İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DENİZ ÜSTÜ RÜZGAR TÜRBİNİ TEMEL TASARIMI VE TÜRKİYE'DE KAZIKLI BİR UYGULAMASI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Yavuz KUTLU

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği

OCAK 2011

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DENİZ ÜSTÜ RÜZGAR TÜRBİNİ TEMEL TASARIMI VE TÜRKİYE'DE KAZIKLI BİR UYGULAMASI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Yavuz KUTLU
501071315

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 20 Aralık 2010
Tezin Savunulduğu Tarih : 28 Ocak 2011

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Mete İNCECİK (İTÜ)

Diğer Jüri Üyeleri : Doç. Dr. Recep İYİSAN (İTÜ)
Doç. Dr. Mehmet BERİLGEN (YTÜ)

OCAK 2011

ÖNSÖZ

Öncelikle inşaat yüksek mühendisliği eğitimine başladığım andan itibaren her zaman yanımda olan ve beni destekleyen, beni büyüten, okutan ve sevgilerini benden esirgemeyen çok kıymetli annemle babama ve kardeşlerime çok teşekkür ederim. Geoteknik mühendisliği programında aldığım eğitim sırasında bilgi ve tecrübesinden yararlandığım ve aynı zamanda lisans eğitimimde bitirme tezimin de danışmanlığını yapan değerli hocam Prof. Dr. Mete İncecik'e teşekkürlerimi bir borç bilirim. Beni inşaat mühendisi olmam konusunda ilk başta yüreklendiren ve eğitimime başladığım andan itibaren maddi manevi hiç bir desteğini benden esirgemeyen, bana güvenen ve iyi bir mühendis olma yolunda ilerlememi sağlayan sevgili dayım, patronum ve büyük mühendis Mustafa Ali Gülver'e ve beraber çalıştığım mühendis ağabeyim Tolga Kutlu, kuzenlerim Murat Emre Batmaz, Gökhan Metin Batmaz, ve Türkiye'de özel sektörde çalışan en büyük geoteknik mühendisi olduğuna inandığım Ercan Tezcanlı ve tüm MAG Mühendislik ailesine sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Tezimi hazırlamam esnasında benden yardımlarını esirgemeyerek değerli bilgiler edinmemi ve kullanmamı sağlayan ve şu anda Türkiye'de deniz üzeri CPT Deneyi yapan tek insan olan değerli geoteknik mühendisi ağabeyim Semih Tuncer ve bana yine aynı şekilde değerli zamanını ayıran mühendis Fevzi Fırat Bozacı'ya teşekkürü bir borç bilirim. Son olarak ise, her türlü zorlukta, iyi günde, kötü günde yanımda olan, en değerli hazinem, ve önünde parlak bir geleceği olan İstanbul Teknik Üniversitesi araştırma görevlilerinden geoteknik mühendisi ve doktora öğrencisi eşim Nil Kutlu'ya teşekkürlerimin aslan payını bırakıyorum.

Ocak 2011

Yavuz KUTLU
(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ..... **v**
İÇİNDEKİLER ..... **vii**
KISALTMALAR ..... **ix**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xv**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xvii**
ÖZET ..... **xix**
SUMMARY ..... **xxi**
1. GİRİŞ **1**
1.1 Amaç ve Hedef 4
2. RÜZGAR ENERJİSİ VE TÜRBİNİ TEKNOLOJİSİ **5**
2.1 Rüzgar Enerjisinden Faydalanmanın Tarihsel Gelişimi 6
2.2 Türkiye'de Rüzgar Enerjisinden Faydalanma 7
2.3 Deniz Üstü Rüzgar Türbini Uygulaması 11
2.3.1 Dünyada Deniz Üstü Rüzgar Endüstrisi 12
2.3.2 Deniz Üstü Rüzgar Türbini Geotekniği 14
2.4 Konuyla İlgili Ulusal ve Uluslararası Şartnameler 16
3. TEMEL ÇEŞİTLERİ **17**
3.1 Kazıklı Temeller 17
3.1.1 Tekil kazıklı temeller 18
3.1.2 Grup kazıklı temeller 20
3.1.3 Kafes sistemler 21
3.2 Ağırlık Temeller 22
3.3 Vakumlu Kova Kesonlar 24
3.4 Yüzer Sistemler 27
4. DENİZİÇİ SAHA ARAŞTIRMALARI VE ZEMİN ETÜDLERİ **29**
4.1 Saha Araştırması Aşamaları 30
4.2 Geoteknik Zemin Etüdleri 33
4.2.1 Sondaj ve örnekleme 33
4.2.2 Arazi deneyleri 38
4.2.2.1 Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) 39
4.2.2.2 Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) 40
4.2.2.3 Arazi vane deneyi 43
4.2.2.4 Diğer arazi deneyleri 45
4.2.3 Laboratuvar Deneyleri 45
4.3 Deniz Tabanı Stabilitesi ve Oyulma 49
4.4 Deniz İçi Saha Araştırmalarında Kullanılan Ekipmanlar 52
5. TASARIM KRİTERLERİ **55**
5.1 Norveç Şartnamesi DNV'de Tanımlanmış Tasarım Kriterleri 56
5.1.1 Sınır Durum Halleri 56
5.1.2 Tasarım Yöntemleri 59
5.2 Sismik Tasarım Kriterleri 61
5.2.1 OCDI ve AASHTO Sismik Tasarım Kriterleri 62

5.2.2 DLH Sismik Tasarım Kriterleri 65
5.2.2.1 DLH Deprem Teknik Şartnamesi Tasarım Spektrumu 69
5.2.2.2 Dayanıma Göre Tasarım İçin Deplasman Sınırları 71
5.2.2.3 Kazık - Zemin Etkileşimine Dair Kriterler 72
6. YÜKLEME KRİTERLERİ 83
6.1 Yükler 83
6.1.1 Zati Yükler 84
6.1.2 Rüzgar Yükleri 86
6.1.3 Dalga Yükleri 89
6.1.4 Deprem Yükleri 93
6.1.4.1 OCDI Deprem Yükleri 93
6.1.4.2 AASHTO Deprem Yükleri 94
6.1.4.3 DLH Deprem Yükleri 95
6.1.5 Diğer Yükler 98
6.2 Yük Kombinasyonları 99
7. TÜRKİYE ŞARTLARINDA KAZIKLI DENİZ ÜSTÜ RÜZGAR TÜRBİNİ UYGULAMASI 101
7.1 Saha ve Zemin Şartları 101
7.2 Türbin Seçimi 103
7.3 Tekil Kazıklı Temel Hesapları 104
7.3.1 Sistem Geometrisinin ve Modelinin Oluşturulması 104
7.3.2 Yükler ve Yük Kombinasyonları 107
7.3.3 Sistemin Çözüm ve Analizi 113
7.4 Grup Kazıklı Temel Hesapları 116
7.4.1 İşletme ve Fırtına Yüklerine Göre Lineer Analiz 117
7.4.1.1 Sistem Geometrisinin ve Modelinin Oluşturulması 117
7.4.1.2 Yükler ve Yük Kombinasyonları 121
7.4.1.3 Sistemin Çözüm ve Analizi 124
7.4.2 Deprem Yüklerine Göre Nonlineer Analiz 127
7.4.2.1 Nonlineer Zemin - Kazık Modeli 128
7.4.2.2 Kazıklar Üzerine Yığılı Plastik Mafsal Tanımlanması 133
7.4.2.3 Kazıklar Üzerine Tanımlanan İlave Kütleler 135
7.4.2.4 Yığılı Kütle Modeli ve Eşdeğer Deprem Kuvvetleri Hesabı 136
7.4.2.5 Artımsal İtme Analizi Sonuçları 138
8. SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ 143
KAYNAKLAR 145

KISALTMALAR

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation
API: American Petroleum Institute
ASCE: American Society of Civil Engineers
AWEA: American Wind Energy Association
CPT: Cone Penetration Test
DGT: Dayanıma Göre Tasarım
DLH: Demiryollar, Limanlar ve Hava Meydanları
DNV: Det Norske Veritas
D.Ü.R.: Deniz Üstü Rüzgar
EWEA: European Wind Energy Association
FEMA: Federal Emergency Managment Agency
GS: Güvenlik Sayısı
İH: İleri Hasar
İSD: İşletilebilirlik Sınır Durumu
KH: Kontrollü Hasar
KSD: Kazasal Sınır Durum
MH: Minimum Hasar
NSD: Nihai Sınır Durum
OCDI: The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan
RES: Rüzgar Enerji Santrali
SDF: Sinüsoidal Dalga Fonksiyonları
SPT: Standard Penetration Test
ŞGT: Şekil Değiştirmeye Göre Tasarım
TS: Türk Standartları
UAC: United States Army Corps

SEMBOL LİSTESİ

A : Yükleme durumunun statik veya tekrarlı olmasına ilişkin katsayı
A : Bölge sismik katsayısı (AASHTO)
a : Eksenel akım azaltma faktörü
$\mathbf{a^{(i)}_1}$: x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait spektral ivme
$\mathbf{A_b}$: Kazık uç kesit alanı
$\mathbf{A_d}$: Rotorun taradığı alan
$\mathbf{A_s}$: Kazık çevre alanı
c : Rüzgar yükü arttırma katsayısı
C : Sismik katsayı
$\mathbf{C_0}$: Bölge sismik katsayısı (OCDI)
$\mathbf{C_1,C_2,C_3}$: İçsel sürtünme açısına bağlı olarak elde edilen katsayılar
$\mathbf{C_B}$: Sondaj kuyusu çap düzeltmesi
$\mathbf{C_D}$: Sürükleme sabiti (şekil faktörü)
$\mathbf{C_M}$: Atalet kuvveti sabiti
$\mathbf{C_R}$: Tij uzunluğu düzeltmesi
$\mathbf{C_S}$: Numune düzeltmesi
$\mathbf{c_u}$: Zemin drenajsız kayma mukavemeti
D : Vane aparatı çapı
D : Kazık çapı
d : Yapı önü su derinliği
$\mathbf{d^{(i)}_1}$: x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait spektral yer değiştirme
E : Yatay deprem kuvveti
$\mathbf{E_m}$: Tokmak enerji düzeltmesi
$\mathbf{E_s}$: Çelik elastisite modülü
$\mathbf{E_{zemin}}$: Zemin elastisite modülü
F : Çelik boru kazık çelik kesit alanı
f : kazık uç deplasmanı
$\mathbf{F_a}$: Kısa periyod zemin katsayısı
$\mathbf{f_c}$: Koni penetrasyon deneyinde ortalama çevre sürtünmesi
$\mathbf{F_i}$: Kazığın (i)'inci noktasına tanımlanan eşdeğer deprem kuvveti
$\mathbf{F_{iç}}$: Çelik boru kazık kesiti iç alanı
$\mathbf{F_{kaz}}$: Çelik boru kazık kesiti dış alanı
$\mathbf{F_m}$: Nihai dalga kuvveti
$\mathbf{f_s}$: Nihai çevre sürtünmesi değeri
$\mathbf{F_v}$: 1.0 s periyodu zemin katsayısı
$\mathbf{f_y}$: Çelik akma dayanımı
g : Yerçekimi ivmesi
H : Vane aparatı uzunluğu
$\mathbf{H_0}$: Açısal düzeltme yapılmış açık deniz dalga yüksekliği
$\mathbf{H'_0}$: Açık deniz dalga yüksekliği
$\mathbf{h_i}$: kazık serbest boyu

H_s : Yapı önü dalga yüksekliği
I : Yapı önem katsayısı
$I_{kazık}$: Kazık atalet momenti
J : 0.25 ile 0.50 arasında değişen ampirik bir sabit
k : Zemin tabakasının başlangıç modülü
K : API Yanal toprak basıncı katsayısı (yatay efektif gerilmenin düşey efektif gerilmeye oranı)
$k1,k2$: Taşıma gücü katsayıları
k_h : Yatay yatak katsayısı
K_R : Dalga açısına bağlı bir parametre
K_s : Tasarım dalga yüksekliği oranı
k_v : Düşey yatak katsayısı
k_{yay} : Lineer yay sabiti
L : Kazık çakım boyu
l : Ankastrelik noktasının altında kalan ve analizde ihmal edilen kazık boyu
L_0 : Dalga uzunluğu
L_{x1} : x doğrultusunda kazıklı sistemin tüm kotlarında etki eden kütle ile genlik çarpımının toplamı
l_{yay} : Noktasal yayın temsil ettiği kazık parçası uzunluğu
L_z : Kazık ankastrelik boyu
L'_z : Düzeltilmiş kazık ankastrelik boyu
M_1 : Spektral dönüşümde kullanılan bir parametre
m_i : Kazığın (i)'inci noktasında tanımlı olan yığılı kütle
M_{n-n} : Düzlemdeki herhangi bir doğrultudaki toplam kesit momenti
M_t : Toplam kütle
M_{x1} : x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle
N : Arazide kaydedilen SPT-N değeri
N : Kesitteki eksenel (normal) kuvvet
N_{60} : Düzeltilmiş SPT-N değeri
N_k : Sistemdeki toplam kazık adedi
N_q : Boyutsuz uç taşıma gücü faktörü
$Ø_i$: Kazığın (i)'inci noktasının göreli modal yer değiştirmesi
$Ø_m$: Dalga mekaniğinde dalga kuvvetine ilişkin fonksiyonel bir sayı
p : Dalga yükü
P' : Ankastrelik noktasında elde edilen maksimum kazık kuvveti
p_5 : 5 yılda bir gelen en yüksek dalga yükü
p_{50} : 50 yılda bir gelen en yüksek dalga yükü
$p_{u(s,d)}$: Nihai direnç (kuvvet/birim boy, s=sığ , d= derin)
Q : Kazık ucunda mobilize olmuş uç taşıma kapasitesi
q : Rüzgar yükü
Q_{all} : Kazık müsaade edilebilir taşıma gücü
q_c : Koni penetrasyon uç direnci
Q_F : Kazık nihai taşıma gücü
Q_p : Toplam kazık uç taşıma kapasitesi
Q_T : Kazık toplam taşıma gücü
q_u : Serbest basınç dayanımı
R : Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_{a(T)}$: Deprem yükü azaltma katsayısı

$\mathbf{S}$: Zemin faktörü
$\mathbf{S_1}$: 1.0 s periyodu için spektral ivme değeri
$\mathbf{S_a}$: Spektral ivme
$\mathbf{S_{ae}}$: Elastik spektral ivme
$\mathbf{S_{ae(T)}}$: T periyoduna karşı gelen elastik spektral ivme
$\mathbf{S_d}$: Spektral deplasman
$\mathbf{S_{M1}}$: Zemin dahil edilmiş, 1.0 sn periyot için spektral değer
$\mathbf{S_{MS}}$: Zemin dahil edilmiş, kısa periyot için spektral değer
$\mathbf{S_s}$: Kısa periyod için spektral ivme değeri
$\mathbf{T}$: Zemine etki ettirilen burulma momenti
$\mathbf{T}$: Dalga periyodu
$\mathbf{t}$: Kazık yüzeyinde mobilize olan sürtünme gerilmesi
$\mathbf{T_0}$: DLH tasarım spektrumu 1. köşe periyodu
$\mathbf{T_L}$: DLH tasarım spektrumu için T=12sn periyodu
$\mathbf{t_{max}}$: Nihai çevre sürtünmesi değeri
$\mathbf{T_s}$: DLH tasarım spektrumu 2. köşe periyodu
$\mathbf{T_{x,1}}$: x deprem doğrultusunda hakim (birinci) doğal titreşim periyodu
$\mathbf{U_5}$: 5 yılda bir gelen en yüksek rüzgar hızı değeri
$\mathbf{U_{50}}$: 50 yılda bir gelen en yüksek rüzgar hızı değeri
$\mathbf{U_\infty}$: Rüzgar serbest akım hızı
$\mathbf{U_{ser}}$: İşletme anında türbine gelen en yüksek rüzgar hızı değeri
$\mathbf{U^{(i)}_{x,1}}$: x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait yer değiştirme
$\mathbf{v_s}$: Kayma dalgası hızı
$\mathbf{V_t}$: Bir kazığa gelen toplam eşdeğer yatay deprem yükü
$\mathbf{V_{x,1}}$: x deprem doğrultusunda hakim (birinci) modda toplam eşdeğer deprem yükü
$\mathbf{V^{(i)}_{x,1}}$: x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait taban kesme kuvveti
$\mathbf{W}$: Rüzgar kuvveti
$\mathbf{W}$: Yapı Ağırlığı
$\mathbf{W}$: Kesitin mukavemet momenti
$\mathbf{W_5}$: 5 yılda bir gelen en yüksek rüzgar hızına göre rüzgar kuvveti
$\mathbf{W_{50}}$: 50 yılda bir gelen en yüksek rüzgar hızına göre rüzgar kuvveti
$\mathbf{w_{ek\text{-}su}}$: Kazık içi ek su kütlesinin birim kazık uzunluk ağırlığı
$\mathbf{w_{kaz\text{-}su}}$: Kazık içinde hapsolmuş suyun birim kazık uzunluk ağırlığı
$\mathbf{w_{kum}}$: Kazık içi kum kesit birim kazık uzunluk ağırlığı
$\mathbf{W_{ser}}$: İşletme anında türbine gelen rüzgar kuvveti
$\mathbf{X}$: Zemin yüzeyinden itibaren derinlik
$\mathbf{X_R}$: Direnci azalmış bölgenin zemin yüzeyinden itibaren derinliği
$\mathbf{y}$: Kazıkla temas halinde olan zeminin yatay ötelenme miktarı
$\boldsymbol{\alpha}$: Boyutsuz adezyon katsayısı
$\boldsymbol{\alpha}$: Düzeltilmiş dalga açısı
$\boldsymbol{\alpha'}$: Dalganın yapıya geldiği açı
$\boldsymbol{\beta}$: Deplasman sınırı hesabı için R'ye bağlı bir katsayı
$\boldsymbol{\gamma}$: Sapma Açısı
$\boldsymbol{\gamma'}$: Zemin efektik birim hacim ağırlığı
$\boldsymbol{\gamma_{BA}}$: Betonarme birim hacim ağırlığı
$\boldsymbol{\gamma_{çelik}}$: Çelik birim hacim ağırlığı
$\boldsymbol{\gamma_{deniz}}$: Deniz suyu birim hacim ağırlığı

γ_{kum} : Kum birim hacim ağırlığı
γ_s : Zemin suya doygun birim hacim ağırlığı
δ : Kazık - zemin arası sürtünme açısı
δ_i : Değerlendirmeye esas deplasman değeri
Δ_j : Analizden okunan deplasman değeri
ε_c : Beton şekil değiştirmesi
ε_c : Örselenmemiş zemin numunesi üzerinde laboratuarda yapılan drenajsız basınç deneyinde maksimum gerilmenin yarısında oluşan şekil değiştirme
ε_s : Çelik şekil değiştirmesi
η : Minimum eşdeğer deprem yükünün tanımlanması için kullanılan katsayı
ρ : Hava yoğunluğu
σ'_0 : Düşey efektif gerilme
σ_{em} : Çelik emniyet geirlmesi
σ_{yf} : Minimum yorulma durumu akma gerilmesi
ψ : Belirli bir noktada drenajsız kayma mukavemetinin düşey efektif gerilmeye oranı
ω : Burkulma katsayısı

