekil 5.26, Şekil 5.27’te verilmiştir.

P-Y curves for soils



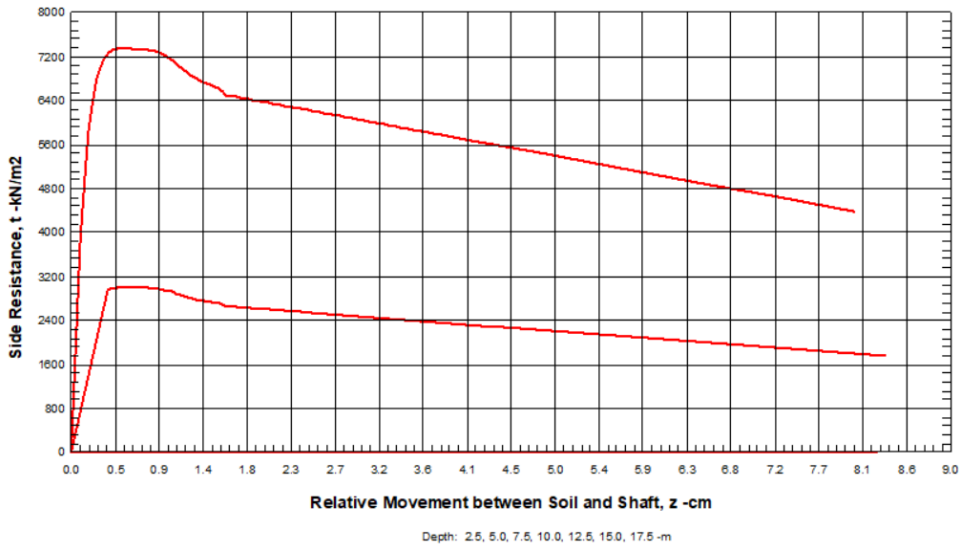
Şekil 5.25: Allpile programı ile oluşturulan p-y eğrileri