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Türkiye'deki İşletmedeki Rüzgar Elektrik Santralleri [5]..... 8
Çizelge 2.2 : Türkiye'de Rüzgar Enerjisi Gelişimi 10
Çizelge 4.1 : Tipik Bir Deniz İçi Saha Araştırması Planlaması [13]..... 30
Çizelge 4.2 : SPT-qu , SPT-Ø' İlişkileri [18]..... 40
Çizelge 5.1 : Deniz Üstü Hesaplamalarında Kullanılan Karakteristik Katsayılar..... 59
Çizelge 5.2 : Deniz Üstü Rüzgar Türbinleri İçin Kullanılabilecek Karakteristik Değerler..... 60
Çizelge 5.3 : OCDI'da belirtilen Japonya Deprem Bölgelerinin Türkiye'ye Uyarlanması 63
Çizelge 5.4 : OCDI Sismik Zemin Katsayıları 63
Çizelge 5.5 : AASHTO Sismik Katsayı Yöntemi Tasarım Parametreleri..... 64
Çizelge 5.6 : DLH Sismik Tasarım Kriterleri..... 67
Çizelge 5.7 : DLH Kesit Şekil Değiştirme Sınırları 68
Çizelge 5.8 : DLH'da Tanımlı Zemin Sınıfları 69
Çizelge 5.9 : DLH'da Kısa Periyot ve 1.0 sn Periyod Değerleri İçin F_a ve F_v Zemin Katsayıları 70
Çizelge 5.10 : DLH Maksimum Göreli Öteleme Oranları - δ_i/h_i (maks) 72
Çizelge 5.11 : Farklı Zemin Cinsleri İçin Zemin Elastisite Modülleri [19] 73
Çizelge 5.12 : Farklı Zemin Cinsleri İçin Düşey Yatak Katsayıları [22] 74
Çizelge 5.13 : Killi Zeminler İçin p-y Eğrileri Oluşturulmasına Esas Bağıntılar [29 78
Çizelge 5.14 : Kohezyonsuz (Kumlu) Zeminler ile Çelik Arasındaki Sürtünme Açıları ve Sınır Çevre Sürtünmesi Değerleri [29]..... 79
Çizelge 5.15 : Kohezyonsuz (Kumlu) Zeminler için N_q ve Sınır Uç Direnci Değerleri [29] 80
Çizelge 5.16 : Çizelge 5.16 Kazık Ucunda Q-z Eğrilerinin Oluşturulmasına Esas Bağıntılar [29] 81
Çizelge 6.1 : Kara Yapıları İçin Rüzgar Hızı - Yükseklik Değerleri [33]..... 88
Çizelge 6.2 : Farklı Kazık Tipleri - Deprem Seviyeleri İçin Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayıları [32] 96
Çizelge 7.1 : Analiz Sonucu Kazıkta Elde Edilen Kesit Gerilmelerinin Kontrolü.. 114
Çizelge 7.2 : Lineer Analiz Sonucu Kazıkta Elde Edilen Kesit Gerilmelerinin Kontrolü 125
Çizelge 7.3 : Modelde Parçalara Ayrılmış Yapı Elemanlarının Kütleleri 136
Çizelge 7.4 : Yapı Elemanlarına İtme Analizine Başlangıç Oluşturacak Eşdeğer Deprem Kuvveti ve İlgili İtme Eğrisi Parametreleri..... 137
Çizelge 7.5 : Sistem Taban Kesme Kuvveti - Deplasman Değerleri 139

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Avrupa Birliği 2009 Yılı Enerji Yatırımı Dağılımı [1] 3
Şekil 2.1 : Rüzgâr Türbinini Oluşturan Unsurlar [4] 6
Şekil 2.2 : Danimarka'da 1959 yılında inşa edilmiş "Gedser" Türbini 7
Şekil 2.3 : İngiltere'deki 300 MW Thanet Deniz Üstü Rüzgar Çiftliği 13
Şekil 2.4 : Artan Su Derinliklerine Bağlı Olarak Değişen Temel Tipleri [2] 16
Şekil 3.1 : Tekil Kazıklar İçin Kullanılan Geçiş Elemanları (Horns Rev Rüzgar Çiftliği - Danimarka) 18
Şekil 3.2 : Tekil Kazıkların Tabanında Teşkil Edilen Koruma Tabakası İçin Temsili Bir Resim 19
Şekil 3.3 : Almanya'da BARD Engineering Firmasına Ait 5MW'lık Üç Kazıklı Bir Deniz Üstü Türbin 21
Şekil 3.4 : Çelik Kafes Geçiş Elemanı Tipleri 22
Şekil 3.5 : Nysted Deniz Üstü Rüzgar Çiftliğinde Kullanılan Temel Görünüşleri 23
Şekil 3.6 : Nysted Çiftliği Ağırlık Temellerinin Kurulum Alanına Taşınması 24
Şekil 3.7 : Horns Rev D.Ü.R. Çiftliğinde Kullanılan Vakumlu Kova Keson Temelle 25
Şekil 3.8 : Vakumlu Kova Kesonda Pompalama İşlemi 26
Şekil 4.1 : Kavrayarak Örnekleme Yönteminde Kullanılan Kova 35
Şekil 4.2 : Çelik Sandık İçerisinde Korunmaya Alınmış Numune Örnekleri 37
Şekil 4.3 : Türkiye'de Bir Deniz Üstü CPT çalışması (Balmer Müh. Ltd. Şti.) 42
Şekil 4.4 : CPT - Zemin Sınıfı İlişkileri 43
Şekil 4.5 : Arazi Vane Deneyinde Kullanılan Kanatlı Kesici Örnekleri 45
Şekil 4.6 : Üç Eksenli UU Deney Düzeneği 48
Şekil 4.7 : Oyulma Mekanizması [27] 50
Şekil 4.8 : Yerel Oyulma [27] 51
Şekil 4.9 : Türkiye'de Kullanılan Bir Jack-up Platformu (Balmer Müh. Ltd. Şti.) 53
Şekil 4.10 : Petrol Çıkarma İşinde Kullanılan Bir Yarı - Batık Platform 53
Şekil 5.1 : Çelik Malzeme Yorulmasını Temsil Eden Wöhler Eğrisi 57
Şekil 5.2 : DLH Tasarım Spektrumu 71
Şekil 5.3 : İdeal Elasto-plastik Malzeme Davranışı 75
Şekil 5.4 : Kumlu Zeminlerde k , C_1 , C_2 ve C_3 Katsayılarının Elde Edilmesi [29] 77
Şekil 5.5 : Türkiye'de Projelendirilmiş Bir Deniz Yapısında Kullanılan Bir p-y eğrisi (MAG Mühendislik Hiz. ve Tic. Ltd. Şti.) 78
Şekil 5.6 : Kazık Çevresindeki Zeminler İçin t-z Eğrilerinin Oluşturulması İle İlgili Şekil [29] 80
Şekil 5.7 : Türkiye'de Projelendirilmiş Bir Deniz Yapısında Kullanılan Bir Q-z eğrisi (MAG Mühendislik Hiz. ve Tic. Ltd. Şti.) 81
Şekil 6.1 : 1/10 ve 1/20 Deniz Taban Eğimi İçin GODA Abakları 90
Şekil 6.2 : 1/30 ve 1/100 Deniz Taban Eğimi İçin GODA Abakları 91
Şekil 6.3 : Sinüsoidal Dalga Fonksiyonu (SDF) Abakları 91

Şekil 6.4 : W=0.5 için $Ø_m$ Abağı 92
Şekil 6.5 : W ≥ 1.0 için $Ø_m$ Abağı 93
Şekil 7.1 : Proje Bölgesinin Uzaydan Görünüşü 102
Şekil 7.2 : Zemin Kesiti ve Özellikleri 103
Şekil 7.3 : Tekil Kazıklı Türbin Modeli SAP2000 3D Görünüşü 105
Şekil 7.4 : Tekil Kazıklı Türbin Modeli Görünüşleri 106
Şekil 7.5 : DLH Deprem Yükü Hesabı 112
Şekil 7.6 : Grup Kazıklı Rüzgar Türbini Kazık Yerleşimi ve Geçiş Elemanı Üst Görünüşü 117
Şekil 7.7 : Grup Kazıklı Türbin Modeli SAP2000 3D Görünüşü 119
Şekil 7.8 : Grup Kazıklı Rüzgar Türbini Cephe Görünüşü 120
Şekil 7.9 : Kazık - Zemin İlişkisini Temsil Eden Analize Esas Kazık Boy Kesiti .. 129
Şekil 7.10 : 1. Tabaka (Orta Sıkı Kum) p-y Eğrileri 130
Şekil 7.11 : 2. Tabaka (Katı Kil) p-y Eğrileri 131
Şekil 7.12 : 1. Tabaka (Orta Sıkı Kum) t-z Eğrileri 131
Şekil 7.13 : 2. Tabaka (Katı Kil) t-z Eğrileri 132
Şekil 7.14 : Kazık Ucundaki Q-z Eğrisi (Katı Kil) 132
Şekil 7.15 : Nonlineer Yapı Modeli İçin Eşdeğer Kutu Kazık Kesiti Hesabı 133
Şekil 7.16 : SAP 2000 Nonlineer Rüzgar Türbini Modeli 134
Şekil 7.17 : SAP 2000 Programında Sisteme Atanan Plastik Mafsal Bölgeleri 135
Şekil 7.18 : Sistem Eşdeğer Deprem Yükünün Tasarım Spektrumuna Bağlı Olarak Elde Edilmesi 137
Şekil 7.19 : SAP 2000 Modelinde Kütlelere Tanımlanan Eşdeğer Deprem Kuvvetleri 138
Şekil 7.20 : Dönüştürülmüş İtme Eğrisi 139
Şekil 7.21 : D1 Deprem Düzeyine Göre Birleştirilmiş Performans Eğrisi ve Performans Noktası 140
Şekil 7.22 : D2 Deprem Düzeyine Göre Birleştirilmiş Performans Eğrisi ve Performans Noktası 140

DENİZ ÜSTÜ RÜZGAR TÜRBİNİ TEMEL TASARIMI VE TÜRKİYE'DE KAZIKLI BİR UYGULAMASI

ÖZET

Günümüzde gelişen sanayi ve doğa gereksinimleri sonucu olarak ortaya çıkan büyük miktarlardaki enerji ihtiyacını karşılamak adına son yıllarda çevre kirliliğine karşı olan büyük avantajları ve yenilenemez enerji kaynaklarının günden güne azalması sonucu yenilenebilir bir enerji kaynağı olan rüzgar enerjisinden elektrik üretmek için rüzgar türbini teknolojisi Dünya'da ve Türkiye'de artan bir ivmeyle gelişmekte ve yaygınlaşmaktadır.

Özellikle Avrupa'nın bu alanda lider ülkeleri, kara alanlarındaki yetersizlik ve daha sürekli ve kesintisiz bir rüzgar ikliminin sağlanarak türbinlerin verimlerinin arttırılması gibi nedenlerden ötürü rüzgar türbini uygulamasını denizlere taşıyarak deniz üstü rüzgar türbini uygulamasını başlatmışlardır ve bu uygulama milli enerji politikalarının ve hedeflerinin önemli bir parçası haline gelmiştir.

Henüz yeni sayılabilecek bu uygulama Türkiye'de henüz görülmemekle beraber önümüzdeki yıllarda Türkiye'de de uygulamasının yaygınlaşması kuvvetle muhtemeldir. Üç tarafı denizlerle çevrili olan Türkiye'de muazzam bir deniz üstü rüzgar potansiyeli bulunmakta ve bu durum göz önünde bulundurularak önümüzdeki yıllarda rüzgar enerjisinden faydalanma düşüncesinin ve bu konuda milli teşviklerin artması ile dışa bağlı olan, petrol ve doğalgaz tabanlı enerji politikasının, yerini temiz ve sürekli bir enerji yatırımı olan rüzgar türbini ve özellikle deniz üstü rüzgar türbini yatırımlarına bırakarak milli servetin büyük oranlarda korunabileceği tahmin edilmektedir.

Deniz üstü rüzgar türbinlerinin çevresel şartları karada inşa edilen türbinlerden oldukça farklı olmakta ve bu şartlar temel tasarımını doğrudan etkilemektedir. Bunun sonucu olarak bu tez çalışmasında deniz üstü rüzgar türbini geotekniği ile ilgili prensiplere değinilecektir ve bahsedilen prensipler çerçevesinde Türkiye şartlarında kazıklı temel tipi seçimi için tekil kazıklı ve grup kazıklı olmak üzere iki adet alternatif üzerinde SAP 2000 programı ile sayısal analiz ile temel tasarımı yapılacaktır. Ayrıca bu uygulamalarda Türkiye için önemli bir koşul olan depremin deniz üstü rüzgar türbininin temel kesitleri üzerine olan etkileri incelenecektir.

OFFSHORE WIND TURBINE FOUNDATION DESIGN AND A PILED APPLICATION IN THE CONTEXT OF TURKEY

SUMMARY

Recently, In order to meet the excessive energy needs arising by the developing industry and its demands, because of its advantages among environmental pollution and the consumption of non-renewable energy resources day by day, generating electrical power from wind, a renewable resource, by wind turbine technology has been developing and spreading in the World and Turkey with an increasing acceleration.

Especially the leader countries of Europe in this sector, have started offshore wind turbine installations by carrying this application to offshore areas because of aspects such as, onshore area limitations and the increasing of efficiency of the wind turbines due to more effective and continous wind climates occuring offshore, and this strategy has become an important part of their national energy politics and future objectives.

This very novel application has not yet been seen in Turkey but it is strongly possible of it to be applicated and spread widely in the near future. In Turkey, a country which is surrounded by seas from three sides, there is a great potential of offshore wind energy. With considering this issue, as the ascending of the usage of wind for electricity generation and the national incentives, it can be predicted that the abroad-dependent national energy politics based on petroleum and natural gas in the forthcoming years will be substituted by wind turbine and especially offshore wind turbine investments which is a clean and continous way of electrical generation, and this issue will lead to a result in conserving large amounts of national assets.

The environmental situations of offshore wind turbines fairly differs from onshore turbines and this issue directly effects the foundation design. In this thesis study as a result of this aspect, principles of offshore wind turbine geotechnics will be mentioned, and under these circumstances in the context of Turkey, with SAP 2000, numerical analysis' will be carried out for the foundation design for a monopile and a multi-pile foundation alternative in the scope of piled foundation selection. And also in these analysis' the effects of earthquake on the foundation sections of the offshore wind turbine will be investigated , as seismic activity is not mainly considered in Europe but is a non-neglectable aspect of Turkey.

1. GİRİŞ

İnsanlığın var oluşundan bu yana insanın ihtiyaçlarını karşılamak için sürekli olarak gelişen teknoloji, geliştikçe insanlığın karşısına aynı zamanda yeni ihtiyaçlar da çıkarmaktadır. Tarih boyunca insanoğlu çiftçilik, hayvancılık, inşaat, mobilyacılık, sanat ve akla gelen diğer tüm gereksinimlerini karşılamak amacıyla insan gücünün dışında hayvan gücü, mekanik güç, buhar gücü gibi çeşitli güç ve enerji kaynaklarını kullanmıştır. 18 ve 19. asırlarda sanayi devrimini takiben ortaya çıkan buhar gücünden sonra insanlık yeni bir teknoloji ve bilim olan elektrik gücüyle tanışmıştır.

Elektriğin bulunmasından sonra müteakip gelişmeler ve buluşlarla beraber bu yeni güç kaynağı önce sanayinin, ardından ise gündelik yaşamın vazgeçilmez bir unsuru olmuştur. Elektriğin 19. Yüzyılın sonundan itibaren başlayarak günümüze kadar yaygınlaşması süreci içerisinde elektrik üretilmesi ve kullanılabilir halde şebekeye aktarılması amacıyla çeşitli yöntemler izlenmiştir.

Temel olarak elektrik üretimi fiziksel açıdan farklı enerjileri elektrik enerjisine dönüştürme işlemidir. Çeşitli manyetik motorlar ve jeneratörler kullanılarak hareket enerjisi, güneş enerjisi, hidrolik enerji, yanma enerjisi, rüzgar enerjisi vb. gibi enerjiler direkt veya dolaylı dönüşümlerle elektrik enerjisine dönüştürülerek şebekeye aktarılmaktadır. Bu yöntemlerin her biri yukarıda da sıralandığı gibi farklı enerji kaynakları kullanmaktadırlar.

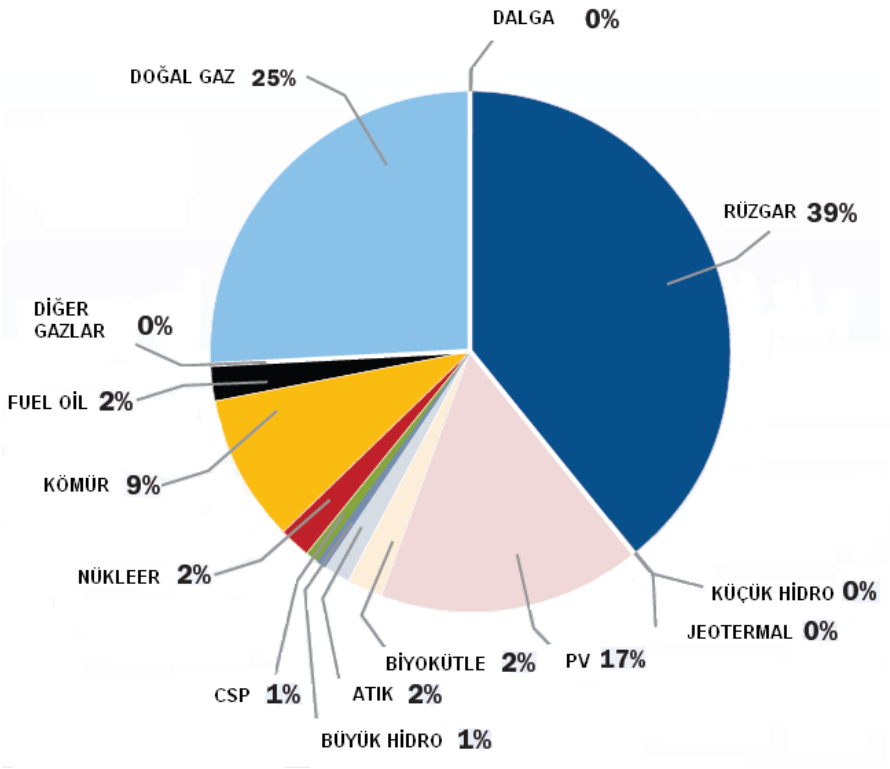
Enerji kaynakları oluşumları açısından genel anlamda ikiye ayrılmaktadır. Dünya üzerinde çeşitli etkiler sebebiyle oluşmuş sınırlı sayılabilecek veya oluşma döngüsü çok uzun yıllar ile ifade edilebilecek, yüksek enerji potansiyeli olan hammaddeleri tanımlayan; "yenilenemez enerji kaynakları" (petrol, kömür, doğalgaz, fosil yakıtlar ve bunun yanında radyoaktif maddelerden elde edilen nükleer enerji vb.) ve dünyanın mevcudiyetinden ve fiziksel koşullarından kaynaklanan ve her zaman mevcut olduğu kabul edilen enerji kaynaklarını tanımlayan; "yenilenebilir enerji kaynakları" (Güneş enerjisi, hidroelektrik enerjisi, jeotermal enerji, biokütle enerjisi, dalga enerjisi, hidrojen enerjisi ve rüzgâr enerjisi vb.).

Bahsedilen bu enerji kaynakları arasında günümüzde büyük sıklıkla kullanılanı yenilenemez enerji kaynakları olmakla beraber çağımızın birçok savaşının ve uluslar arası çatışmalarının kaynağını da bu enerji kaynaklarının adı üzerinde "sınırlı" olması oluşturmaktadır. Ancak dünya üzerinde artan nüfusun etkisiyle bilinen yenilenemez enerji kaynaklarının yavaş yavaş tükenmesi ve yarattığı çevresel kirlilik insanoğlunu alternatif enerji kaynaklarına yönelmek durumunda bırakmıştır. Bunun sonucunda son senelerde artan bir ivmeyle yenilenebilir enerji kaynakları kullanılarak enerji üretilmeye başlanmıştır. Hatta bilim ve teknolojide gelişmiş, ancak yenilenemez enerji kaynakları sınırlı olan birçok ülkenin (Danimarka, Hollanda, İspanya vs.) enerji ihtiyacının büyük yüzdelerini yenilenebilir enerji kaynakları karşılamaktadır. Bugüne kadar yenilenemez enerji kaynaklarının kullanımını yenilenebilir kaynaklarının kullanımının önünde tutan en önemli faktör küçük birimlerden daha düşük maliyetlerle daha fazla enerji sağlamak olmuştur. Buna mukabil yenilenebilir enerji kaynaklarının en büyük avantajları ise sürekli olmaları ve bunun yanında çevreye olumsuz etkilerinin çok az veya hiç olmamasından dolayı çevre dostu kaynaklar olmalarıdır.

Yeryüzündeki insan nüfusunun hızla artışı ve teknolojinin sürekli gelişmesinin sonucu olarak artan insan ihtiyaçlarını karşılamak amacıyla yenilenemez enerji kaynakları kullanan sanayi kuruluşlarının ve şehirlerde açığa çıkan enerjinin ve atık gibi yan ürünlerin atmosfere, denizlere, ormanlara ve kısacası tüm doğaya verdiği zararlar neticesinde çevreci örgütlerin ve sağduyulu kesimlerin baskıları sonucunda gün geçtikçe artan çevrecilik fikrinin sonucu olarak önümüzdeki yıllarda yenilenebilir enerji kaynaklarının kullanımının çok büyük oranlarda artacağı tahmin edilebilir.