Vertical Load vs. Settlement

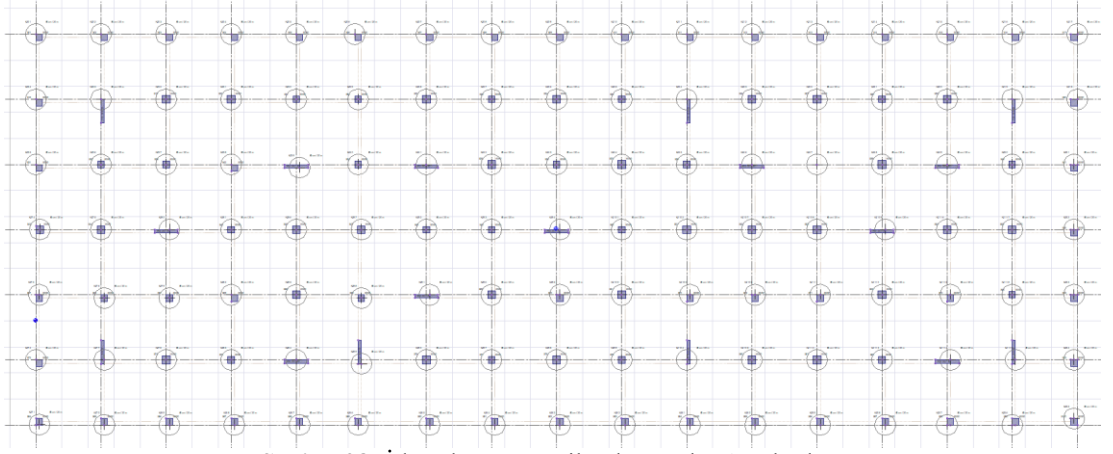


Şekil 5.26: Allpile Programı ile Oluşturulan Q-z Eğrileri

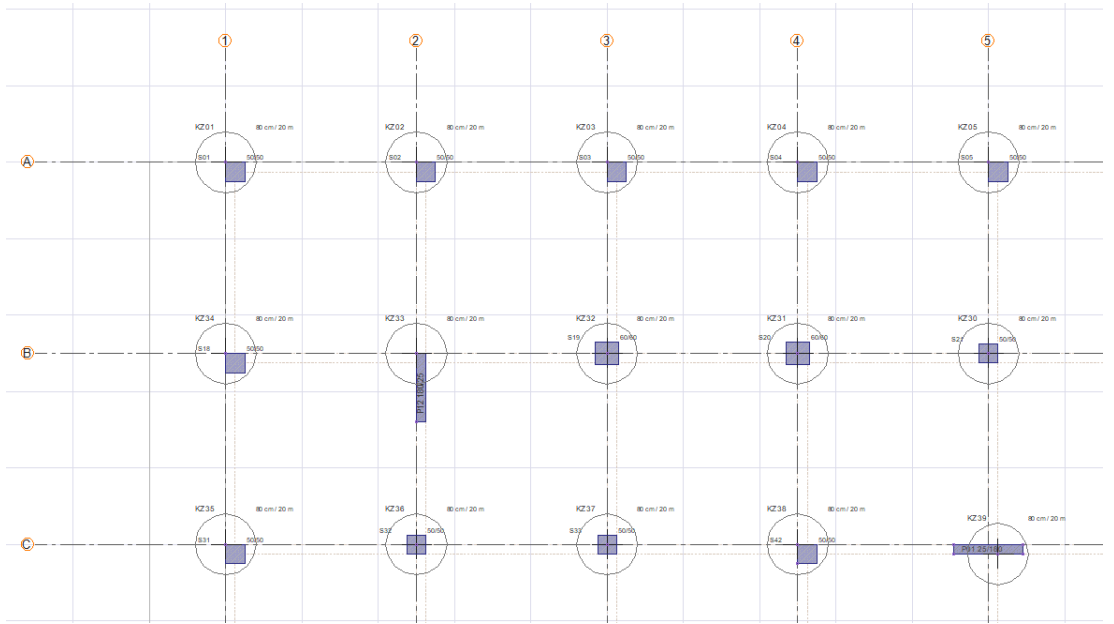
Side Resistance vs. Relative Movement between Soil and Shaft (t-z)



Şekil 5.27: Allpile programı ile oluşturulan T-z eğrileri



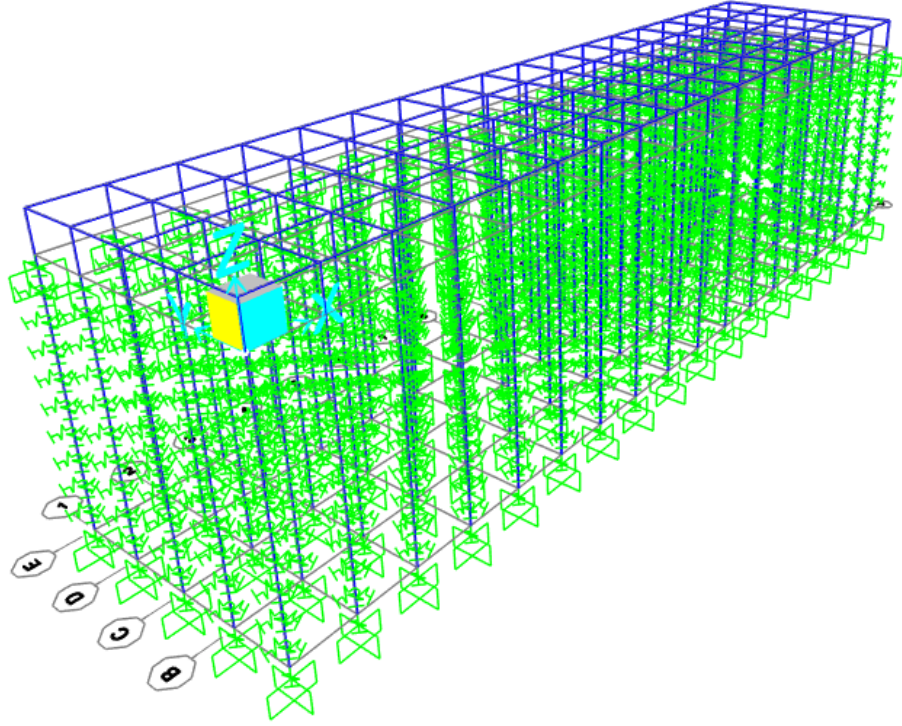
Şekil 5.28: İdecad programı ile oluşturulan kazık planı