Bahsedilen enerji kaynakları arasında güneş enerjisi ve jeotermal enerji gibi kaynaklar henüz gelişme aşamasında sayılabilir. Bu kaynakların kullanımının artması, daha düşük yatırım maliyetlerine veya daha fazla verim alınması amacıyla teknolojinin ilerlemesiyle orantılıdır. Nehirlerdeki suyun cazibe ile akmasından faydalanan hidroelektrik enerjisi ve rüzgârın önce hareket enerjisine, ardından da elektrik enerjisine dönüştürülmesiyle değerlendirilen rüzgâr enerjisi ise evrimini en çok tamamlamış yenilenebilir enerji kaynakları olarak öne çıkmaktadır. Kaynağının sürekliliği ve yaygınlığı açısından ele alındığı zaman ise rüzgâr enerjisi, hidroelektrik enerji ve diğer tüm yenilenebilir enerji kaynaklarının önüne geçerek günümüzde en

umut vaat eden, üzerinde çalışılan ve yatırımı yapılan enerji türü olarak ortaya çıkmaktadır.



Şekil 1.1 : Avrupa Birliği 2009 Yılı Enerji Yatırımı Dağılımı [1]

Şekil 1.1'de görüldüğü gibi EWEA'nın 2009 yılı içinde Avrupa Birliği ülkeleri tarafından enerji üretimi doğrultusunda yapılmış olan yatırımların dağılımını gösteren grafikte Avrupa Birliğinin yenilenebilir enerji kaynaklarına ve bunların arasında da rüzgâr enerjisine vermiş olduğu önem ve eğilim açıkça görülmektedir. Bu yatırımların %39'unu rüzgâr enerjisi yatırımları oluşturmakta ve doğalgazın ardından %17'lik bir pay ile güneş enerjisi yatırımları bulunmaktadır. Bu durum Avrupa Birliğine girme hedefi güden ve belirli normları yakalamak durumunda olan Türkiye için de Avrupa Birliğinin enerji siyaseti konusunda fikir verici niteliktedir.

Rüzgâr enerjisi uzun yıllardan beri ve halen çoğunlukla kara üzerinde inşa edilen temeller üzerine yerleştirilen rüzgar türbinleriyle elde edilmekle beraber, son yıllarda bu teknolojinin gelişimi, yaygınlaşması, fiziksel ve çevresel gereksinimler sebebiyle deniz üzerinde rüzgar çiftlikleri inşa edilmesine başlanmıştır. Deniz üzerinde bir yapının inşa edilmesinin kara üzerinde inşa edilen yapıya göre daha zahmetli, pahalı

ve teknolojik olmasına rağmen rüzgar hızının denizde belirli bölgelerde karaya göre çok daha fazla olması sebebiyle, verim faktörünün sonucu olarak uzun vadede daha karlı bir yatırım olması bu yeni yöntemin ve buna bağlı araştırma ve çalışmaların son senelerde büyük oranlarda artış göstermesine neden olmuştur. Bir rüzgâr türbininden elde edilen enerji rüzgar hızının küpüyle doğru orantılıdır. Örneğin ortalama rüzgâr hızı 16 mil/saat olan bir bölgede inşa edilmiş bir rüzgâr türbininden elde edilen enerji 14 mil/saat ortalama rüzgâr hızına sahip bir bölgedeki rüzgâr türbinine göre yaklaşık %50 daha fazla olmaktadır. Ayrıca deniz üzerinde inşa edilen rüzgâr türbinleri kara parsellerini işgal etmemekle beraber yaşam mahallerinden yeter derece uzakta bulunmaları sebebiyle rahatsız edici türbin sesinin çevreye olan zararını asgari seviyede tutar. Olaya bu açılardan bakıldığı zaman deniz üstü rüzgar enerjisinin önemi daha iyi anlaşılabilmektedir.

Deniz üstü rüzgâr türbinlerinin oluşturulmasında kullanılan bilimler arasında oşinografi, yapı mühendisliği, kıyı yapıları mühendisliği, deniz mimarlığı ve geoteknik mühendisliği gibi prensipler bulunmaktadır [2]. Bu prensipler içinde her birinin farklı boyutlarda önemi olmasıyla beraber inşaat mühendisliği alanında kıyı yapılarında karşılaşılan deniz geotekniği, deniz üstü rüzgâr tarlalarının tasarımında önemli bir araştırma ve inceleme konusu olarak ortaya çıkmaktadır.

1.1 Amaç ve Hedef

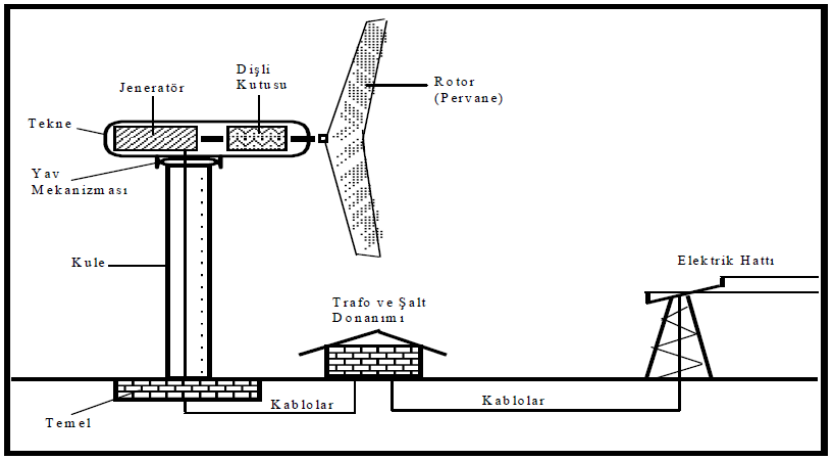
Yapılan bu tez çalışması kapsamında deniz üstü rüzgar enerjisi teknolojisi geoteknik mühendisliğini ilgilendiren açılarıyla ele alınacak, temel tipleri, deniz geotekniği ile ilgili saha araştırmaları ve zemin etütleri, tasarım kriterleri, yapının maruz kaldığı yükler incelenecek, yer yer yapı mühendisliği ile ilgili prensiplere de değinilecektir. Bunun yanında teknolojinin tanımı, tarihçesi, dünyadaki ve Türkiye'deki rüzgâr ve deniz üstü rüzgâr enerjisi durumu da tezin inceleme konuları arasındadır. Son bölümde ise Türkiye şartlarında ele alınan, belirli bir bölgede ve belirli batimetrik, oşinografik, geoteknik, ve sismik şartlar altında iki adet kazıklı alternatifin Avrupa'daki uygulamalarda sismik şartlardan ötürü göz önünde bulundurulmayan lineer ve nonlineer deprem analizleri dahil olmak üzere tasarım yüklerine göre geoteknik çözümlemesi ve tasarımı yapılacaktır.

2. RÜZGAR ENERJİSİ VE TÜRBİNİ TEKNOLOJİSİ

Rüzgâr enerjisinden faydalanarak elektrik üretilmesine "rüzgâr kaynaklı elektriksel güç üretimi" adı verilmektedir. Rüzgâr kaynaklı olarak elektriksel güç üreten birimlere "rüzgâr türbini" denmektedir. Rüzgâr türbinlerinde temel fiziksel prensip rüzgâr kuvvetinin uçak kanatlarında olduğu gibi basınç farklılığından yararlanarak jeneratörün olduğu tekneye bağlanmış olan pervaneleri hareket ettirmek suretiyle jeneratörün bu hareket ile manyetizmadan yararlanarak elektriksel güç üretmesidir. Üretilen elektriksel güç transformatör yardımıyla şebeke voltajına yükseltilerek şebekeye aktarılır veya elektroliz yöntemiyle suyun yapısında bulunan hidrojen ayrıştırılarak depolanabilir. Yanıcı bir madde olan hidrojen yandığı zaman oksijenle birleşerek su buharı oluşturur. Bu sebeple temiz bir enerji kaynağı olmaktadır. Özellikle deniz üstü rüzgâr türbini uygulamalarında kıyıdan oldukça açık bölgelerde elektriksel güç bu şekilde depolanabilmekte ve yük gemileri ile ayrıştırılarak depolanmış olan hidrojen kıyıya taşınabilmektedir. Bu da bazı deniz üstü uygulamalarda deniz içi kablo döşenmesine karşı önemli bir alternatif olmaktadır [3].

Rüzgâr türbininin yerinde işletmeye hazır hale gelinceye kadar oluşturulması makine mühendisliği, elektrik mühendisliği ve inşaat mühendisliği gibi mühendislik dallarıyla beraber birçok başka teknoloji ve prensipleri de içeren prensipler arası bir iştir. Ancak inşaat mühendisliği ve geoteknik mühendisliği açısından yapılacak olan incelemelerde dört ana unsura etki eden ve bu unsurlardan oluşan kuvvet etkileri öncelikli olarak göz önüne alınmalıdır. Aşağıdaki şekilde de görüldüğü üzere tipik bir rüzgâr türbinini oluşturan çeşitli unsurlardan bahsedilebilir. İnşaat Mühendisliğini ilgilendiren dört ana unsur ise şu şekilde sıralanabilir;

- Pervane (Rotor)
- Tekne (Nacelle)
- Kule (Hub)
- Temel (Foundation)



Şekil 2.1 : Rüzgâr Türbinini Oluşturan Unsurlar [4]

2.1 Rüzgar Enerjisinden Faydalanmanın Tarihsel Gelişimi

İnsanlık 5-6 binyıl önceden beri rüzgâr gücünü kullanmaktadır. Önceleri yelkenli gemileri hareket ettirmekte kullanılan rüzgâr enerjisi, daha sonraları yel değirmeni olarak bilinen sanat yapılarıyla çiftçilik için ve su çekme işlemleri için kullanılmıştır. M.Ö. 2000 yıllarında Eski Mısırda ve uzakdoğuda tahıl öğütme işlemleri için yel değirmenleri kullanıldığı bilinmektedir. Türkler ve İranlıların yel değirmenlerini 7. yüzyılda kullanmaya başlamasına karşın Avrupa bu teknolojiyle devrinin haçlı seferleri sırasında karşılaşmış ve 12. yüzyıldan itibaren yaygın olarak kullanmaya başlamıştır [3]. Rüzgâr enerjisinden elektriksel güç üretmek için ilk adımları 1887 yılında İskoç Akademisyen Profesör James Blyth atmış ve 1891 yılında İngiltere'de patentini almıştır. 1887-88'de Amerika Birleşik Devletleri'nde, Charles Francis Brush rüzgâr gücü ile rüzgâr enerjisi üretmiş ve 1900'lere kadar evinde ve laboratuarında kullanmıştır. 1890'larda ise Danimarkalı bilim adamı Poul La Cour Danimarka'da kabul gören ilk rüzgâr türbinini inşa etmiştir.

Bundan sonraki senelerde Almanya'da rüzgâr enerjisinden elektrik elde etme çabaları sürmüş ve çeşitli rüzgâr türbinleri inşa edilmiştir. Ancak bunların kurulu güçleri kW mertebesinde olup bugünkü rüzgâr türbinleriyle mukayese edilemeyecek durumdaydılar. 1959 yılında Danimarka'da 200 kW gücünde inşa edilen "Gedser" türbini ilk modern uygulama olarak kabul edilmektedir (şekil 2.2). 1961 yılında Roma'da yapılan Birleşmiş Milletlere bağlı "Yeni Enerji Kaynakları" toplantısında rüzgar enerjisi ele alınan önemli konular arasında bulunmaktaydı. İlerleyen senelerde çok fazla rağbet görmese de 1974-1978 seneleri arasındaki petrol bunalımında rüzgar enerjisi tekrar yoğun ilgi görmeye başlamıştır [3].

Modern rüzgâr enerjisi endüstrisi 1979'da, Danimarkalı Kuriant, Vestas, Nordtank ve Bonus şirketlerinin rüzgâr türbinlerini seri üretmesiyle başlamıştır. Bu türbinlerin kurulu güçleri 20-30 kW mertebesindeyken günümüzde kapasiteler 5-10 MW mertebelerine kadar yükselmiştir .



Şekil 2.2 : Danimarka'da 1959 yılında inşa edilmiş "Gedser" Türbini

2.2 Türkiye'de Rüzgar Enerjisinden Faydalanma

Günümüzde Türkiye'nin enerji ihtiyacını kabaca yarı yarıya olacak şekilde termik santraller ve hidroelektrik enerji santralleri karşılamaktadır. Rüzgar enerjisinden güç elde edilmesi Türkiye için son senelerde önem kazanan bir olgudur. 1998 yılına kadar Türkiye'de herhangi bir kurulu rüzgar türbini bulunmamaktaydı. 1998 yılında Demirer Holding'in İzmirin Çeşme ilçesinde Enercon'a ait 500 kW'lık 3 adet türbinle oluşturmuş olduğu 1.5 MW'lık tesis Türkiye'nin ilk rüzgar elektrik santrali olarak kayıtlara geçmiştir. 2005 yılına kadar işletmedeki toplam kurulu güç yalnızca 20.1 MW kapasitesindeydi. 2005 yılının Mayıs ayında yürürlüğe giren yeni enerji kanununu ile beraber petrolün de varil fiyatındaki büyük artışlar dolayısıyla rüzgar enerjisi bir anda tüm dikkatleri üzerine çekmiştir. Özellikle Kasım 2007'de Enerji Piyasası Düzenleme Kurulu'nun (EPDK) lisans başvuruları için yaptığı çalışma sonucu 756 adet rüzgar tarlası başvurusu alınmış, bu başvurulardan büyük

çoğunluğunda gelişme kaydedilmemesine rağmen ilerleyen senelerde bu konuda Türkiye'de ciddi yatırımlar meydana gelmeye başlamıştır. 2005 yılından sonra 2006 senesinde Balıkesir'in Bandırma ilçesinde ve yine İzmir'in Çeşme ilçesinde yapılan iki önemli yatırım ile kurulu güç 20.1 MW değerinden 89.3 MW'a yükselmiştir. Sonraki yıllarda devam eden yatırımlarla bugün Türkiye'deki toplam kurulu rüzgar gücü 1029.85 MW değerine ulaşmıştır. İnşaatı halen devam eden ve 2010 yılında devreye girecek kurulu güç 492.35 MW ve 2010 yılında başlayacak projelerin toplam kurulu güçleri ise 644.45 MW olarak belirlenmiştir [5].

Çizelge 2.1 : Türkiye'deki İşletmedeki Rüzgar Elektrik Santralleri [5]

TÜRKİYE'DEKİ İŞLETMEDEKİ RÜZGAR ELEKTRİK SANTRAL PROJELERİ (WIND POWER PROJECTS UNDER OPERATION IN TURKEY)						
Mevkii (Location)	**Şirket (Company)**	**Kurulu Güç (MW) Installed Capacity**	**Üretime Geçiş Tarihi (Commissioning Date)**	**Kullanılan Türbin Markası (Turbine Manufacturer)**	**Kullanılan Türbin Kurulu Gücü (MW) (Turbine Capacity)**	**Kullanılan Türbin Adedi (Number of WTGs)**
İzmir-Çeşme	Alize Enerji Elektrik Üretim A.Ş.	1.50	1998	Enercon	0.5	3
İzmir-Çeşme	Ares Alaçatı Rüzgar Enerjisi Sant. San. ve Tic. A.Ş.	7.20	1998	Vestas	0.6	12
Istanbul-Hadımköy	Sunjüt Sun'i Jüt San. ve Tic. A.Ş	1.20	2003	Enercon	0.6	2
Balıkesir-Bandırma	Yapısan Elektrik Üretim A.Ş.	30.00	2006	GE	1.5	20
İzmir-Çeşme	Mare Manastır Rüzgar Enerjisi Santralı San. ve Tic. A.Ş.	39.20	2006	Enercon	0.8	49
Istanbul-Silivri	Teperes Elektrik Üretim A.Ş.	0.85	2007	Vestas	0.85	1
Çanakkale-Intepe	Anemon Enerji Elektrik Üretim A.Ş.	30.40	2007	Enercon	0.8	38
Manisa-Akhisar	Deniz Elektrik Üretim Ltd. Şti.	10.80	2007	Vestas	1.8	6
Çanakkale-Gelibolu	Doğal Enerji Elektrik Üretim A.Ş.	14.90	2007	Enercon	0.8 ve 0.9	13 adet 800 kW + 5 adet 900 kW
Manisa-Sayalar	Doğal Enerji Elektrik Üretim A.Ş.	34.20	2008	Enercon	0.9	38
Istanbul-Çataka	Ertürk Elektrik Üretim A.Ş.	60.00	2008	Vestas	3	20
İzmir-Aliağa	İnnores Elektrik Üretim A.Ş.	57.50	2008	Nordex	2.5	23
Istanbul-Gaziosmanpaşa	Lodos Elektrik Üretim A.Ş.	24.00	2008	Enercon	2	12
Muğla-Datça	Dares Datça Rüzgar Enerji Santralı Sanayi ve Ticaret A.Ş.	29.60	2008	Enercon	0.9	37
Hatay-Samandağ	Deniz Elektrik Üretim Ltd. Şti.	30.00	2008	Vestas	2	15
Aydın-Didim	Ayen Enerji A.Ş.	31.50	2009	Suzlon	2.1	15
Balıkesir-Şamlı	Baki Elektrik Üretim Ltd. Şti.	90.00	2009	Vestas	3	30
Hatay-Belen	Belen Elektrik Üretim A.Ş.	30.00	2009	Vestas	3	10
Tekirdağ-Şarköy	Alize Enerji Elektrik Üretim A.Ş.	28.80	2009	Enercon	2 ve 0.9	14 adet 2000 kW + 1 adet 800 kW
İzmir-Urla	Kores Kocadağ Rüzgar Enerji Santralı Üretim A.Ş.	15.00	2009	Nordex	2.5	6
Çanakkale-Ezine	Alize Enerji Elektrik Üretim A.Ş.	20.80	2009	Enercon	2 ve 0.8	10 adet 2000 kW + 1 adet 800 kW
Balıkesir-Susurluk	Alize Enerji Elektrik Üretim A.Ş.	20.70	2009	Enercon	0.9	23
İzmir-Bergama	Ütopya Elektrik Üretim Sanayi ve Ticaret A.Ş.	15.00	2009	GE	2.5	6
İzmir-Çeşme	Mazı-3 Rüzgar Enerjisi Santralı Elektrik Üretim A.Ş.	30.00	2009	Nordex	2.5	12
Balıkesir-Bandırma	Akenerji Elektrik Üretim A.Ş.	15.00	2009	Vestas	3	5
Balıkesir-Bandırma	Borasco Enerji ve Kimya Sanayi ve Ticaret A.Ş.	45.00	2009	Vestas	3	15
Osmaniye-Bahçe	Rotor Elektrik Üretim A.Ş.	95.00	2010	GE	2.5	54
Manisa-Soma	Soma Enerji Elektrik Üretim A.Ş.	49.50	2010	Enercon	0.9	55
Balıkesir-Bandırma	As Makinsan Temiz Enerji Elektrik Üretim San. ve Tic. A.Ş.	24.00	2010	Nordex	3	10
Mersin-Mut	Akdeniz Elektrik Üretim A.Ş.	33.00	2010	Vestas	3	11
Çanakkale-Bozcaada	Bores Bozcaada Rüzgar Enj. Sant. San. ve Tic. A.Ş.	10.20	2000	Enercon	0.6	17
İzmir-Aliağa	Bergama RES Enerji Üretim A.Ş.	90.00	2010	Nordex	2.5	36
Edirne-Enez	Boreas Enerji Üretim A.Ş.	15.00	2010	Nordex	2.5	6
KAPASİTE TOPLAMI (TOTAL OPERATING CAPACITY)		**1029.85**				

Şu anda Türkiye'de işletme halinde olan en büyük rüzgar elektrik santrali Osmaniye'nin Bahçe ilçesinde bulunan Zorlu Grubu bünyesindeki Rotor Elektrik Üretim A.Ş.'ye ait 95 MW'lık rüzgar tarlasıdır. İkinci aşama inşaatına devam edilen

projede nihai kurulu güç 135 MW olarak hedeflenmektedir. 2010 yılı içerisinde başlayacak olan projeler içerisinde Kırşehir'in Mucur ilçesinde inşaatı planlanan, Al-Yel Elektrik Üretim Ltd. Şti.'ye ait 3.37 MW kapasiteli 44 adet türbininden oluşacak 148.28 MW kurulu gücündeki rüzgar santralinin Türkiye'nin en büyük rüzgar tarlası olması beklenmekle beraber bahsedilen 3.37 MW'lık türbinler Türkiye'de kullanılan en büyük kapasiteli türbinler olacaktır. Bu aynı zamanda Hamburg menşeili Alman firması Repower'ın Avrupa'daki en büyük yatırımı olma özelliğini taşımaktadır.