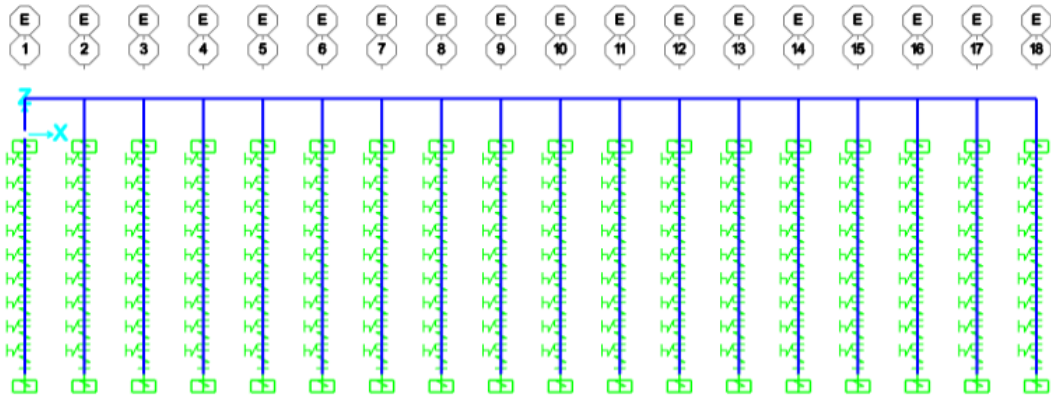
Şekil 5.29: İdecad programı ile oluşturulan kazık planı yakın görünümü

Kalıp planı hazırlanan yapımızın çubuk eleman olarak Sap2000 programında 3D tasarımı yapılmıştır. Bu tasarım kapsamında doğrusal olmayan yaylar tanımlanmış. Yapı-kazık-zemin etkileşimi 3.yöntem kullanılacağı için zemin modellemesi yapılmamıştır.

5.3.2.3 Modelleme



Şekil 5.30: Sap2000 çubuk eleman modeli



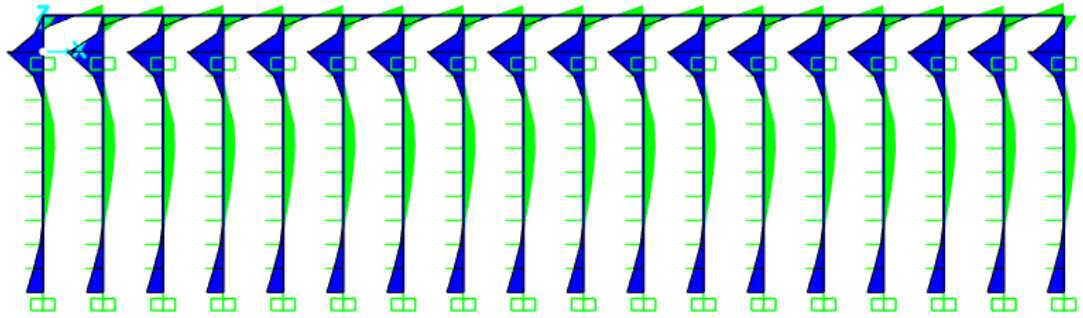
Şekil 5.31: Sap2000 P-y, Q-z, T-z yayların tanımlanması xz kesit

Betonarme kazıklar için kullanılabilen donatı miktarını belirlemek adına TS3168'de yer verilmiş dökme kazıklardaki koşullar bulunmaktadır.