Türkiye'deki yıllık enerji tüketimi yaklaşık %8 oranında artmaktadır. Ekonomik krizin etkisiyle bu tüketimde 2009 yılında bir önceki seneye göre yıllık bazda %2.4 kadar bir düşüş yaşansa da önümüzdeki senelerde tekrar ciddi talep artışlarının olacağı öngörülmektedir. 2009 yılında Türkiye genelinde 193 milyar kWh enerji tüketilmiştir. Türkiye'de bulunan toplam kurulu güç bugün 40000 MW dolaylarındadır. Rüzgar enerjisinden elde edilen toplam kurulu güç bunun %2.5'i iken üretilen toplam enerji yalnızca %1'i dolaylarındadır. Türkiye dünyada rüzgar enerjisi üreten ülkeler arasında 19. sırada yer almakta ancak dünyadaki tüm ülkeler içerisinde rüzgar enerjisi potansiyeli açısından 13. sırada yer almaktadır. Türkiye'de ortalama olarak yılın 8760 saatinin 3500 saatinde rüzgar hızı 12-13 m/sn dolaylarına yükselerek rüzgar türbinleri tam verimle çalışabilmektedir. Bu değerler göz önüne alındığında Türkiye genelinde kapasite faktörü %40 dolaylarındadır. 2006 yılında Enerji İşleri Etüd İdaresi tarafından hazırlanarak yayınlanan Rüzgar Enerjisi Potansiyeli Atlası kullanılarak Türkiye'nin rüzgar enerjisi potansiyeli değerlendirildiğinde iyi-mükemmel olarak adlandırılan potansiyel bölgelerde 48.000 MW, orta olarak adlandırılan bölgelerde de 82.000 MW rüzgar potansiyeli öngörülmektedir [6]. Türkiye'deki rüzgar enerjisi potansiyelinin bu denli büyük olmasının sebebi coğrafik yapısı itibariyle denizlerle çevrili, çevresi rüzgara açık bir ülke olmasıdır. Bu şekilde Türkiye aynı zamanda deniz üstü rüzgar enerjisi üretimi açısından da dünyanın potansiyelli ülkeleri arasında yer almaktadır. Türkiye senede 130 TWh'lik deniz üstü rüzgar gücü potansiyeliyle Avrupa'da bu açıdan 9. sırada bulunmaktadır [7].

2000 yılında yapılmış olan doğalgaz antlaşmaları Türkiye'de diğer yenilenebilir enerji yatırımlarıyla beraber rüzgar enerjisi sektörüne de büyük darbe vurmuş, dengesiz enerji ithalatından dolayı büyük bir arz fazlası oluşmuştur. Bu sebepten dolayı o tarihlerde yatırım ciddi şekilde durmuştur. 2008 yılı civarında bu arz fazlası

dengelenmiş olsa da İran ve Rusya ile BOTAŞ arasında yapılmış olan "al veya öde" anlaşmaları Türkiye'nin rüzgar enerjisi yatırımlarına eğilimini kısa vadede güçleştiren bir faktördür. 2009 yılında BOTAŞ İran'a kullanılmayan doğalgaz için 704 milyon Euro tutarında bir bedel ödemiştir. Yeni rüzgar enerjisi yatırımları ise BOTAŞ ve Türkiye için kısa vadede daha büyük zararlar anlamına gelmektedir.

Türkiye'de yerli pazar tarafından üretilen enerji toplam ihtiyacın yalnızca %30'u dolaylarındadır. Bu da çok büyük oranda enerji açısından dışa bağımlılık anlamına gelmektedir. Türkiye'nin tam bağımsız olması yolunda kendi enerjisini kendi üreten bir ülke olması son derece önemlidir. Bunun yolu da yenilenebilir enerji kaynaklarına yönelmekten geçmektedir. Enerji ve Tabii Kaynaklar Bakanlığının bu doğrultuda 2023 yılı için toplam kurulu rüzgâr gücü hedefi 20.000 MW'tır. Bu güç ile toplam enerji ihtiyacının en az %20'si karşılanmak istenmektedir. Bu hedef doğrultusunda yasalarda da yapılması gerekli olan çeşitli düzenlemeler ile yerel ve küresel ekonominin canlanması ile orantılı olarak önümüzdeki senelerde Türkiye'de çok ciddi rüzgâr enerjisi yatırımları meydana gelmesi tahmin edilmektedir. Türkiye rüzgar enerjisi sektöründe 2005 senesinden beri yaşanan artış ve ivme bu doğrultuda gelecek için de umut vermektedir. Çizelge 2.2'de 2005 yılından 2010 yılına kadarki dönem içerisinde Türkiye'de rüzgar enerjisi alanındaki toplam kurulu güç değerleri yer almaktadır.

Çizelge 2.2 : Türkiye'de Rüzgar Enerjisi Gelişimi

Yıllar	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2010 sonu tahmini
Toplam kurulu Güç (MW)	20.1	89.3	146.25	381.55	723.35	1029.85	1521.35

Türkiye'de rüzgar enerjisinin gelişmesi hiç kuşkusuz yerel teşvikler ve kanunların düzenlenmesiyle doğru orantılıdır. 2005 yılında yürürlüğe giren 5346 sayılı YEK kanunu birçok çevre tarafından yetersiz görülmektedir. Yap işlet devret modelini esas alan kanun kapsamında, tamamlanmış olan rüzgar santralinde üretilen enerji serbest piyasada alıcı bulamadığı durumlarda devlet tarafından 5 – 5,5 eurocent/kWh karşılığında satın alınabilmektedir. İlk bakışta bu cazip bir teşvik olarak görünüyor olsa dahi bu değer serbest piyasa fiyatı olan 7 eurocent/kWh'den oldukça düşüktür. Bu da yatırımcıların kredi almasını zorlaştırmaktadır. Türkiye'de bu alanda krediler veren kuruluş Türkiye Sanayi Kalkındırma Bankası olmakla beraber Genel Kurul

Başkanı Halil Eroğlu'nun vermiş olduğu bilgiye göre banka tarafından bugüne kadar toplam 83 projeye 3.1 milyar USD kredi verilmiştir.

Türkiye'de bir rüzgar enerji santralinin yapılması ile ilgili süreçte önce santral yapılacak bölgede 6 ay rüzgar ölçümü yapılması istenmektedir. 6 ay sonunda bu değerler kullanılarak fizibilite raporu ve avan proje hazırlanılmakta ve bu rapor Enerji ve Tabii Kaynaklar Bakanlığına sunulmaktadır. Bakanlık diğer ilgili bakanlıkların ve TEİAŞ gibi kurumların da olumlu görüşünü alması halinde ön izin vermektedir. Ön izinden sonra yerinde rüzgar ölçümlerinin 6 ay daha yapılması gerekmektedir. Bu son değerler ile nihai fizibilite raporu ve detaylı projeler hazırlanılarak Bakanlığın ilgili departmanına nihai onay için sunulmakta ve yatırım başlamaktadır.

Deniz üstü rüzgâr konusunda ise Türkiye'de henüz yaşanan somut bir gelişme veya yatırım bulunmamaktadır. Üç tarafı denizlerle çevrili olan ve ciddi bir deniz üstü potansiyeli olan Türkiye'de karada yaşanan bu rüzgâr enerjisi hareketlenmesinden sonra önümüzdeki senelerde deniz üstü rüzgâr türbini yatırımları başlaması olasıdır. Türkiye'de uygulaması olmayan ancak gelecekte sıkça rastlamamız muhtemel olan bu tip yapıların temel tasarımı bu tezin başlıca araştırma konusunu oluşturmaktadır.

2.3 Deniz Üstü Rüzgar Türbini Uygulaması

Deniz üstü rüzgar enerjisinin kara üzeri rüzgar enerjisine göre bazı avantaj ve dezavantajlarından bahsedilebilir. Genel olarak bu uygulama kara türbinlerine göre ilk kurulum maliyeti açısından dezavantajlı olmasına rağmen denizde rüzgar şiddetinin karaya oranla çok daha fazla ve sürekli olabilmesi açısından uzun vadede daha fazla kar getiren bir yatırım olma özelliğini taşır. Deniz üstü rüzgar türbini teknolojisinin en büyük avantajları olarak;

- Denizde rüzgarın daha büyük değerlerde olması sebebiyle santralden büyük oranlarda artan enerji çekimi,
- Rüzgarın sürekliliğinin daha fazla olması ve yer şekillerine çarpmadan doğrudan doğruya türbine gelmesi sebebiyle daha kesintisiz enerji üretimi,
- Karada RES yapılan alanların azalması veya karadaki olası imar sıkıntıları ve büyük kiralama bedellerine karşı deniz arazisinin daha cazip olması durumları,

- Yaşam mahallerinden uzak olmaları sebebiyle yayılan sesin ve şiddetin menzil içerisinde sönümlenerek ses kirliliğine yol açmaması,
- Deniz ulaşımının kara ulaşımına kıyasla daha kolay ve ucuz olması sebebiyle ulaştırma maliyetindeki tasarruflar,

  gibi temel avantajlar dışında;

- CO_2 salınımını azaltarak dünyanın gelecek yıllarda karşılaşabileceği büyük bir tehlike olan iklim değişikliğini önlemeye katkısı,
- Bölgesel gelişim ve istihdam sağlama,
- Denizel endüstriyi geliştirmek,

gibi ikincil avantajlar [8] sıralanabilir.

Deniz üstü rüzgâr türbini uygulamasının dezavantajları ise şunlardır;

- Denizin derinliğinden (draftından) kaynaklanan ilave yükseklik için çok daha büyük boyutlu altyapı kesitleri ve temeller,
- Deniz içerisindeki inşaatın zahmetli ve hava durumu ile oşinografik koşullara bağlı olması,
- Deniz içerisindeki korozif ortamdan dolayı artan korozyon önlemleri ve daha düşük servis ömürleri,
- Kablolama ve enerji iletim sistemlerin deniz içerisinde yapılmasının zorlukları ve deniz etkilerine karşı alınması gereken ilave önlemler,
- Ortadan kaldırılma (decomissioning) durumlarında artan zorluklar,
- Deniz içi trafiğini minimal bir mertebede olsa da olumsuz yönde etkileme durumları.

2.3.1 Dünyada Deniz Üstü Rüzgar Endüstrisi

Deniz üstü rüzgâr teknolojisi dünyada uygulaması çok eski tarihlere rastlamayan nispeten yeni bir teknolojidir. İlk uygulaması 1991 yılında Danimarka'da Baltık Denizi açıklarında yapılmış ve 4.95 MW kurulu gücünde faaliyete başlayan Vindeby Çiftliğidir [2]. Bu tarihten itibaren Avrupa'nın ve dünyanın çeşitli ülkelerinde rüzgar enerjisi için ayrılan karasal alanların azalması veya daha sürekli, kuvvetli ve engellenmeyen rüzgar elde ederek daha fazla enerji üretimini hedeflemek gibi sebeplerden ötürü deniz üstü rüzgar uygulamaları sıklaşmıştır. 2000 yılında

dünyadaki toplam deniz üstü güç 35 MW iken günümüzdeki deniz üstü güç 3500 MW dolaylarındadır. Bu veriler, 10 sene içerisinde bu alanda neredeyse 100 kat artış demektir ki bu da bize gelecek yıllarda bu teknolojinin ne boyutlara gelebileceği konusunda iyi bir fikir vermektedir.

2002 yılında Danimarka'da yapılmış olan Horns Rev deniz üstü rüzgâr çiftliği uzun yıllar en büyük deniz üstü rüzgâr tesisi olarak anılmıştır. Ancak 2010 yılında işletmeye açılan İngiltere'deki Thanet deniz üstü rüzgâr çiftliği (şekil – 4) 100 adet 3 MW'lık türbinlerden oluşan toplam 300 MW'lık kurulu gücü ile bu alanda dünyanın en büyük deniz üstü rüzgâr çiftliği olmuştur. Bu güç 200.000 haneye yetecek elektrik sağlamak anlamına gelmektedir.



Şekil 2.3 : İngiltere'deki 300 MW Thanet Deniz Üstü Rüzgar Çiftliği

Avrupa'da Danimarka ve Hollanda gibi Baltık ülkeleri ve Birleşik Krallık öncülüğünde başlayan deniz üstü rüzgar sektörü kıyı şeridine sahip birçok yeni ülkenin katılımıyla günden güne büyümektedir. 2008 yılında dünyada toplam deniz üstü rüzgar kurulu gücü 1471 MW iken bunun tamamı Avrupa'daydı [9]. Günümüzde bu konuda artan gelişmeler ve yatırımlarla beraber toplam kurulu güç 3500 MW dolaylarında olup bu değer Türkiye'deki tüm rüzgar enerjisi kurulu gücünden 3.5 kat fazladır. Deniz üstü rüzgar potansiyeli açısından Avrupa'nın en önemli ülkesi toplam 626 TWh/yıl potansiyeliyle Birleşik Krallıktır [10]. Birleşik Krallıkta yapılmış olan projeler ve yatırımlar doğrultusunda 2-3 senelik kısa bir süre

içerisinde deniz üstünden elde edilen toplam kurulu gücün 8 GW'ı geçmesi beklenmektedir.

Amerika'da bu faaliyetler yeni başlamış olup Amerikan Enerji Birliğinin hedefi doğrultusunda yerel talebin %20'sinin rüzgar enerjisinden karşılanması durumunda topma 300.000 MW kurulu gücün 50.000 MW'lık kısmı deniz üstünden sağlanacaktır. Amerika'nın rüzgar potansiyeli ise derin, buzlu ve sismik açıdan aktif bölgelerin fazla olması sebebiyle 102 TWh/yıl olarak öngörülmekte ve bu Türkiye'nin 130 TWh/yıl olarak öngörülen potansiyelinin altında kalmaktadır. Bu da bize Amerika'nın 20 sene içerisinde 50.000 MW deniz üstü gücü hedefinin yanında ülkemizde bu alanda hedeflenebilecek kapasite konusunda iddialı ve cesur olmamız gerektiği konusunda ilham verici bir istatistik olarak gözükmektedir.

Avrupa ve Amerika dışında Çin ve Hindistan gibi Asya ülkeleri de son yıllarda rüzgar gücünün yanında deniz üstü rüzgar gücüne de önem vermiş ve büyük gelişmeler kaydetmiştir. Çin ve Hindistan gibi ülkelerin muazzam nüfuslarını ve sanayilerini beslemek için yenilenebilir kaynaklara büyük önem verdiği bir durumda gelecekte deniz üstü rüzgardan büyük oranlarda faydalanmaları zor tahmin edilebilir bir durum değildir. Özellikle Çin'de Sarı Deniz ve Doğu Çin Denizi'ndeki büyük sığlıklar ve ortalama 7-8 m/sn değerlerine varan rüzgâr verilerine göre toplam 129 GW'lık güç potansiyelinden yıllık 254 TWh elde edilmesi mümkündür [10].

2.3.2 Deniz Üstü Rüzgar Türbini Geotekniği

Deniz üstü rüzgâr türbinlerinin denizdeki uygulaması ile karadaki uygulamaları arasından en önemli fark kuşkusuz temel tasarımlarındaki farklılıklardan ve denizdeki uygulamaların çeşitli komplikasyonlarından oluşmaktadır. Malzeme imalatı ve montajının yerel olması koşuluyla bir deniz üstü rüzgâr türbininin toplam maliyetinin ortalama %25'ini altyapı maliyeti oluşturmaktadır [11].

Deniz geotekniğinde kara geotekniğinden farklı olarak karşılaşılan temel farklılıklar arasında aşağıdakiler sayılabilir;

- Deniz içerisinde yapılan temel uygulamalarında suyun kaldırma kuvveti, temele gelen kuvvetler açısından büyük farklılıklar yaratabilmektedir,
- Dalga kuvveti ve genelde dünyanın kutup bölgelerine yakın ülkelerinde karşılaşılan buzul yükleri gibi kuvvet etkileri,

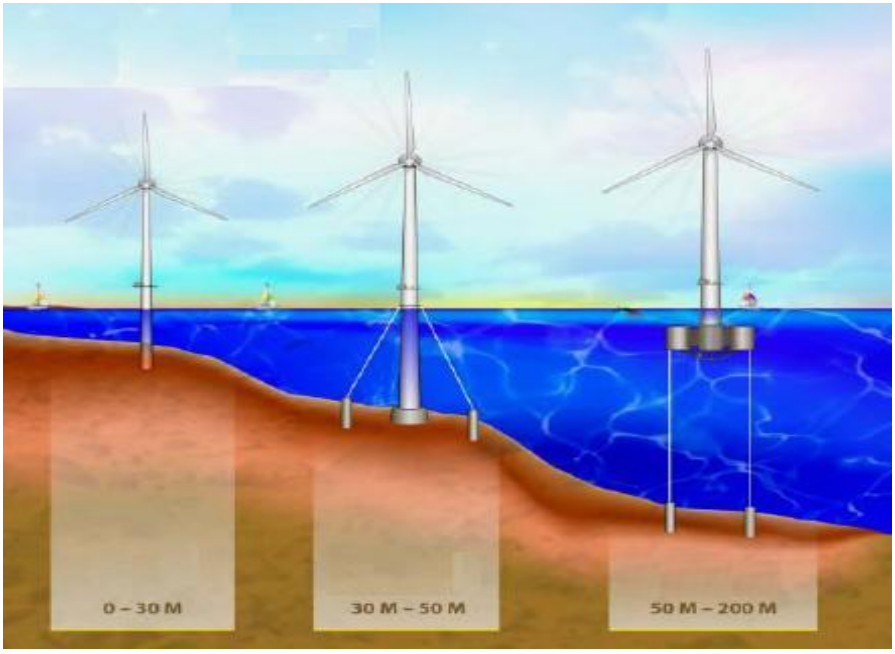
- Deniz üzerinde inşaatın daha zahmetli ve zor olması,
- Değişken bir yer altı su seviyesinden bahsedilemeyeceği için zeminin her zaman suya doygun durumda bulunması ve bu şekilde modellenebilmesi,
- Suyun tuzluluğundan kaynaklanan korozif etkiler nedeniyle özellikle çelik altyapı elemanlarında artan korozyon riskleri ve buna bağlı olarak azalan servis ömürleri,
- Deniz içindeki akımdan veya temele etki eden tekrarlı yüklemelerin temel çevresi zemininde yarattığı yorulma etkisinden (dalga, rüzgar gibi..) oluşabilecek oyulma durumları ve bunların kontrol edilmesinin güçlükleri,
- Deniz içinde altyapı ile ilgili tüm onarım durumlarında müdahalenin daha zor olması ve daha komplike teknikler yardımıyla yapılabilmesi,
- Zeminin suya tamamen doygun olmasından dolayı zemin cinsine ve granülometrisine bağlı olarak deprem durumunda artan sıvılaşma potansiyelleri, vb.

Söz konusu yapı eğer bir rüzgar türbini ise yukarıda sayılan farklılıklar daha da fazla önem kazanmaktadır. Çok büyük ve pahalı yatırımlar olan rüzgar türbinlerinin tasarımında emniyet faktörü büyük önem kazanmaktadır.

Deniz üstü rüzgar türbinlerinin geotekniği kara üstü türbinlerin geotekniği ile arasında farklar gösterdiği gibi diğer deniz yapıları ile de aralarında önemli farklar bulunmaktadır. Özellikle aşırı derecede büyük boyutlar sebebiyle, rüzgar ve dalga yükleri gibi kuvvet tesirleri tipik bir iskeleye göre özellikle oluşturduğu eğilme momentleri açısından çok daha kritik sonuçlar yaratmaktadır. Tipik bir iskele tasarımında en elverişsiz kuvvet deprem kuvveti olurken dalga ile rüzgar yüklerinin bu kuvvete kıyasla açık olarak daha önemsiz olmasına rağmen deniz üstü rüzgar türbini temel tasarımı için durum çok daha farklıdır. Büyük rüzgar alanı ve artan yükseklik sebebiyle özellikle rüzgar kuvvetleri deniz üstü rüzgar türbini için kritik yük olma hüviyetini taşımaktadırlar.