Tablo 5.9: Yerinde dökme betonarme kazıklarda minimum donatı (TS-3168)

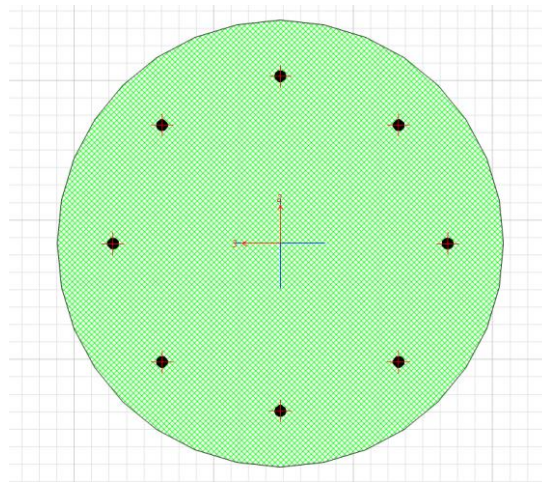
Kazık Anma Kesit Alanı : A_c	Boyuna donatı alanının alanı : A_s
$A_c \leq 0.5 \text{ m}^2$	$A_s \geq \%0.5 A_c$
$0.5 \text{ m}^2 < A_c \leq 1.0 \text{ m}^2$	$A_s \geq 0.0025 \text{ m}^2$
$A_c > 1.0 \text{ m}^2$	$A_s \geq \%0.25 A_c$

Üstyapıdan gelen yüklere maruz kalan çubuk modellerimizde oluşan max momentimiz 10747 kNm olarak karşımıza çıkmıştır. Bu momente uygun olarak Sap2000 programında 'Section Designer' ile kazık tasarımı yapılmıştır. Max moment değerinin alındığı grafiği Şekil 5.32'de verilmiştir.

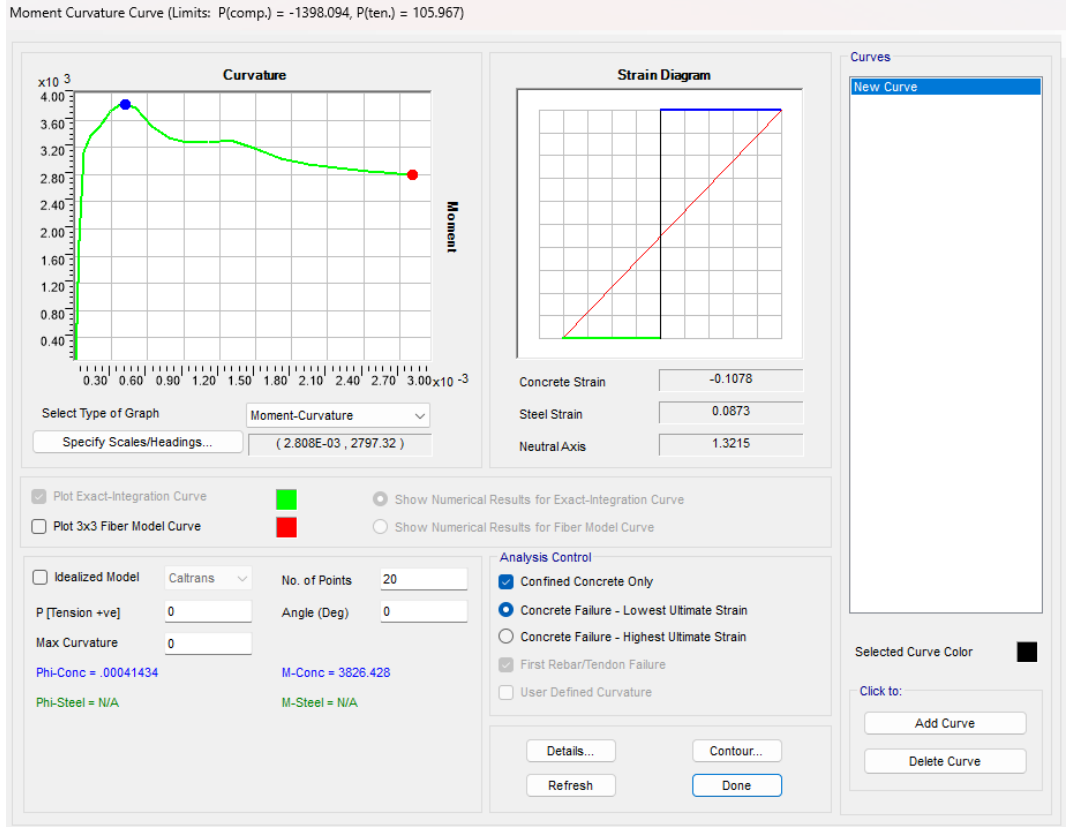


Şekil 5.32: Sap2000 kazıklara gelen moment grafiği şeması

Max moment kapsamında 8 Φ 20 donatı özelliklerine sahip 80 cm çapında 20 metre boyunda kazık tasarımı yapılmıştır. Boyuna donatı porsantajı %5 olarak seçilmiştir.



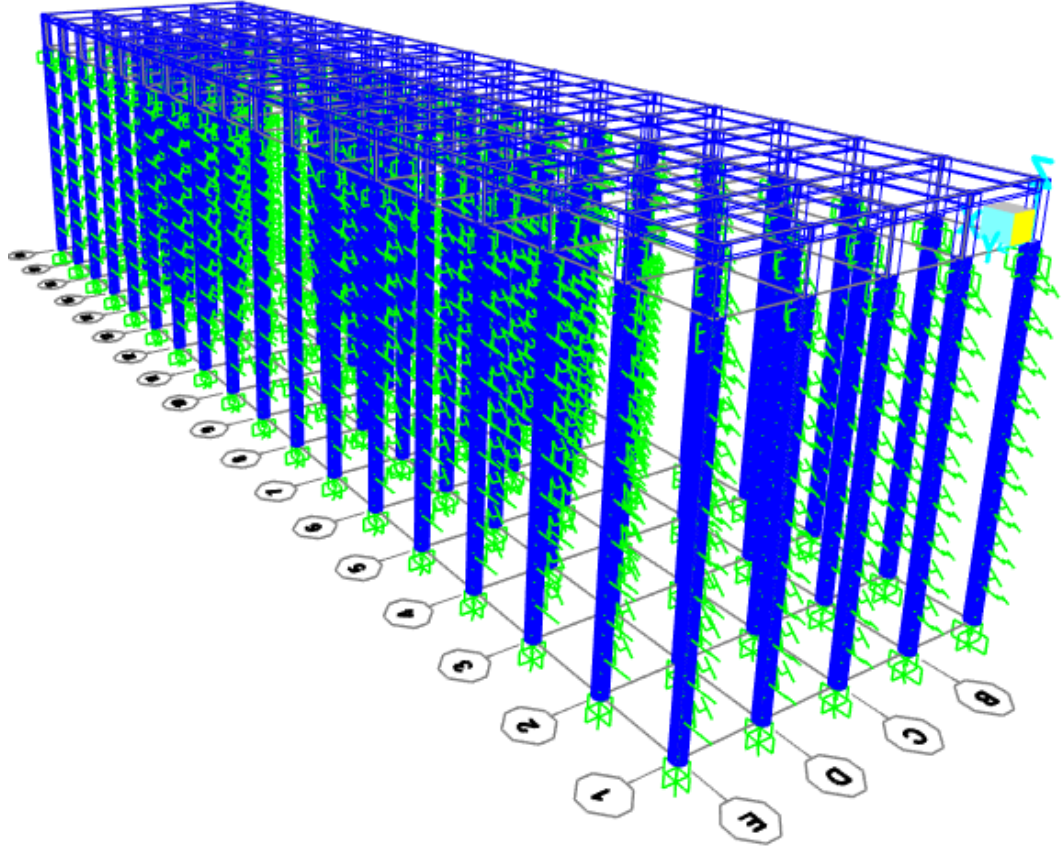
Şekil 5.33: Sap2000 kazık tasarım modeli