Deniz üstü rüzgar türbinlerinin temel tipi seçimlerinde zemin koşullarına da bağlı olmak kaydıyla en önemli etken derinlik faktörüdür. Su derinliğinin durumuna göre temel tipi alternatifleri büyük değişiklikler göstermektedir. Düşük su derinliklerinde ($h<5m.$) yüzeysel temel kullanımı mümkün iken orta seviyedeki su derinliklerinde ($5m.<h<30m.$) kazıklı temellerin kullanımı ve büyük su derinliklerinde ise ($h>30m.$)

yüzer temellerin kullanımı daha uygun hale gelmektedir. Şekil 2.4'te su derinlikleri ile değişen temel tipi seçimleri görülmektedir.



Şekil 2.4 : Artan Su Derinliklerine Bağlı Olarak Değişen Temel Tipleri [2]

Deniz üstü rüzgar türbini geotekniğinde kullanılan temel tipleri ve detaylı açıklamalara 3. bölümde etraflıca değinilecektir.

2.4 Konuyla İlgili Ulusal ve Uluslararası Şartnameler

Deniz üstü rüzgar türbini uygulamalarıyla ilgili olarak bu tez çalışması içerisinde aşağıda gösterilen şartnamelerden faydalanılacaktır;

- DNV - OS - J101 , "Det Norske Veritas" [27]
- UAC , "United Army Corps" [28]
- API - RP2A - WSD , "American Petroleum Institute" [29]
- OCDI , "The Overseas Coastal Area Development of Japan" [30]
- AASHTO , "American Association State Highway and Transportation [31]
- DLH , "Demiryolları Limanlar ve Havaalanları Teknik Şartnameleri" [32]
- TS498 , "Türk Standartları" [33]
- TS500 , "Türk Standartları" [34]
- ASCE/FEMA 356 , "American Society of Civil Engineers" [35]

3. TEMEL ÇEŞİTLERİ

Deniz üstü rüzgâr türbinlerinin tasarımında ele alınabilecek çeşitli temel tipleri söz konusudur. Bölüm 2.3.2'de bahsedildiği üzere büyük oranda su derinliği ile değişen bu temel tipleri basitçe dört gruba ayrılabilir; Deniz içi altyapı tasarımında en yaygın olarak kullanılan "kazıklı temeller" (tekil, çoklu ve kafesli konfigürasyonları ile), zati ağırlıklar yardımıyla moment dengelemesi yapmak prensibiyle çalışan "ağırlık temeller", son senelerde deniz yapılarında kullanılmaya başlanan "vakumlu kova kesonlar" ve büyük su derinliklerinde kullanımı fizibil hale gelmekte olan "yüzer sistemler".

3.1 Kazıklı Temeller

Deniz uygulamalarında dünyada ağırlıklı olarak kazıklı temeller kullanılmaktadır. Kazıklı temellerin kullanımı ile deniz üstü yapısının temele ilettiği düşey basınç ve çekme kuvvetler ile eğilme momentlerinin zemin içerisinde sönümlenmesi istenmektedir. Deniz yapılarında kazıklı temeller 1940'lardan beri 150 m. derinliklere kadar kullanılmaktadırlar [2]. Kazıklı temel kullanımı deniz yapılarında çoğu durumda yüzeysel temel tiplerine göre daha emniyetli olabilmektedir. Sıvılaşma potansiyeli, zeminin homojen olmaması, farklı oturma tehlikeleri ve deniz içindeki bir zeminin kara üzerinde, yüzeyde olan bir zemine göre daha az kontrol edilebilir olması gibi sebepler deniz yapılarında kazıklı temel tipi seçilmesinin yaygınlığının nedenleri arasında sayılabilir. Kazıklı temellerde prensip olarak gerekli refü değerine kadar kazıkların zemine çakılması suretiyle üstyapıdan gelen yükler daha derindeki daha sağlam zemin tabakaları tarafından taşıtılmaktadır. Malzemenin süneklik yeteneği, mukavemeti gibi nedenlerden dolayı çelik, imalatındaki ve çakımındaki kolaylıklar ve yapısal olarak gösterdiği homojen performanstan ötürü de boru kesit deniz yapılarında en sık kullanılan kazık tipini oluşturmaktadır.

Deniz üstü rüzgar türbini temel tasarımında kullanılan kazıklı temeller bugün kullanılan teknikler ve yapılan imalat açısından üçe ayrılmaktadır. Tüm temel tipleri içerisinde kullanımı en yaygın olan "tekil kazıklı temeller", üçlü veya daha çok

kazıktan oluşan “grup kazıklı temeller” ve deniz tabanı üzerine kadar çakılmış olan kazıklar üzerine oturtulan, deniz içindeki kısmı çelik kafes olan “kafes sistemler”.

3.1.1 Tekil kazıklı temeller

Günümüzde deniz üstü rüzgar türbini temel tasarımında en yaygın olarak kullanılan temel tipi tekil kazıklı temellerdir. Büyük çap ve et kalınlıklarında boruların (örneğin 4 m. çap 50 mm. et kalınlığı gibi..) çakılmasını veya foraj ile zemine yerleştirilmesini takiben türbin yapısının bir geçiş elemanı vasıtasıyla kazığa bağlanması ile oluşturulur (Şekil 3.1). Statik açıdan değerlendirildiklerinde tek serbestlik dereceli izostatik sistemler olmaları dolayısıyla bu açıdan diğer deniz üstü altyapı sistemlerinden ayrılmaktadırlar.



Şekil 3.1 : Tekil Kazıklar İçin Kullanılan Geçiş Elemanları (Horns Rev Rüzgar Çiftliği - Danimarka)

Asgari deniz tabanı hazırlıkları, deniz tabanı hareketlerine ve oyulmaya karşı dayanıklılığın yanında diğer deniz üstü rüzgar türbini temel tiplerine göre nispeten ucuz olmaları avantajları arasında sayılabilir [2]. Ancak uygulamada yine de oyulmaya karşı önlem oluşturulması amacıyla kazığın deniz tabanı ile birleştiği bölgenin çevresine anroşman tabakası tatbik edilmesi yaygın olarak kullanılan bir yöntemdir (Şekil 3.2). Ayrıca tekil kazıklı temellerde farklı oturma problemleri görülmez ayrıca kazığın gerekli refüye kadar zemine çakılması koşulunun sağlanması durumunda oturma durumu ile de karşılaşılmaz. Depremden kaynaklanan sıvılaşma durumlarında da tekil kazıklı temellerde yapının yan yatması gibi durumlar

da söz konusu değildir ancak ankraj boyunun artması dolayısıyla artan moment etkileri devreye girmektedir. Dezavantajları arasında ise büyük çaplı tekil kazığın çakılması için daha büyük ekipmana ihityaç duyulması, çakım esnasında deniz tabanına yakın bir seviyede ana kayaya rastlanması durumunda, kısa kazık etkisinin önüne geçmek ve ankraj boyunu yeter derecede sağlamak amacıyla çok pahalı ve zahmetli bir iş olan kaya forajı gereksinimi, tam tersine hakim zemin tabakasının büyük derinliklerdeki gevşek kum veya yumuşak kil gibi zayıf tabakalardan oluşması halinde ise çok daha büyük çakım derinliklerine ihtiyaç duyulması ve bunun yanında zemin yatay direncinin düşük olmasından dolayı artan ankraj boyları, ve sonucunda moment etkileri ve düşey yük etkisi altındaki burkulma durumlarında daha büyük kesitli kazıklara ihtiyaç duyulması, artan su derinliklerinde ve zayıf zemin profillerinde artan serbest boyun neticesi olarak azalan rijitlik ve yanal yükler altında büyük deplasmanlar ile karşılaşılması ve sürekli döngüsel yüklemeler altında (rüzgar ve dalga gibi..) kazığın deniz tabanı ile birleştiği bölgenin altında bulunan zayıf zemini genişleterek açması (potholing) gibi durumlar sayılabilir.



Şekil 3.2 : Tekil Kazıkların Tabanında Teşkil Edilen Koruma Tabakası İçin Temsili Bir Resim

Tekil kazıklı temellerde yanal rijitliği arttırarak çakım boyunu azaltmak için kazık çevresine zaman zaman bayraklar da kaynatılabilmektedir. Bu özel tipin ismi literatürde “finpile” olarak da geçmektedir. Bunun yanında yanal payandalarla güçlendirilebilirler. Bu şekilde yanal payandalarla desteklenmiş tekil kazıklar 20-40

m. su derinliklerine kadar kullanılabilmekte, desteksiz tekil kazıklar için ise uygulama su derinliklerinin en fazla 25 m. dolaylarında olduğu düşünülmektedir [2].

3.1.2 Grup kazıklı temeller

Büyük ebatlı tekil kazık çakımının uygun olmadığı veya bu tip kazıkları çakacak ekipmanın yetersizliği gibi durumlarda daha düşük çaplı ve et kalınlıklı grup kazıklı temeller tekil kazıklı temellere iyi bir alternatif oluşturmaktadır. Grup kazıklar genelde üçlü veya dörtlü konfigürasyonlardan oluşmalarına rağmen daha fazla adette kazıklardan da oluşabilirler. Bu kazıklar genelde düşey çakılırlar, ancak büyük su derinliklerinde rijitliği arttırmak ve yanal yükler altında deplasmanları sınırlamak amacıyla eğik de çakılmaktadırlar. Daha düşük kapasiteli ekipman gereksinimi, daha kolay taşınabilirlik ve dikleştirilebilirlik gibi durumların yanında daha büyük çakım derinliklerine kadar çakılabilmeleri grup kazıkların avantajları arasında sayılabilir. Ayrıca çapların daha düşük olmasından dolayı oyulma problemleri de büyük ebatlı tekil kazıklı temellere göre daha seyreklikle karşılaşılan bir durumdur. En büyük dezavantajları ise geçiş elemanının tekil kazıklar için olan geçiş elemanına kıyasla daha komplike olması olarak gösterilebilir. Genelde geçiş elemanları çelik olmakla beraber dünyada deniz üstü rüzgar türbini temellerinde uygulaması çok görülmemesine rağmen mühendislik prensiplerine titizlikle uyulması koşuluyla betonarme tabliye şeklinde de yapılabilir. Şekil 3.3'de Almanya'da Bard Engineering Şirketine ait 5 MW kapasiteli üç kazıklı bir deniz üstü rüzgar türbini görülmektedir.

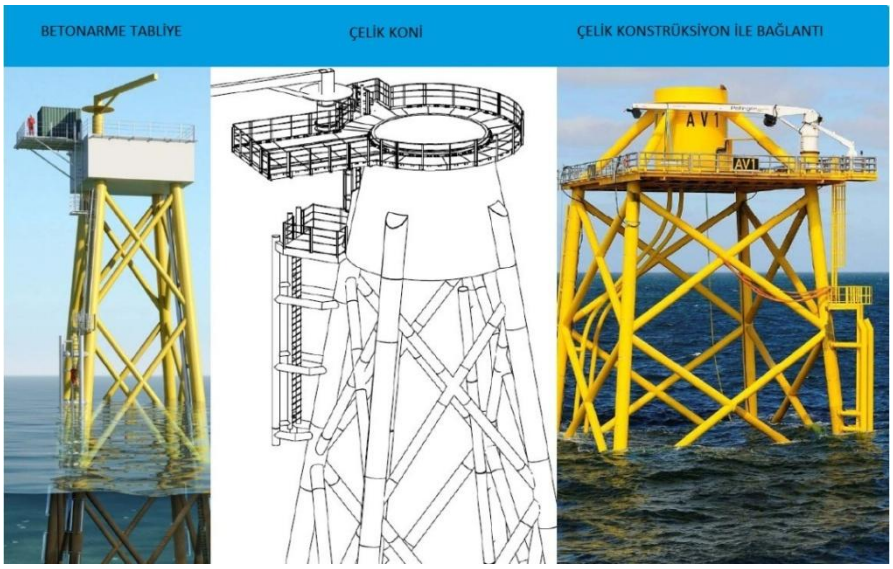


Şekil 3.3 : Almanya'da BARD Engineering Firmasına Ait 5MW'lık Üç Kazıklı Bir Deniz Üstü Türbin

3.1.3 Kafes sistemler

Kafes sistemler genellikle deniz tabanı seviyesine kadar çakılan kazıkların üzerine oturtulur. Deniz içinde kaynak vb. çelik işçiliğin zahmetlerinden ötürü çelik kafes eleman alt uçlarından bu söz konusu kazıkların içerisine zıvanalı bir şekilde soketlenerek kazıklarla bağlantısı sağlanmaktadır. Kafes sistemin yapısal özelliğinden ötürü çekme ve basınç çubukları sayesinde bu sistemler diğer tiplere göre oldukça rijit olup, ekstrem çevresel koşullarda (büyük su derinlikleri, güçlü dalga ve rüzgar hareketleri, elverişsiz sismik koşullar vb..) daha yüksek performans gösterir ve deplasmanların sınırlandırılmasında etkili olurlar. Soğuk denizlerde kullanımını engelleyen önemli bir faktör, yapısal çelik elemanların narinliğinden dolayı deniz içi buz etkilerine karşı bazı durumda dayanıksız olabilmektedir. Ancak ülkemiz karasularında böyle bir durum söz konusu değildir. En büyük avantajları arasında karada hazırlanılarak, gemiler ile kurulum alanına getirilip yerine monte edilmesi bulunmaktadır. Ayrıca betonarme temellere kıyasla da oldukça hafif olmalarından ötürü deprem durumlarında yapıya gelen yatay kuvvetler dolaylı olarak üzerine oturduğu kazıklara gelen basınç ve çekme kuvvetleri çok daha düşük seviyede olmaktadır. Bu tip temeller 20-40 m. su derinliklerinde rahatlıkla kullanılabilmektedir [2]. Bu sistemin kule ile bağlantısı ise farklı şekillerde olabilir.

Kule ile bağlantı kafes üzeri betonarme tabliye, çelik koni geçiş elemanı veya direkt çelik konstrüksiyon geçiş elemanı ile sağlanabilir (şekil 3.4)

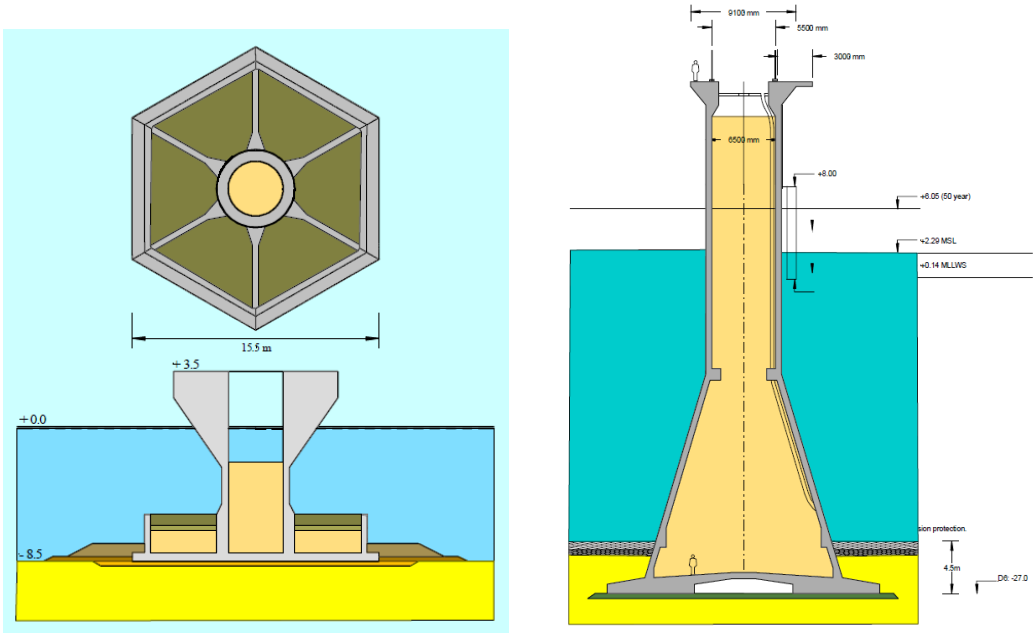


Şekil 3.4 : Çelik Kafes Geçiş Elemanı Tipleri

3.2 Ağırlık Temeller

Ağırlık temeller adları üzerinde kendilerine gelen yükleri zati ağırlıklarının karşı koydukları direnç ile karşılarlar. Genelde dairesel kesit şeklinde inşa edilmelerine karşın dairesel temele yakın olacak şekilde kalıp işçiliğini daha basite indirgemek amacıyla çokgen kesitli veya tamamen kare kesitli de olabilmektedirler. Çok yaygın olarak bu tip temellerde kullanılan malzeme betonarme olmakla beraber betonarme veya çelik bir keson içerisine balast malzeme doldurulması ile de teşkil edilebilmektedirler. Şekil 3.5'te solda Danimarka'da bulunan Nysted Deniz Üstü Rüzgar Çiftliğinde kullanılan balast dolgulu keson görünüşleri görülmektedir. Sağda ise Thornton Deniz Üstü Rüzgar Çiftliğinde kullanılan ağırlık temeli tipi yer almaktadır. Balast malzeme olarak genelde kum tercih edilirken, kesiti küçültmek ve daha büyük ağırlıklar temin etmek için özgül kütlesi çok daha yüksek olan olivine veya barit gibi elementler de kullanılabilmektedir. Ağırlık temeller düz bir yüzey üzerine oturtulurlar, ancak yüzey tabakasının zayıf olduğu durumlarda deniz içinde belirli bir miktarda tarama yapılarak daha sağlam bir yüzeye de oturtulabilirler. Ayrıca ağırlık temelin etekli yapılması da böyle durumlarda bir başka çözüm yöntemi olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu şekilde etekli yapılan ağırlık temeli zemin

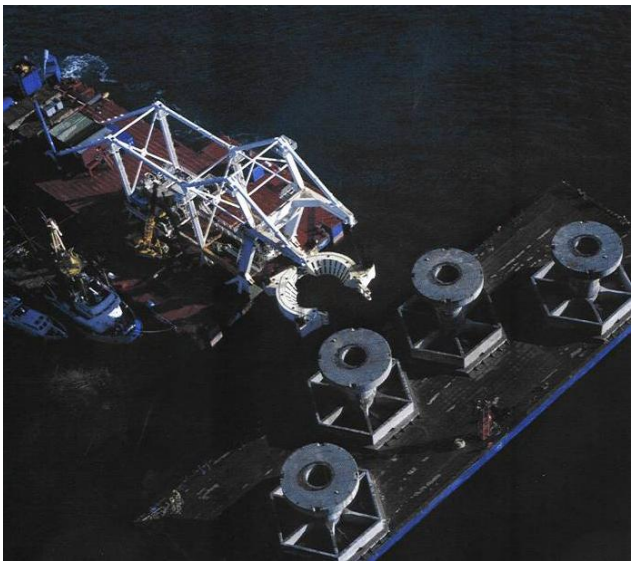
içerisine batırılarak altında bulunan zemini sıkıştırıp, eteklerinden sürtünme direnci de alarak daha stabil bir duruma gelmektedir. Bunların dışında sayılabilecek bir diğer alternatif de ağırlık temelin taşıma gücü ve oturma şartlarını yerine getirebilmesi için deniz tabanı seviyesine kadar çakılmış tekil veya grup kazıkların üzerine oturtulmasıdır.



Şekil 3.5 : Nysted Deniz Üstü Rüzgar Çiftliğinde Kullanılan Temel Görünüşleri

Ağırlık temeller genelde homojen zeminler üzerinde taşıma gücü ve oturma dağılımları açısından daha iyi sonuç vermektedirler. Ancak 0 ile 25 m. arasındaki su derinliklerinde bulunan neredeyse bütün zeminlerde kullanılabilmektedirler [2]. Ağırlık temeller, temel tabanında çekme gerilmeleri meydana getirmeyecek şekilde tasarlanmaktadır. Rüzgar, dalga ve deprem gibi yatay yüklerden kaynaklanan devrilme momenti yapının diğer yönde direnç gösteren ağırlığı ile ve yanal yüklerden kaynaklanan kayma kuvvetleri ise yine yapının ağırlığı ve taban-zemin arası sürtünme katsayısı ile orantılı olarak dengelenmektedir. Genelde bu temel tipleri çok rijit oldukları için yatay deplasman problemleri ile karşılaşılmaz. Ancak ağırlık tipi temellerin deprem bölgelerinde kullanılması durumunda dikkat edilecek en önemli hususlardan biri sıvılaşma riskidir. Bu tip temeller yapılan sondajlar neticesinde gevşek yüzeysel kum zemin katmanlarına rastlanması durumunda tercih edilmemelidir.