Şekil 5.34: Sap2000 kazıkların pirsantajı için moment kontrolü

Tasarımı yapılan kazık tasarımının karşılayabileceği max moment 10608 kNm olarak görülmüş yapılan tasarımının çalışma için minimum olduğu öngörülmüştür. Ek donatı ilave edilmesi önerilmiştir.

Minimum kazık tasarımı olarak değerlendirilebilecek 3D kazık modeli Şekil 5.35'de verilmiştir.



Şekil 5.35: Sap2000 kazık tasarım sonucu 3D model

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez kapsamında, inceleme alanındaki zeminin sıvılaşma analizleri kapsamında sahaya özel zemin davranışı ile açıklanması gereken ZF zemin sınıfına sahip çalışma alanı öncelikle sahaya özel zemin davranışı analizleri yapılarak tasarım için uygun bir zemin haline getirilmiştir. Tasarım açısından zemin iyileştirmesine ihtiyaç duyulan bu zeminde jet grout ve kazık tasarımı öngörülerek statik bir tasarıma uygun hale getirilmiştir. Tüm bu çalışmalar TBDY 2018 doğrultusunda yapılmıştır.

Ele alınan tribün binası için yapı kazık zemin etkileşimi kapsamında zeminlerin önemi anlaşılmış olup sahaya özel zemin davranışı basit ölçeklendirme yapılarak deprem kuvvetleri için hazır hale getirilmiş ve zemin iyileştirmesi yapılması öngörülmüştür.

İnceleme alanında yapılan zemin iyileştirme yöntemlerinden kazık tasarımı optimum çözüm açısından ve maliyet açısından avantajlı bulunmuştur. Zemin iyileştirmesi kapsamında yerinde dökme kazıklar ve tasarımı yapıp çap ve boy ile ilgili öngörülede bulunulmuştur. Bu doğrultuda yapı kazık zemin etkileşiminde kinematik ve eylemsizlik birlikte değerlendirildiği kazık tasarımında üst yapı yüklerinin temele aktardığı yükleri karşılayabilmek için kullanılan yaylar sistemin anlaşılabilmesini kolaylaştırmıştır.

Sonuç olarak kazıklı temellerde deprem yüklerinin tasarıma etkisi ortaya konulmuş ve sahaya uygun zemin davranışına bağlı olarak kazık tasarımının yapılması öngörülmüştür.

7. KAYNAKLAR

Abrahamson, N. A. (2006). Program SeismoMatch v2. Software capable of adjusting earthquake accelerograms to match a specific design response spectrum, using the wavelets algorithm proposed by Abrahamson [1992] and Hancock et al.[2006].

Algın, H.M., Ekmen, A.B., Yenmez, L., Baret kazıklı radye temellerin üç boyutlu sonlu elemanlar analizi, Teknik Dergi, 30 (5), 9443 - 9458, 2019.

ALKAYA, D., ÇOBANOĞLU, İ., YEŞİL, B., & Yildiz, M. Ş. (2011). The evaluation of stone column and jet grouting soil improvement with seismic refraction method: Example of Poti (Georgia) railway. Int J Phys Sci, 6(28), 6565-6571.

Allmond, J.D.A., Kutter, B.L., Design considerations for rocking foundations on unattached piles, J. Geotech. Geoenviron. Eng., 140 (10), 2014. 5. Armstrong, R.J., Boulanger, R.W.B., Beaty, M.H., Liquefaction effects on piled bridge abutments: Centrifuge tests and numerical analyses, 139 (3), 433- 443, 2013.

Allpile Software

Anastasopoulos, I., Kourkoulis, R., Gazetas, G., Tsatsis, A., Interaction of piled foundation with a rupturing normal fault, Geotechnique, 63 (12), 1042-1059, 2013.

API WSD RP-2A, Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms, American Petroleum Institute, 2000.

Armstrong, R.J., Boulanger, R.W., Beaty, M.H., Equivalent static analysis of piled bridge abutments affected by earthquake-induced liquefaction, J. Geotech. Geoenviron. Eng. 140 (8), 2014.

Ateş, B., Şadoğlu, E., Kum zeminlerdeki kazıklı radye temellerin optimum kazık aralığının deneysel olarak incelenmesi, Teknik Dergi, 32 (1), 10477-10494, 2021.

Atik, L. A., Abrahamson, N., Bommer, J. J., Scherbaum, F., Cotton, F., & Kuehn, N. (2010). The variability of ground-motion prediction models and its components. Seismological Research Letters, 81(5), 794-801.

Bagheri, M., Jamkhaneh, M.E., Samali, B., Effect of seismic soil-pile-structure interaction on mid-and high rise steel buildings resting on a group of pile foundations, Int. J. Geomech., 18 (9), 2018.

Bowles, J. E. (1988). Foundation analysis and design.

Budek, A. M., Priestley, M. J. N., & Benzoni, G. (2000). Inelastic seismic response of bridge drilled-shaft RC pile/columns. *Journal of structural engineering*, 126(4), 510-517.

Callisto, L., Rampello, S., Capacity design of retaining structures and bridge abutments with deep foundations, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 139 (7), 1086-1095, 2013.

Castelli, F., Maugeri, M., Post-earthquake analysis of a piled foundation, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 139 (10), 2013.

DEEPSOIL, SHAKE, and D-MOD for soils of Goa, India. In: *Geo-Congress 2014: Geo-characterization and Modeling for Sustainability*. 2014.

Federal Highway Administration (US). (2006). Highway statistics 2004. Federal Highway Administration.

Hashash, Y.M.A., Musgrove, M.I., Harmon, J.A., Groholski, D.R., Phillips, C.A., Park, D., DEEPSOIL 6.1, User Manuel, 2016.

Ídecad SOFTWARE.

İyisan, R., & Ansal, A. (1990). SPT-N darbe sayıları ile kayma mukavemeti ilişkisi. *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Üçüncü Ulusal Kongresi*, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul, Ekim, 1990, 303-314.

Jalali, M.M., Golmaei, S.H., Jalali, M.R., Borthwick, A., Ahmadi, M.K.Z., Moradi, R., Using finite element method for pile-soil interface (through Plaxis and Ansys), *J. Civ. Eng. Constr. Technol.*, 3 (10), 256-272, 2012.

Janbu, N., Bjerrum, L., & Kjaernsli, B. (1956). Soil mechanics applied to some engineering problems. Norwegian Geotechnical Institute.

Jeanjean, P. (2009, May). Re-assessment of py curves for soft clays from centrifuge testing and finite element modeling. In *Offshore technology conference* (pp. OTC-20158). OTC.

Kampitsis, A.E., Sapountzakis, E.J., Giannakos, S.K., Gerolymos, N.A., Seismic soil-ple-structure kinematic and inertial interaction - Anew beam approach, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, 211-224, 2013.

Keçeli, A. (1990). Sismik yöntemlerle müscade edilebilir dinamik zemin tasima kapasitesi ve oturmasının saptanması. *Jeofizik*, 4(2), 83-92.

Kumbasar, V., & Kip, F. (1999). Zemin mekaniği problemleri. Çağlayan Kitabevi.

Kuo, K.A., Hunt, H.E.M., Dynamic models of piled foundation, Transactions of the ASME, 65 (3), 2013.

Lim, H., Jeong, S., Simplified p-y curves under dynamic loading in dry sand, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 113, 101-111, 2018.