Ağırlık temellerin önemli avantajlarından biri sahaya taşınmalarının kolaylıklarıdır. Tamamen veya kısmen tamamlanmış halde taşınma işlemi yapılabilmektedir. Özellikle balast malzeme tercih edilmesi durumunda boş kesonların gemiler ile kurulum alanına taşınabilmesi çok kolay olmaktadır. Şekil 3.6'da Danimarka'da Nysted Deniz Üstü Rüzgar Çiftliğinin ağırlık temellerinin gemiler ile kurulum alanına taşınması ve özel techizatlı ve vinçli bir duba yardımı ile boğaz kısmından tutularak denize indirildiği görülmektedir.



Şekil 3.6 : Nysted Çiftliği Ağırlık Temellerinin Kurulum Alanına Taşınması

3.3 Vakumlu Kova Kesonlar

Vakumlu kova kesonlar tip olarak hem kazıklı temellere hem de ağırlık temellere benzemektedir. Hatta bu tip temelleri bahsedilen iki temel tipinin geçişi gibi düşünebiliriz. Ancak bu temel tipini diğerlerinden ayıran en belirgin özellik kurulum şekli olarak karşımıza çıkmaktadır. Vakumlu kesonlar genelde dairesel kesitli ve cidarlı olup, en boy oranı açısından çubuk eleman sınıflandırılmasının dışında kalmaktadır. 5 m.'den düşük su derinlikleri için ortalama çaplar 2 ila 4 m. arasında değişmekle beraber daha büyük su derinlikleri için bu çaplar 12 ila 15 m. değerlerine kadar çıkabilmektedirler [2]. Genelde bu kesonlar çelik malzemeden yapılır ve kuleye bağlanan boru şeklindeki geçiş elemanına çelik flanşlar ve payandalar ile bağlanarak gelen yüklerin homojen bir şekilde keson tabanına etki ettirilmesi hedeflenmektedir. Kesonun yüksekliği yaklaşık olarak kesonun çapına eşit olarak alınmaktadır ve bu şekilde keson içerisinde hapsolan zemin bir ağırlık yapısı şeklinde

sisteme dahil olmaktadır. Şekil 3.7'de Dong Energy firmasının Danimarka'da Horns Rev Deniz Üstü Rüzgar Çiftliğinde kullandığı vakumlu kova keson temeller gösterilmektedir.



Şekil 3.7 : Horns Rev D.Ü.R. Çiftliğinde Kullanılan Vakumlu Kova Keson Temeller

Kurulum şeklindeki farklılığa gelince; bu en-boy oranı yaklaşık 1'e eşit olan kalın cidarlı ve büyük çaplı çelik borular zemin üzerine önce titizlikle oturtulurlar. Ardından bu kesonun üst kısmından açılmış olan bir delikten yukarıya borular ile bağlanan güçlü bir pompa bulunmaktadır. Bu pompa, kesonun cidarları zemine tam olarak oturtulduktan sonra çalıştırılır ve zemin içerisindeki havayı ve suyu güçlü bir basınç ile dışarı pompalar. Bu esnada keson içi ile dışı arasında oluşan basınç farklılığı sebebiyle keson yerçekimi doğrultusunda zemine düşey bir itki yaparak, zemin içerisine batmaya başlar. Bu şekilde keson tamamen zeminin içine batıncaya kadar bu vakum işlemi devam eder. Killi zeminlerde ilgili basınç ayarlanması suretiyle yeterli olmakla beraber, kumlu zeminlerde deniz suyunun zemin içerisinden dışarıya doğru olan akımı sebebiyle efektif gerilme düşer ve bu şekilde kesonun deniz tabanı içerisine batması kolaylaşır. Kesonun zemine arzu edilen miktarda penetre edilmesi işleminin tamamlanmasını takiben pompa montajı için kullanılmış olan vanalar kapatılarak devre dışı bırakılır. Vakumlu kesonunun uygulanma prensibi kovanın içindeki boşluğun, suyun kaldırma kuvvetinin yarattığı belirgin içe doğru akımla dolma zamanının az olması için göreli olarak daha kısa periyotlu dalgalara maruz kalmalarına bağlıdır. Oluşabilen emme, kovanın zemine batma miktarına bağlı olarak, zeminin permeabilitesi, drenaj yolu ve dalga periyodu ile ters orantılıdır [2].

Şekil 3.8'de vakumlu kova kesonda pompa ile vakum işlemi sırasında çekilmiş olan bir resim bulunmaktadır.



Şekil 3.8 : Vakumlu Kova Kesonda Pompalama İşlemi

Vakumlu kesonlar tekil olarak kullanımlarının dışında çoklu konfigürasyonlar ile grup kazıklı temeller şeklinde de kullanılabilir. Bu şekilde gerekli kesonların kesitleri düşürülebilir ve gerekli boru tipleri yerel şartlara veya yabancı imalatçı firmanın durumuna göre daha rahat temin edilebilir. Vakumlu kova kesonların ağırlık temellere göre en büyük özellikleri, cidar iç ve dış sürtünmeleri sebebiyle çekme kuvvetlerine karşı çok daha dayanıklı olmaları olup, kazıklı temellere göre ise en önemli üstünlükleri bir ağırlık yapısı gibi davranmalarından ötürü taşıyabilecekleri büyük orandaki uç direnci olmaktadır.

Vakumlu kesonların taşınması ve kurulumu da önemli avantajlarından biridir. Hafif oldukları için sahaya taşınmaları çok kolay olmakta ve kurulum alanında dikleştirilmeleri genelde sıkıntı yaratmamaktadır. Ayrıca deniz tabanı için tesviye ve düzenleme işlemleri de asgari boyutta kalmaktadır. Ancak özellikle düşük su derinliklerinde dalganın etkisinin deniz tabanında daha şiddetli bir şekilde hissedilmesinden ötürü oyulma önlemleri alınması şart olmaktadır. Bunun için ilgili deniz tabanı sürüklenme kuvvetleri hesap edilmeli, önlem olarak ise deniz içinde keson çevresinde koruyucu anroşman teşkil edilmelidir. Bu yöntem henüz çok yeni bir yöntem olduğu için bu konuda geniş kapsamlı şartname ve hükümler bulunmamaktadır [12]. Bu açıdan bu tip temellerin analizinde gelişmiş, ve mümkün ise üç boyutlu zemin analiz programlarını (plaxis, 3d foundation vs..) kullanarak çok sağlıklı ve titiz zemin etüt raporları ışığında hesap yapmak büyük bir önem teşkil etmektedir.

3.4 Yüzer Sistemler

Deniz üstü rüzgar türbini temeli tasarımında çok yüksek su derinliklerinde (genelde 50 m.'den fazla derinliklerde) diğer temel tiplerinin kullanımı fizibil olmaktan çıkmaktadır. Bu durumlarda yüzer temeller tercih edilmektedir. Yüzer temellerin en büyük avantajları diğer temel tiplerine göre ekonomiklik açısından çok daha üstün olmaları olmakla beraber en büyük dezavantajları ise rijitliklerinin diğer temel tiplerine göre çok daha düşük seviyede olması dolayısıyla ekstrem yanal itkilerin (büyük dalga iklimi, şiddetli sismik hareket vb.) söz konusu olduğu durumlarda üstyapıya (ki burada söz konusu olan üstyapı elemanı kule ve türbin) yer değiştirmelerden kaynaklanan büyük moment etkilerinin etkimesi olarak düşünülebilir.

Deniz üstü rüzgar türbini temel tasarımında öne çıkan iki sistem çekme ayaklı platformlar (literatürde İngilice ismiyle Tension leg platforms - TLP olarak anılmaktadır) ve dönmesi kısıtlanmış şamandıra sistemlerdir. İlk bahsedilen temel tipinde adından da anlaşılacağı gibi deniz seviyesindeki yüzer eleman deniz tabanındaki ankrajlarına öngerilme verilmiş çelik halatlarla bağlanarak dengede tutulmaktadır. Diğer temel tipinde ise şamandıra tipindeki yüzer eleman açılı şekilde kendisine bağlanmış olan ancak öngerilmesiz halatlar ile düzlemde belirli bir tolerans ile tutulmakla beraber şamandıranın alt kısmına yerleştirilen dengeleyici bir eleman yardımıyla dönmesi engellenmektedir.

Yüzer temellerde kullanılan ankrajlar, çapa, zemin içerisine monte edilmiş plaka, vakumlu kova veya deniz tabanı altı kazığı şeklinde olabilmektedir.

4. DENİZİÇİ SAHA ARAŞTIRMALARI VE ZEMİN ETÜDLERİ

Her türlü inşaatta olduğu gibi deniz üstü rüzgar türbini temel tasarımında da rüzgar ve dalga iklimi gibi oşinografik ölçümlerin yanında deniz tabanı batimetrik durumunun ve yerel zemin özelliklerinin de büyük hassasiyetle bilinmesi elzem önem taşımaktadır. Hasssas batimetrik ölçümler ve deniz tabanı yüzey profilinin bilinmesi kuvvet-moment ilişkisinden dolayı temel tasarımını direkt olarak etkiler. Bunun yanında çeşitli şekillerde elde edilen zemin verilerinin doğruluğu da temel tasarımı açısından son derece önemlidir.

Elde edilen batimetrik ve geoteknik veriler günümüzde bilgisayar programları desteği ile yapılan temel tasarımında model girdisi olarak kullanılmakta ve bu şekilde mümkün olan en hassas ve gerçekçi hesabın yapılarak, temel kesiti açısından ne gayriekonomik ne de emniyetsiz olacak şekilde optimum çözüme ulaşmak hedeflenmektedir. Sağlıksız yapılan ölçümler yapının yıkılmasından, yapının olması gerekenden kat be kat pahalı bir yatırım olması sonuçlarına kadar varabilir.

Özellikle karada yapılan arazi deneylerine göre denizde yapılan arazi deneyleri çok daha teknik gerektiren, zahmetli ve hata payı daha yüksek olan deneylerdir. Bu deneylerde durumu piyasa açısından değerlendirirsek, referans ve deneyim açısından üstün, donanımlı firmalar yatırımcının tercih önceliği olmalıdır.

Rüzgar türbinlerinin temel tasarımında incelenmesi gereken bölge, zeminin yapı temeli ile ilişkili olduğu tüm bölgeler ve derinlikler olarak düşünülebilir. Ayrıca yerel saha koşulları birkaç yüz metre ötede olan saha ve zemin koşullarına göre büyük farklılıklar gösterebilmekte, hatta birkaç metre mesafede dahi zemin koşulları ve tabakalaşma faklılıklar gösterebilmektedir. Bu sebeple yapılacak olan sondaj sayısının doğru bir şekilde öngörülmesi büyük önem taşımaktadır. Deniz üstü rüzgar çiftliği inşaatında türbinler arasında bir kaç yüz metreye varabilen geniş mesafeler nedeniyle, çiftlikte bulunan her rüzgar türbini için sondaj, örnekleme, arazi ve laboratuar deneylerinin yapılması şart hale gelmektedir. Bu mantık doğrultusunda deniz üstü rüzgar çiftliği inşaatında her türbinin bir adet sondaja karşı geleceği düşünülebilir.

Konunun tam manasıyla açıklığa kavuşturulabilmesi için, altı adet konuyu incelemekte fayda bulunmaktadır. Bu konular; saha araştırması aşamaları, sondaj ve örnekleme, arazi deneyleri, laboratuar deneyleri, deniz tabanı stabilitesi ve oyulması ile deniz içi saha araştırmalarında kullanılan ekipmanların incelenmesi olacaktır. Bu bölümde bu konular etraflıca incelenecektir.

4.1 Saha Araştırması Aşamaları

Deniz üstü rüzgar türbinlerinin saha araştırmaları genel olarak dört fazdan oluşmaktadır [2]. Bunlar;

- Ofis Çalışması
- Jeolojik Çalışmalar
- Jeofizik Çalışmalar
- Sondaja ve Numune Almaya Dayalı Zemin Etütleri (Geoteknik Zemin Etütleri)

Ofis çalışması safhası saha araştırmaları dışında bütün yatırımı ilgilendiren, fizibilite yoğunluklu bir safhadır. Bu aşamada bölgenin rüzgar enerjisine uygunluğu, deniz üstü inşaat için bölgenin bürokratik açıdan uygunluğu, bölgedeki mevcut deniz yapıları, bölgedeki mevcut elektrik şebekesinin durumu veya şebekenin bölgeye uzaklığı, bölgenin depremselliği, ve genel jeolojik değerlendirmeler yapılmakta, maliyet, kar-zarar ve ilgili yatırım analizleri yapılarak bölgenin yatırıma uygunluğu incelenmekte, ve sahaya mobilize olacak olan jeolojik ve geoteknik firmalar için planlama hazırlanmaktadır. Çizelge 4.1'de tipik bir deniz içi saha araştırması planı görülmektedir.

Çizelge 4.1 : Tipik Bir Deniz İçi Saha Araştırması Planlaması [13]

	GEÇEN ZAMAN (AY)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
A . Mevcut Verilerin İncelenmesi												
B. Jeofizik Çalışmalar												
C. Oşinografik Verilerin Toplanması												
D. Jeofizik Verilerin Yorumlanması												
E. Örnekleme ve In-situ Deneyler												
F. Laboratuar Deneyleri												
G. Veri Analizi												
H. Sonuçların Sentezi ve Raporlama												

Bu aşamadan sonra ise saha araştırmaları yoğun olarak başlamaktadır. Ofis çalışmasından sonra yürütülmesi gereken ilk çalışma jeolojik çalışmalardır. Jeolojik çalışmalarda bölgenin jeolojik durumu ve tarihi incelenmektedir. Genel olarak temin edilebilen jeolojik haritalar yardımıyla yerinde de gözlemler sonucu bölgenin jeolojik tarihi, katmanlaşma ve tektonik hareketler hakkında bilgi edinilebilmektedir.

Üçüncü aşama olan jeofizik çalışmalar ise artık ölçümlerin yoğun olarak başladığı safha olarak karşımıza çıkmaktadır. Jeofizik çalışmalar kendi içinde üç gruba ayrılmaktadır. Bunlar;

- Batimetrik harita çalışmaları,
- Deniz tabanı haritalanması,
- Sismik yöntemler ile tabakalaşmanın incelenmesi,

şeklindedir.

Deniz üstü rüzgar türbininin temel tasarımında en önemli faktörlerden biri olan su derinliğinin doğru olarak tespiti için detaylı ve titiz batimetrik ölçümlerin yapılması gerekmektedir. Batimetrik ölçümler ile deniz tabanının topoğrafik durumu tespit edilerek aynı su derinliklerinden geçen ve genelde 0.5m. veya 1m.'de bir yerleştirilen eş derinlik çizgileri ile deniz altı batimetrik haritası oluşturulmaktadır. İskele veya rıhtım gibi deniz yapılarına oranla deniz üstü rüzgar türbinlerinin yapısal olarak daha lokal (daha küçük etki alanında bulunması) olmaları sebebiyle batimetrik ölçümlerin çok daha hassas bir şekilde daha sık bir karelaj ile yürütülmesi gerekmektedir.

Batimetrik ölçümler günümüzde sonarlı (echo sounder) özel tekneler yardımıyla rahatlıkla yapılabilmektedir. Bu tekneler, tekne dibinden deniz içine doğru gönderilen ses dalgalarının deniz tabanına temas ederek tekne altındaki alıcıya geri yansıması ile elde edilen hız ve frekans değerleri deniz suyu yoğunluğu gibi parametrelerle ilişkili olarak belirli dönüşümlerle mesafeye ve dolayısıyla su derinliğine dönüştürülerek ölçümler elde edilir. Türkiye'de de deniz yapıları tasarımı için yürütülen batimetrik ölçümler bu şekilde ve bu teknoloji ile yapılmaktadır. Sonar (echo sounder) sisteminin yanı sıra bu teknelerde ayrıca iskandil ipleri de kullanılarak belirli bölgelerde elektronik olan cihazın doğruluğu el ile yapılan bu ölçümler ile kontrol edilmektedir. Sonar teknolojisinin ortaya çıkmasından önce batimetrik harita oluşturma işlemi iskandil ipi ile ölçümlere dayanmaktaydı.

Deniz tabanının haritalanması konusunda ise kullanılan en yaygın yöntem yanal taramalı sonar (side scan sonar system) ile ölçüm yöntemidir. Bu yöntemde de batimetrik ölçümlerde kullanılan dip taramalı sonar cihazına benzer bir sistem ile deniz tabanı üzerindeki oluşumlar, kaya parçaları veya bölgeye sürüklenmiş veya bölgede zamanında batmış çeşitli metal nesneler tanımlanabilmektedir. Özellikle batık arama gemileri de bu sistemi kullanmaktadırlar. Deniz tabanına gönderilen sinyaller belirli bir miktarda zemin içerisine de yayılarak yüzey tabakalaşma durumu hakkında da bilgi verebilirler. Ses dalgasının karşılaştığı ortamın yoğunluğuna göre yansıtılan dalgalar elde edilmekte ve bu şekilde yoğun - az yoğun katmanların dağılışı belirlenebilmektedir. Bu şekilde çakıl veya kaya gibi yoğunluğu yüksek katmanlar ile kum ve kil gibi yoğunluğu daha düşük katmanlar ayırt edilerek zemin profili hakkında bilgi edinilebilmektedir. Bu yöntemle aynı zamanda deniz tabanındaki akımdan kaynaklanan sediment hareketi de takip edilebilmektedir. Sonardan gönderilen sinyal yeter büyüklükteki kum dalgalarına çarptığı durumda bu kum dalgalanmaları elde edilen profilde görüntülenebilmektedir. Bu şekilde de deniz tabanının oyulmaya meyilli olup olmadığı öngörülebilir. Deniz tabanının haritalanması konusunda ayrıca çelik nesneleri tanımlayabilen magnetometer ismi verilen elektromagnetik bir cihaz da kullanılmaktadır.

Jeofizik çalışmalar kapsamında yapılan diğer ölçümler ise sismik yöntemler yardımıyla yapılan zemin tabakalaşmasının incelenmesidir. Yanal taramalı sonar cihazlarına benzer olarak çeşitli çalışma prensipleri olan çeşitli cihazlar yardımıyla "boomer", "sparker", "pinger", "chirp profiler" veya ses tabancası kullanılarak yapılan yüksek çözünürlüklü dijital ölçümler elde edilmektedir. (Not : İlgili terimler literatürde İngilizce isimleriyle anılmakta olduğu için tercüme edilmemişlerdir.) Hangi cihazın seçileceği direkt olarak yerindeki koşullar ile ilişkili olmakla beraber en sıklıkla kullanılan yöntem ses tabancası kullanılarak yapılan yüksek çözünürlüklü dijital ölçüm yöntemidir [2]. Bu yöntemlerin çoğunda ses cihazları ve alıcıları deniz tabanına yerleştirilmektedir. Bu sebepten dolayı deniz akımı ve koşullarından etkilenme seviyeleri tekne tabanına yerleştirilmiş olan yanal taramalı sonara göre daha yüksek seviyededir.

Son faz olan geoteknik zemin etütleri ise bu aşamalar içerisinde en çok zaman alanı ve teferruatlısı olmaktadır. Detaylı inceleme aşağıda bölüm 4.2.'de ele alınmıştır.

4.2 Sondaja ve Numune Almaya Dayalı Zemin Etüdleri

Saha araştırması aşamaları içerisindeki en son faz deniz tabanı altında bulunan zeminin numune alınarak çıkartılan sondaj loglarının kullanılmasıyla temel tasarımına esas zemin kesitinin ve yerinde (in-situ) deneyler ve laboratuvar deneyleri ile zemin özellikleri ve parametrelerinin belirlenmesi işlemidir. Geoteknik saha araştırmaları temel zemininin malzeme özelliklerini beş unsur dahilinde ortaya çıkarmaktadır [2] ;

- Makroskopik (örnek: tarihsel ve bölgesel karakteristikler),
- Mekanik (örnek: mukavemet ve arazi gerilme koşulları),
- Mikroskopik (örnek: dane büyüklüğü, yuvarlaklık ve şekil),
- Kimyasal (örnek: moleküler yapı),
- Su muhteviyatı.

Bu ölçümler ise üç aşama halinde; sondaj ve örnekleme, arazi deneyleri ve laboratuvar deneyleri yapılması şeklinde tamamlanarak elde edilen sonuçlar ışığında geoteknik zemin etüt raporu oluşturulur.