Lunne, T., Lacasse, S., Rad, N. S., & Decourt, L. (1990). SPT, CPT, pressuremeter testing and recent developments on in situ testing. Publikasjon-Norges Geotekniske Institutt, 179.

Luo, C., Yang, X., Zhan, C., Jin, X., Ding, Z., Nonlinear 3D finite element analysis of soil - pile - structure interaction system subjected to horizontal earthquake excitation, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 84, 145-156, 2016.

Ma, K., Xu, Q., Seismic softening behavior of pile-raft foundation constructed in clayey soil site subjected to far field earthquake, Journal of Vibroengineering, 16 (2), 560-574, 2014.

Matlock, H. (1970, April). Correlation for design of laterally loaded piles in soft clay. In Offshore technology conference (pp. OTC-1204). OTC.

Nabeshima, S., Reese, T. S., Landis, D. M., & Brightman, M. W. (1975). Junctions in the meninges and marginal glia. Journal of Comparative Neurology, 164(2), 127-169.

Ozkan, M. Y. (1998). A review of considerations on seismic safety of embankments and earth and rock-fill dams. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 17(7-8), 439-458.

Parcher, J. V., & Means, R. E. (1968). Soil mechanics and foundations.

Rahmani, A., Taiebat, M., Finn, W.D.L., Ventura, C.E., Evaluation of p-y springs for nonlinear static and seismic soil-pile interaction analysis under lateral loading. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 115, 438-447, 2018.

Rasathanesi, K. Kandilli Rasathanesi.

Reese, L. C., & Welch, R. C. (1975). Lateral loading of deep foundations in stiff clay. Journal of the Geotechnical engineering division, 101(7), 633-649.

SAP2000 SOFTWARE

Seed, H. B., Idriss, I. M., & Arango, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of geotechnical engineering*, 109(3), 458-482.

Sowers, G. F., & Kennedy III, C. M. (1954). Effect of repeated load application on soil compaction efficiency. *Highway Research Board Bulletin*, (93).

Stringer, M. E., Madabhushi, S.P.G., Re-mobilisation of pile shaft friction after an earthquake, *Canadian Geotechnical Journal*, 50 (9), 2013.

Stringer, M., Madabhushi, G., The effect of pile installation method on dynamic pile response, 11 (2), 87-99, 2011.

Stringer, M.E., Madabhushi, S.P.G., Axial load transfer in liquefiable soils for free-standaing piles, *Geotechnique*, 63 (5), 400-409, 2013.

T.C. İçişleri Bakanlığı Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı Deprem Tehlike Haritaları, <https://tdth.afad.gov.tr>. 2018. 25.02.2021.

Taşan H.E., Savidis S.A., Akdağ C.T., Pore water pressure development around the monopile foundations of offshore wind energy converters, Açık deniz rüzgar enerjisi türbinleri tekil kazık temellerinin çevresindeki boşluk suyu basıncı gelişimi, *Journal of the Faculty of Engineering and Architecture of Gazi University*, 29 (2), 331-341, 2014.

Tschebotarioff, G. (1973). foundations, retaining and earth structures-the art of design and construction and its scientific bases in soil mechanics (No. Textbook).

White, F., Ingram, P., & Nicholson, D. (2019). An update of the SPT-cu relationship proposed by M. Stroud in 1974. In *Proceedings of the XVII European Conference of Soil Mechanics Geotechnical Engineering*, Reykjavik.

White, F., Ingram, P., & Nicholson, D. (2019). An update of the SPT-cu relationship proposed by M. Stroud in 1974. In *Proceedings of the XVII European Conference of Soil Mechanics Geotechnical Engineering*, Reykjavik.

Youd, T. L., & Idriss, I. M. (1997, December). Technical Report NCEER-97-0022. In *Proceedings of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo NY.

Zarzalejos, J.M., Aznarez, J.J., Padron, L.A., Maeso, O., Influences of type of wave and angle of incidence on seismic bending moments in pile foundations, *Earthquake Engng Struct. Dyn.*, 43 (1), 41-59, 2014.