4.2.1 Sondaj ve örnekleme

Geoteknik zemin etütlerinin başlangıç noktası sondaj ve örnekleme aşamasıdır. Bu aşamanın titizlikle yürütülmesi, sonrasında yapılacak olan laboratuar deneylerinin ve yaklaşık olarak eş zamanlı yürütülen arazi deneylerinin başarısını arttıracaktır. Sondaj yapılırken en önemli husus delme işlemleri sırasında sondaj kuyusunun çevresini veya sondaj kuyusundan çıkarılması hedeflenen numunelerde örselenmeyi en aza indirmektir. Sondaj sırasında yumuşak zemin katmanları için daha fazla sondaj tekniği alternatifi ortaya çıkarken, özellikle kaya, çatlaklı kaya veya katı kil gibi sert zemin tabakalarında sondaj yapılabilmesi için bu alternatifler azalmaktadır. Bu tip sert zeminlerde genelde tercih edilen yöntem elmas uçlu yüksek hızlı sondajlardır.

Deniz üstündeki sondajlar genellikle duba, jack-up platformları veya yarı batık dubalar üzerinde yürütülür. Bunlara ait detaylara bölüm 4.4'te değinilecektir.

Sondaj yapılırken dikkat edilmesi gereken bir durum da gaz çıkışı gibi beklenmedik durumlardır. Bu gibi durumların ortaya çıkma ihtimallerine karşın genelde deniz üstü sondaj dubasında sigara içilmesi, cep telefonu ile konuşmak gibi davranışlar kısıtlanmalıdır.

Deniz üstü sondajlarının kara sondajlarına göre en büyük komplikasyonu, denizdeki dalga ikliminden kaynaklanmaktadır. Dalgalı ve rüzgarlı olumsuz koşullarda denizde sondaj yapmak zorlaşmakta ve duruma göre işlem tamamen ertelenmektedir. Bu sebepten dolayı denizde sondajlar hava durumu iyice araştırılarak belirli bir takvime göre ayarlanmalıdır. İşveren ile sondaj firması arasında yapılan anlaşmalarda ya götürü fiyat ya da günlük fiyat üzerinden anlaşma yapılmaktadır. Götürü fiyat üzerinden anlaşıldığı durumlarda, sondaj firması fırtınaya yakalanmanın kendisine getireceği maddi kaybın önüne geçmek için hava durumuna göre planlanmamış bir işte işini hızlı bir şekilde yapıp bitirmek ister ki bu da çoğu zaman sondaj işleminde yeterli özenin sağlanmamasına yol açabilir. Tersi durumda günlük fiyata göre işveren ile sondaj firması anlaştığında ise, yine hava şartlarının göz ardı edildiği bir takvim neticesinde sondaj firmasının işe başlama durumunda, olası bir fırtına durumunda sondaj firmasının kaybı olmayacak ancak bu durumda işveren hava şartlarına bağlı kayıplar ve aynı zamanda zaman kayıplarıyla yüzleşecektir. Bu sebepten ötürü deniz sondajlarında iş takvimi meteorolojik veriler gözetilerek ortaya çıkarılmalıdır.

Sondaj işleminde en önemli konulardan biri de sondaj kuyusu derinliğidir. Sondaj kuyusu derinliği 1. ve 2. derece deprem bölgelerinde sıvılaşma ihtimalinden dolayı 20 m.'den az olmamalı, kazıklı temel yapılması planlanması halinde ise muhtemel kazık boyu ve kazık ucunun sağlam zemine giriş derinlikleri dikkate alınarak buna uygun sondaj derinliği belirlenmelidir [14]. Ana kayaya rastlanması durumlarında ise anakaya içerisine en az 3m. girilerek sondaj sonlandırılmalıdır.

Sondaj işlemleri ile eş zamanlı yürütülen örnekleme ise en az sondaj işlemi kadar özen gösterilmesi gereken bir iştir. Örnekleme yapılması esnasında alınan numunenin hem alınması hem çıkartılması hem de çıkartıldıktan sonra saklanması işlerinde esas olan husus örneğin en az örselenecek şekilde elde edilmesidir.

Örnekleme işinde çeşitli metotlar ve teknolojiler kullanılmaktadır. Bunların arasında en yaygın olarak kullanılan yöntem hidrolik makaralı düzenekler yardımıyla örnekleme yapmaktır. Daha özel olarak bu sistemler de kendi aralarında örselenmiş

numune elde eden, kavrayarak örnekleme, itmeli ve pistonlu örnekleme ve numunenin örselenmemiş halde elde edilmesini hedefleyen, uzaktan kumandalı örnekleyici, vibrasyonlu örnekleyici, kutu örnekleyici ve kaya örnekleyicisi şeklinde çeşitli tiplere ayrılmaktadır.

Kavrayarak örnekleme genelde yalnızca zemin sınıflandırılması amacıyla yapılır. Şekil 4.1'de de görüldüğü üzere mafsallı çelik bir kova şeklindedir. Çelik kova hidrolik sisteme bağlanarak deniz tabanına indirilir ve açılıp kapanan çenesiyle, büyüklüğüne de bağlı olarak birkaç litreden bir metreküpe kadar zemini kavrayabilir. Ucuz ve zahmetsiz bir yöntem olmasına karşın çok yüksek seviyede örseleme ve düşük derinliklere kadar uygulama imkanları gibi dezavantajları bulunmaktadır.



Şekil 4.1 : Kavrayarak Örnekleme Yönteminde Kullanılan Kova

Bunun dışındaki yöntemlerden itmeli ve pistonlu örneklemede çelik boru şeklindeki delici tij üzerinde bulunan ağırlık ile deniz tabanına düşürülerek kesme işlemi yapılır. Bu esnada boru içinde bulunan pistonlu sistem ise yeterli bir emme basıncı oluşturarak elde edilen numunenin yukarıya çekilmesi esnasında boru içerisinde kalmasını sağlar. Bu boruların cidarları, yeterli kesme basıncını elde edebilmek ve örselenmeyi en aza indirebilmek için yeter derecede ince olmalıdır.

Örselenmemiş numune eldesinde kullanılan ise çeşitli sistemler mevcuttur. Bu sistemler arasında uzaktan kumandalı örnekleyici tekniğinde tekne veya duba üstü güverte kontrol sistemi ile bilgisayara bağlı olarak tij hareket ettirilerek delme sağlanır, sonuçlar video çekimleri ile desteklenir. Ancak bu teknik de serbest ağırlığa

bağlı bir teknik olduğu için düşük derinliklere kadar örnekleme imkanı sağlar. Bu sistemlerde maksimum delme derinliği yaklaşık 5m. civarındadır. Bu yöntem herhangi ilave bir ağırlık eklemek söz konusu olmadan 130 m. su derinliğine kadar çalışabilir [15]. Bu sisteme ayrıca jeofizik yöntemlerde işe yarayan çeşitli ekipmanlar monte edilerek tabakalaşma durumu hakkında da bilgi edinilebilir.

Serbest ağırlık ile delme durumunun zorlaştığı daha katı zemin tiplerinde ise vibrasyonlu örnekleyici tercih edilmektedir. Genellikle hakim zemin profilinin kumlu zeminlerden oluştuğu durumlarda tercih edilir. Bu teknikte vibrasyonlu bir sistem ile darbeli bir şekilde dinamik kuvvetlerin üstünlüğünden yararlanılarak delme işlemi yapılır.

Bunun dışında daha da sert olan kaya zeminlerin delinerek örnekleme yapılması için dönmeli (rotary) elmas uçlu örnekleyiciler kullanılmaktadır. Kil zeminlerde ise kutu şeklinden dolayı kutu örnekleyici (box corer) olarak anılan ve kil zemini peynir misali kutu kesitli bir şerit halinde kesebilen bir örnekleyici kullanılmaktadır. 10 il 50 litre arasında elde edilen numune daha sonra kesilerek muhtelif deneyler için laboratuara gönderilir.

Örnekleme işleminin tamamlanmasından sonra elde edilen zemin numunelerinin yerinde bulunduğu duruma oldukça yakın olacak bir durumda laboratuara iletilmeleri gerekmektedir. Öncelik tüm sondaj ve örnekleme çalışmalarında olduğu gibi zeminin taşınma veya saklanma sırasında da örselenmesini, mekanik olarak bozulmasını engellemektir. İtmeli ve pistonlu sistemler ile elde edilen numuneler ilgili boruların içinde aynen korunabilir. Elde edilen numunelerin dış ortam ile nem ve ısı alışverişini en aza indirecek, ve bunun yanında fiziksel etkilerden de numuneleri koruyacak metal kaplarda korunması sağlanmalıdır (şekil 4.2). Elde edilen numuneler ayrıca kimyasal veya fiziksel olarak özelliklerini kaybetmemeleri açısından 7 °C gibi bir sıcaklıkta saklanmalı, saklanma sıcaklığı ne çok düşük ne de çok yüksek olmalıdır. Özellikle suyun donma sıcaklığı altında numuneler kati suretle muhafaza edilmemelidir. Bu durumda numune içerisindeki suyun donup genişleyerek zeminin diğer zemin özelliklerini önemli oranda etkileyen boşluk büyüklüğü gibi temel bir özelliğinde farklılaşmaya neden olabilir.



Şekil 4.2 : Çelik Sandık İçerisinde Korunmaya Alınmış Numune Örnekleri

Örnekleme ve sondaj işlemlerinin tamamlanmasından sonra elde edilen verilerin raporlanmasında belirli bir format izlenmelidir. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı'nın 2005 tarihli zemin etüt raporu hazırlanması formatına ilişkin genelgesinde sondaj logaları ile ilgili olarak şu ifadelere yer verilmiştir;

"İnceleme alanındaki birimlerin yanal ve düşey yönlerdeki değişimlerini belirleyebilecek yeterli sayıda sığ ve derin sondajlar yapılmalı, sondaj çalışmaları TSE standartlarına uygun olarak gerçekleştirilmeli ve sondaj yerlerinin seçimi titizlikle yapılmalıdır. Örneğin ; projede yer alan bina bloklarının köşe noktalarına ve bir tane de orta noktaya gelecek şekilde sondaj noktaları planlanmalıdır. 1. ve 2. Derece Deprem Bölgelerinde, sıvılaşma açısından sondajların derinliği 20 m'den az olmamalıdır. Hedeflenen sondaj derinliğinden önce kaya birimine rastlanması durumunda ise, kaya içerisinde 3 metre ilerlendikten sonra sondaj bitirilmelidir. Ayrıca topoğrafya nedeniyle eğimli arazilerde veya yapıda bodrum düşünülmesi durumunda temel tasarımına esas olacak olan örnekleme işlemine ve arazi deneylerine muhtemel temel derinliğinin altından itibaren başlanılmalıdır. Kazıklı temel gereken hallerde, muhtemel kazık boyu ve kazık ucunun sağlam zemine giriş derinlikleri dikkate alınarak buna uygun sondaj derinliği belirlenmelidir. Sondaj ve arazi deneylerinden elde edilen veriler çizelgeler halinde ve yorumlanarak verilmelidir. Ayrıca sondaj yerlerinin koordinatları bir tablo halinde verilmeli ve plankote ve vaziyet planı üzerine işlenmelidir. Ek olarak verilecek sondaj loglarında TSE standartlarında belirlenmiş semboller kullanılacak, sondaj yerlerinin koordinatları, sondaj makinesinin türü, sondörün adı ve soyadı, sondajın yapıldığı tarihler, hava durumu, yer altı suyuna ilişkin en az 7 günlük gözlemler, zemin birimlerinin düşey yöndeki değişimleri, zemin tanımlamaları, alınan örselenmiş ve

örselenmemiş örneklerin derinlikleri, örselenmemiş örneğin türü, arazide yapılan deneyler logu hazırlayan tarafından imzalı olarak sunulmalıdır. Sondaj kuyularının tabanına kadar alt kısmı delikli PVC boru indirilerek sondaj deliğinin çeperlerindeki göçmeler ve yüzeyden düşebilecek parçalar nedeniyle kuyunun kapanması önlenmeli, gerekirse kuyu ağzına beton kapak yapılmalı, böylece uzun süreli yer altı suyu ölçümü yapılmasına olanak sağlanmalıdır. Sondaj karotlarının fotoğrafları standartlara uygun olarak çekilerek raporun ekinde sunulmalı, sandıklanarak koruma altına alınan karotlar rapor onay süreci tamamlanana değin muhafaza edilmelidir. Sondajlar sonucunda çizilen kesitlerde sondaj noktaları belirtilmeli, jeolojik veriler kesitte farklı renklerde verilmeli, yer altı suyu seviyesinin en sığ ve en derin kotları noktalı çizgi ile gösterilmelidir."

4.2.2 Arazi deneyleri

Denizdeki zemin etütlerinde arazi deneyleri olmazsa olmaz hale gelmektedir. Arazi deneyleri laboratuar deneyleri ile birbirlerini tamamlayarak, deniz tabanı altı zeminlerinin daha iyi anlaşılmasını sağlar. Yapılan arazi deneyleri sonucunda elde edilen veriler, literatürde tanımlanmış çeşitli korelasyon ve formülasyonlar yardımıyla zemin parametre ve özelliklerine geçişi sağlamaktadır. Bir zemin etütünün başarısı laboratuar deneyleriyle arazi deney sonuçlarının arasındaki uyumla da tanımlanabilir.

Ülkemizde deniz inşaatlarında en yaygın olarak kullanılan deney standart penetrasyon deneyi (SPT) olmakla beraber dünyada son zamanlarda bu alanda daha çok tercih edilen deney çeşitli üstünlüklerinden ötürü koni penetrasyon deneyi (CPT) olmaktadır. Bunların yanında yaygın olarak kullanılan deneyler arasında arazi vane deneyi gösterilebilir.

Genelde inşaatın başlamasıyla beraber, kazıklı yapılarda düşey ve yanal kazık yükleme deneylerinden de söz edilebilir ancak bu deneyler amaç bakımından uygulama sonu duruma dair bilgi vermek amacını taşıdığından dolayı bu deneyleri bu kapsamda incelemek uygun olmayacaktır.

4.2.2.1 Standart Penetrasyon Deneyi (SPT)

Standart penetrasyon deneyi en eski arazi deney yöntemlerinden biridir. 1920lerde geliştirilen yöntem 1958 yılında ASTM D1586 ile standardize edilmiştir. Bugün de dünyada en yaygın olarak kullanılan yöntemlerin başında gelmektedir. Uygulanması son derece kolay ve ucuz bir deneydir. Bu sebepten dolayı, hata payı çok çeşitli faktörler sebebiyle fazla olan bir deney olmasına karşın görünen gelecekte de yaygınlıkla kullanılması muhtemeldir [16]. Ancak kritik projelerde, ki deniz üstü rüzgar türbinlerinin temel zemini incelemesi bu kapsama girmektedir, yerini daha gelişmiş başka deneylere bırakmaktadır. Test prosedürü ASTM D1586'ya göre şu şekilde olmaktadır;

1- Deneyin yapılacağı derinliğe kadar 60-200 mm. arasındaki bir çapta sondaj kuyusu açılır.
2- Çelik halatlar ile 63.5 kg ağırlığındaki bir tokmağa bağlanan SPT tiji kuyu içerisine alınır.
3- Manuel olarak (elle) veya otomatik bir tertibat yardımı ile tokmak 760mm. yükseklikten tij üzerine düşürülerek tijin zemine batırılması sağlanır. Bu düşürme işlemi tij zemine 450 mm. batana kadar devam ettirilir ve her 150 mm.'lik batmaya karşılık gelen darbe sayısı not alınır. Darbe sayısının 150 mm.'lik kademe için 50ye geldiği durumda zeminin refü durumunda olduğu kabul edilir ve deney sonlandırılır.
4- İlk 150 mm.'lik batma esnasındaki darbe sayısı kuyu tabanının örselenmiş olması veya kuyu kenarlarından tabana dökülen boşluklu malzemenin etkisinden dolayı göz ardı edilir. Sonraki 300 mm. batmaya tekabül eden darbe sayısı ise N_{30} olarak kaydedilir.
5- SPT tiji geri çekilir ve içindeki zemin çıkarılarak saklanır.
6- Aynı işlem sonraki ölçümler için aynı şekilde devam eder. İki SPT derinliği arasında 500mm.'den az olmayacak şekilde, genel uygulamada 1.5 – 5m. arasında farklar bulunmaktadır.

Elde edilen SPT sonuçları, çıkartılan zemin numuneleriyle beraber değerlendirilerek, derinliğe bağlı sondaj logu ismi verilen özet tablolarda belirli bir formatta sergilenirler.

Standart penetrasyon deneyinin en büyük dezavantajı deney sonuçlarını etkileyen çok çeşitli durumun söz konusu olmalıdır. Deney sonuçlarının (darbe sayılarının) gerekli bütün düzeltme faktörlerine (şahmerdan tipi ve şahmerdan bırakma mekanizması, kedi başı sarım sayısı yeraltısuyu, enerji, kuyu çapı, iç tüp kullanılıp kullanılmadığı, tij uzunluğu, tipi vb.) tabi tutularak düzeltilmesi gerekmektedir [14]. İlgili düzeltmeler sonucu düzetilmiş N_{60} sayısı elde edilir;

$$N_{60} = \frac{E_m \, C_B \, C_S \, C_R \, N}{0.60} \tag{4.1}$$

N_{60} : Düzeltilmiş SPT-N değeri, E_m : Tokmak enerji düzeltmesi, C_B : Sondaj kuyusu çap düzeltmesi, C_S : Numune düzeltmesi, C_R : Tij uzunluğu düzeltmesi, N : Arazide kaydedilen SPT-N değeri

SPT sonuçlarından elde edilen darbe değerleri çeşitli korelasyonlar ile zemin parametrelerine geçişi sağlayabilmektedir. Aşağıda killi ve kumlu zeminler için SPT-qu ve SPT-Ø' ilişkilerini içeren tablolar görülmektedir.

Çizelge 4.2 : SPT-qu , SPT-Ø' İlişkileri [18]

Sıkılık	SPT-N	ϕ	D_r (%)
Çok Gevşek	<4	<30	<15
Gevşek	4 - 10	30 – 32	15 - 35
Orta Sıkı	10 - 30	32 – 35	35 - 65
Sıkı	30 - 50	35 – 38	65 - 85
Çok Sıkı	>50	>38	85 - 100

Kıvam	SPT-N	q_u (kPa) AS1726
Çok Yumuşak	<2	<25
Yumuşak	2 – 4	25 –50
Orta Katı	4 –8	50 – 100
Katı	8 –15	100 – 200
Çok Katı	15 –30	200 – 400
Sert	>30	>400

➢$s_u = q_u/2$
➢Peck et al (1974)

4.2.2.2 Koni Penetrasyon Deneyi (CPT)

Koni penetrasyon deneyi bir tijin zemin içerisine sokularak karşılaştığı reaksiyon kuvveti ile uç basıncı ve çevre sürtünmesinin direkt olarak ölçülmesini sağlayan bir yöntemdir. Özellikle kazıklı olarak yapılması planlanan temellerde kazıklı temel tasarımı için en somut uç direnci ve çevre sürtünmesi değerlerini sağlarlar.

Koni penetrasyon deneyinin kullanım amaçları;

- Zemin tabakalaşmasını belirlemek,
- Zemin tabakalarının mühendislik özelliklerini belirlemek,

- Temel tasarımı için doğrudan sonuçlara ulaşmak,

şeklinde gösterilebilir.

CPT 1932 yılında Hollandalı mühendislerin uygulamalarıyla başlamıştır. Bugünkü uygulamaya göre çok daha ilkel olmasına rağmen fikir açısından standart penetrasyon deneyine yakın bir tarihi bulunmaktadır. Ancak ikinci dünya savaşı sırasında Berlin'de ilk elektronik koni penetrasyon deneyleri yapılmaya başlanmıştır.

Deneyde, sensörleri olan, konik uçlu (60 derece konik uç,10 cm 2 kesit alanı) çelik sonda (konik ucun üzerinde 150 cm 2 sürtünme ceketi bulunmaktadır) arkasına sıralı olarak takılan içlerinden kablo geçebilen 39 mm dış çaplı tijlerin sabit bir hızla (20mm/sn) zemine hidrolik çene ile tutulup pistonlar ile itilir.Bu sırada uç direnci ve çevre sürtünmesi ölçülür. Konik ucun üzerine belirli bir sensör eklemek ile boşluk suyu basıncı da deney sırasında ölçülebilmektedir. Bu şekilde yapılan deney CPTu olarak tanımlanır ve sondaya da "piyezekon" adı verilir. CPT sondasına hız alıcıları monte edilerek sismik ölçümler de yapılabilir. Buna sismik CPT denmektedir.

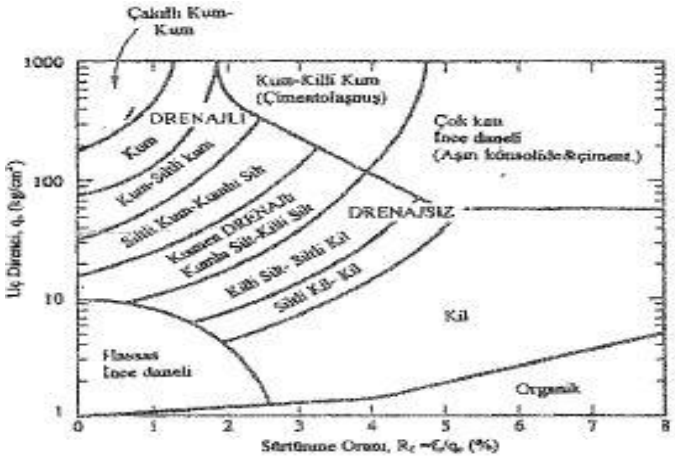
30 metre su derinliğine kadar yapılan CPT ve CPTu deneyleri karada yapılan sistemle pek farklılık göstermez. Ancak 39 mm tijlerin dışına geçen 55 mm dış çaplı muhafaza boruları su derinliğine göre yeterli gelmeyebilir. Düşük zorlanmalarda dahi tijler ve muhafaza boruları eğilip ve kırılabilir. Bu sebepten dolayı deniz üstü uygulamalarında ilave muhafaza boruları kullanmak gerekmektedir. Ancak bu şekilde deney düzeneği deniz uygulamalarında daha maliyetli hale gelmektedir. Açık denizlerde deniz tabanına ekipman indirilerek CPT deneyleri yapılmaya başlanmıştır. Ancak ülkemizde böyle bir uygulama henüz görülmemiştir. Denizde CPT yapılabilmesi için her şeyden önce zemine sonda sürülürken çalışma platformunun aşağı yukarı veya sağa sola oynamaması gerekmektedir. Bunun için de deniz üstü uygulamalarda yalnızca jack-up platformlarda CPT yapılabilmektedir. Şekil 4.3'te Türkiyede bir jack-up platformu üzerinden yapılan bir CPT deneyi görülmektedir.



Şekil 4.3 : Türkiye'de Bir Deniz Üstü CPT çalışması (Balmer Müh. Ltd. Şti.)

CPT'nin avantajları arasında daha büyük penetrasyon derinlikleri, tabakalaşma durumunun kesintisiz takip edilebilmesi, laboratuar deneylerinin gerekliliklerini azaltması, kohezyonsuz zeminler için relatif sıklığın doğru olarak hesaplanması ve deney hızı sayılabilir. Ancak koni penetrasyon deneyi kazık tasarımında, taşıma gücü ve sıvılaşma hesaplarında kum, kil ve karma zeminde yüksek güvenirlikte olmakla beraber oturma hesapları için kil ve karma zeminde iyi neticeler vermez. Kumlu zeminlerde dolgu kontrolüne ilişkin deneylerde CPT başarılı olurken, killi zeminlerde aynı durum söz konusu değildir.

CPT deneylerinin sonuçları olarak elde edilen değerler çeşitli korelasyonlar ile zemin parametrelerine ve başka zemin özelliklerine geçişte kullanılabilmektedir. Aşağıdaki şekilde (şekil 4.4) CPT-zemin sınıfı ilişkisi açıklanmıştır.



Şekil 4.4 : CPT - Zemin Sınıfı İlişkileri

Canadian Geotechnical Society (1985) koni penetrasyon deneyi ile kazık taşıma gücünün, CPT deneyi tahmini için, iri çakıl ve sıkı kumlarda uygulama zorluğu nedeni ile silt ve kum zeminlerde denklem 4.2 ile gösterilen taşıma gücü bağıntısını önermiştir.

$$Q_F = q_c A_b + f_c A_s L \tag{4.2}$$

Q_F : Kazık nihai taşıma gücü, q_c : Koni penetrasyon uç direnci, A_b : Kazık uç kesit alanı, f_c : Koni penetrasyon deneyinde ortalama çevre sürtünmesi, A_s : Kazık çevre alanı, L : Kazık çakım boyu.

Burada, yapılan deney sayısı ve deney sonuçlarının dağılımına bağlı olarak 2.5 veya 3.0 gibi bir güvenlik sayısı kullanılması önerilmektedir [17].

4.2.2.3 Arazi vane deneyi

SPT ve CPT dışında denizde yapılan arazi deneyleri arasında en yaygın olarak kullanılan deney arazi vane deneyidir. 1920'lerde İsveçli mühendis John Olsen tarafından geliştirilmiş, 2. dünya savaşından sonra ASTM D2573 ile standardize edilmiştir. Uzun yıllardır manuel olarak yapılan bir deney olmasına rağmen son senelerde elektronik uygulamaları yaygınlaşmıştır.

Artı (+) kesitli ve aynı zamanda "kanatlı kesici" olarak anılan bir çubuğun (şekil 4.5) mevcut sondaj kuyusunun içerisine, veya direkt olarak zemin üzerine batırılıp döndürülmesiyle zeminin karşı koyduğu burulma momenti kullanılarak yumuşak ve orta katı killerde drenajsız kohezyon değerini direkt olarak (c_u) elde etmekte kullanılır. Hata payının diğer arazi deneylerine göre düşüklüğü sebebiyle bu tip

zeminlerde c_u parametresini elde etmekteki en sağlıklı yol budur. Deneyin yapılışı şu şekildedir;

- Kanatlı uç deney yapılacak derinliğe itilir,
- Üstteki kol yardımı ile burulma momenti uygulanarak sabit hızla döndürülür (0.1 m/sn)
- Bu dönme ile zeminden silindirik bir parça koparılır,
- Dönmeye karşı koyan kuvvetler, silindirik zemin kütlesinin yüzeyinde oluşan kayma gerilmeleridir,
- Zemin mukavemetini yenecek moment ölçülür,
- Sondaj ilerledikçe istenilen derinlikte tekrarlanır,
- Deney çok hızlıdır ve yaklaşık 1 dakika içinde tamamlanır,
- Deney sondaj kuyusu içinde uygulanıyorsa, kesici kanatın üst seviyesi kaplama tabanından, kaplama boru çapının 5 katı kadar aşağıda olması gereklidir,
- Araştırma çukurlarında yatay doğrultuda da uygulanabilir.[18]

Deney sonucunda elde edilen burulma momenti değerinden (4.3) denkleminde gösterildiği şekilde drenajsız kayma mukavemeti elde edilebilir.

$$c_u = \frac{T}{\pi\left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{1}{6} D^3\right)} \tag{4.3}$$

c_u : Drenajsız kayma mukavemeti, T : Zemine etki ettirilen burulma momenti, D : Vane aparatı çapı, H : Vane aparatı uzunluğu

Bu deneyin avantajları arasında son derece hızlı ve ekonomik bir deney olması ve yumuşak - orta katı killerde c_u parametresini düşük bir hata payı ile belirlemesi gösterilebilir. En büyük dezavantajı ise tüm zemin tiplerine uygulanamaması, kohezyonsuz zeminlerde hiç bir suretle geçerli olmaması sayılabilir.



Şekil 4.5 : Arazi Vane Deneyinde Kullanılan Kanatlı Kesici Örnekleri

4.2.2.4 Diğer arazi deneyleri

Yukarıda bahsedilen arazi deneyleri denizdeki zemin etütlerinde en fazla başvurulan yöntemler olmakla beraber özel durumlarda çeşitli arazi deneyleri de yapılabilmektedir. Bunların arasında kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde c ve Ø parametrelerini ve yatay yataklanma katsayısını belirlemekte kullanılan presiyometre deneyi, zemin parametreleri, permeabilite özellikleri, zemin elastisite modülü gibi parametre ve özellikleri belirlemede kullanılan dilatometre deneyi, özellikle ağırlık temeller için gerekli olan zemin emniyet gerilmesini ölçebilen plaka yükleme deneyleri, tabakalaşma durumu ve sağlam tabakanın yerini tespit etmekte kullanılan dinamik sonda, İsveç sonda deneyi ve zemin içerisindeki dalga hızını ölçerek tabaka rijitlikleri hakkında bilgi veren sismik deneyler gibi çeşitli arazi deneyleri deniz zemin etütlerinde kullanılmaktadır.

4.2.3 Laboratuvar Deneyleri

Zemin etüt programı içerisinde en fazla bilginin kaynağını laboratuar çalışmaları oluşturmaktadır. Sondaj ve örnekleme esnasında elde edilen zemin numunelerinde kalitenin sağlanması ile yapılacak olan aynı kalitedeki laboratuar deneyleri en gerçekçi zemin parametre ve özelliklerinin belirlenmesini sağlar.

Denizde etütleri için yapılan laboratuar deneyleri ise genelde karadaki laboratuarlarda yürütülmesine karşın bazı ülkelerde deniz üstü laboratuar çalışmaları ile karadaki laboratuar çalışmalarını kapsayarak iki aşamada yapılabilmektedir. Örnekleme sonrasında zeminin sonradan yerindeki özelliklerini yitirme ihtimaline karşılık rutin sınıflandırma işlemleri, kohezyonlu zeminlerdeki mukavemet parametreleri, su muhtevası ve örselenme miktarı gibi bazı özellikler hemen deniz

üzerinde bulunan teknede veya dubada yapılabilmektedir [2]. Ancak ülkemizde böyle bir uygulama bulunmamaktadır.

Yoğun olan (hatta genelde tüm çalışma) laboratuar çalışmaları ise karada bulunan laboratuarlarda yürütülür. Laboratuarda zeminden elde edilen numuneler üzerinde yapılan deneylerde zeminlerin drenajsız kayma mukavemeti (c_u) ve içsel sürtünme açısı (Ø) gibi parametreleri, zemin sınıfı, endeks özellikleri, permeabilite özellikleri, konsolidasyon özellikleri, granülometrik özellikleri gibi çok çeşitli zemin özellik ve parametreleri bulunmaktadır. Laboratuar çalışmaları sonucunda elde edilen zemin özellik ve parametreleri arazi deney sonuçları ile beraber geoteknik tasarım yapacak olan merciye ihtiyaç duyduğu tüm parametreleri sağlamalıdır. Piyasada çoğu zaman projeci tarafından zemin etüt firmasına istenilen zemin parametre ve özellikleri detaylı olarak yazı halinde sunulur. Özellikle kazıklı deniz yapılarının tasarlanmasının söz konusu olduğu durumlarda projecinin en çok ihtiyaç duyduğu değerler somut sürtünme katsayıları ve uç dirençleridir. Bu değerler diğer arazi deney sonuçları ve laboratuarda elde edilen zemin özellikleri kullanılarak hesaplanması mümkün olsa da zemin raporlarında bu değerleri titizlikle hesaplayarak raporlamak en sağlıklı yöntemdir.

Laboratuar deneylerinin genelde toplam süresi 3 hafta ile 3 ay arasında değişmektedir [15].

Laboratuar deneyleri her ne kadar gerekliliği tartışılmaz olsa da tüm laboratuar deneylerinde aşağıdaki problemler zuhur etmektedir;

- Numune kalitesinin yerindeki numune ile aynı kalitede olamayacağı bilinmekle beraber örselenmeden kaynaklanan düşük numune kaliteleri laboratuar deneylerinin anlamını yitirmesine sebebiyet verir.
- Laboratuar deneylerinde kullanılan zemin numuneleri 0.03 m^3 gibi değerlerde bulunmaktadır. Ancak bunu temelin ilişki içinde bulunduğu binlerce metreküp zemin için genellemek gerekmektedir.
- Laboratuar ekipmanlarının sınırlılıkları. Örnek olarak düşünüldüğünde üç eksenli basınç deneyi düzeneğinde hücre basıncı numuneye düşey ve yatay yönlerde eşit olarak etki ettirilmektedir. Ancak yerindeki durumda zemine gelen basınç temelin farklı etkilerinden dolayı düşey ve yatay basınç değerleri

açısından farklılık göstermektedir. Numuneyi anizotropik basınç etkilerine tabi tutmak laboratuar ortamında oldukça güç hale gelmektedir.

- Laboratuar personelinin yetenek, azim ve karakteri de laboratuar çalışmalarının kalitesini direkt olarak etkiler. Yukarıdaki diğer şartlar sağlanmış olsa dahi personeldeki zaaflar laboratuar deney sonuçlarının gerçekten tamamen sapmasına sebebiyet verebilir. [19]

Zemin sınıflandırılması birleşmiş zemin sınıflandırma sistemi esas alınarak yapılmalıdır. Zemin sınıflandırmasında zeminin cinsi, varsa (zemin içindeki miktarına bağlı olarak) ikincil zemin cinsi, kohezyonsuz zeminlerde granülometri deneyi, kohezyonlu zeminlerde ise hidrometre deneyleri ile zeminin içindeki danelerin dağılımları, zeminin birim hacim ağırlıkları, kohezyonlu zeminlerde atterberg limitleri, zeminin rengi ve kokusu ve sementasyon içerip içermeme durumu gibi özel karakteristikleri açıklığa kavuşturulmalıdır.

Zemin endeks özelliklerini belirlemek için yapılan endeks deneyleri kohezyonlu zemin numunelerinin drenajsız kayma mukavemetlerini (c_u) belirlemede kullanılır. Serbest düşüş yapan konik bir cismin zemine batma derinliğinin elde edildiği düşen koni deneyi, silindir numunenin kendisini kıran düşey eksenel kuvveti elde etmek için yapılan serbest basınç deneyleri ve konsolide olmamış - drenajsız (UU) üç eksenli deneyler endeks deneyleri arasında sayılabilir. Şekil 4.6'da bir üç eksenli UU deney düzeneği görülmektedir.



Şekil 4.6 : Üç Eksenli UU Deney Düzeneği

Zeminin yük - deformasyon özellikleri ise kohezyonsuz zeminlerde ödometre, kohezyonlu zeminlerde ise konsolidasyon deneyleri ile belirlenir. Ödometre deneylerinde deney sayısı tabaka başına en az 2 adet olmalıdır [27]. Uygulanacak konsolidasyon yöntemi ise zeminin gerilme tarihçesi ve yükleme-boşaltma döngülerinden oluşan arzu edilen yükleme programına göre seçilmelidir [2]. Konsolidasyon deneyinde iki çeşit yükleme durumu söz konusu olabilir. Numune üzerine eksenel yük artan yük değerleriyle veya sabit bir yük değeri ile etki ettirilebilir. Artan yük değerine göre yapılan konsolidasyon deneyinde her yük artışında yük iki katına çıkarılarak işleme devam edilir, ve aynı şekilde yük numune üzerinden boşaltılır. Sükunetteki toprak basıncı değeri olan K_0 değeri de bu deney sırasında ölçülmelidir.

Deniz üstü rüzgar türbinlerinin tasarımında, vakumlu kova keson sisteminin uygulanması durumunda zeminin permeabilitesine de ihtiyaç duyulmaktadır. Zemin permeabilitesini belirlemek için sabit veya düşen permeabilite deneyleri yapılır.

Zemin etütlerinde laboratuar çalışmaları içerisinde belki de en önemli ve hassas deneyler ise zemin mukavemet özelliklerini elde etmek amacıyla yapılan deneylerdir. Direkt kesme deneyi, kesme kutusu deneyi ve üç eksenli basınç deneylerinin yanı sıra döngüsel yüklenme durumlarını araştırmak için de bu deneylerin farklı

versiyonları yoğun olarak uygulanan deney yöntemleridir. Her tabaka için yapılan mukavemet deneylerinin sayısı 4 veya 5 adet deneyden az olmamalıdır [27].

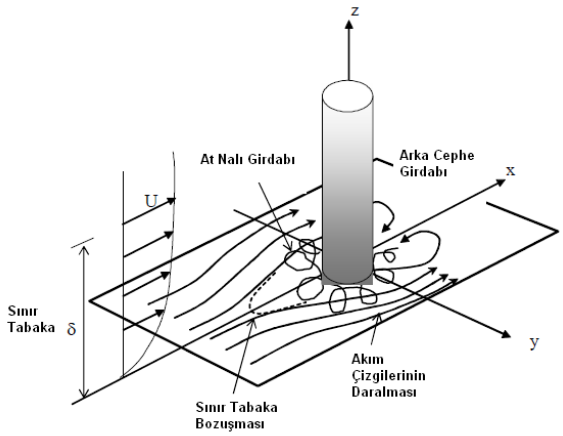
4.3 Deniz Tabanı Stabilitesi ve Oyulma

Deniz tabanı stabilitesini etkileyen iki önemli faktör arasında hidrolik ve sismik etkilerden söz edilebilir. Hidrolik kuvvetler temel olarak iki kuvvet şeklinde ele alınabilir. Bunlardan biri deniz içi dip akıntılarından kaynaklanan akıntı kuvvetleri, diğeri ise rüzgar kaynaklı olarak oluşan dalga kuvvetleridir. Dalga mekaniği karmaşık bir konu, hatta başlı başına bir bilim olarak kıyı mühendisliğini prensipleri ile ele alınmaktadır. Dalga tipleri de birçok sınıflandırmaya bağlı olarak kendi içlerinde ayrılabilir. Kıyı yapılarına gelen dalga kuvvetlerini hesaplamakta devreye giren sınıflandırma dalganın kırılan veya kırılmayan dalga olması koşuludur. Her iki durumda da farklı yük tanımları yapılmakla beraber kırılan dalganın yapı üzerindeki tesirinin daha şiddetli olduğu söylenebilir. Bir dalganın kırılması hidrolik koşullara bağlı olmakla beraber dalga mekanizmasının deniz tabanı ile ilişkisiyle de açıklanabilir. Dalga, deniz tabanı ile etkileşim içerisine girmeye başladığı kritik derinlikte kırılmaya başlar. Dalga yüksekliği dalga tepesi ile dalga çukuru arasındaki mesafe olarak tanımlanmaktadır. Dalga çukuru deniz tabanına yaklaştıkça deniz tabanındaki sürüklenme etkileri parabolik olarak artmaktadır. Dolayısıyla yapının bulunduğu derinlik kritik derinliğe ne kadar yakınsa deniz tabanında yapı temelinin dalga kaynaklı sürüklenme kuvvetlerine daha çok maruz kalması durumu ortaya çıkar.

Deniz tabanı stabilitesini etkileyen bir diğer faktör ise deprem etkileridir. Özellikle deniz içi şevlerinde deprem etkilerine bağlı olarak büyük deplasmanlar meydana gelebilir. Bunun dışında deprem etkilerinin deniz tabanı stabilitesini etkileyen en büyük etkilerinden bir sıvılaşma durumudur. Kohezyonsuz zeminlerde dinamik etkilerden dolayı boşluk suyu basıncının artarak zemin danelerini birbirinden ayırıp efektif gerilmeyi ortadan kaldırmasıyla zeminin bir sıvı olarak davranması durumuna sıvılaşma denilmektedir. Böyle bir durumda deniz tabanında büyük değişiklikler meydana gelebilir. Deprem bölgelerinde bu gibi durumlardan dolayı yüzeye yakın zemin tabakalarının arasında sıvılaşma potansiyeli olabilecek kumlu katmanların bulunması hallerinde yüzeysel temellerden kaçınılmalıdır. Kazıklı temel durumunda

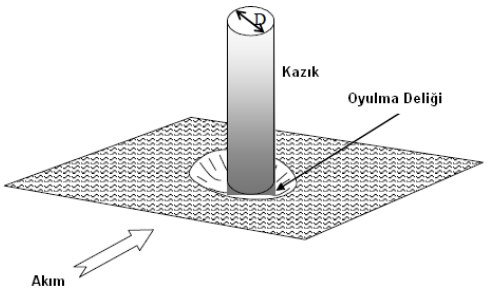
ise sıvılaşma ile zemin direncinin ortadan kalkması ile kazık üzerindeki moment diyagramının değişimi tasarım esnasında mutlaka göz önünde bulundurulmalıdır.

Deniz yapılarının temel tasarımlarında, özellikle de boyutların çok büyük olduğu deniz üstü rüzgar türbini temellerinin tasarımında dikkat edilmesi gereken en büyük konulardan biri oyulmadır. Doğal oşinografik ve jeolojik koşullar etkisiyle oluşan deniz içi akımı veya dalga kaynaklı olarak, herhangi bir deniz yapısının inşaatı durumunda doğal akımda süreksizlik yaratılması halinde deniz tabanında oluşan sediment hareketine oyulma denir. Oyulma, temele gelen deniz akımının yapı önünde "at nalı girdabı" (horseshoe vortex) , dalga aşağı yönde ise "arka cephe girdabı" (lee-side vortex) ismi verilen girdaplar oluşturarak temel çevresinde bulunan zemini temelden uzaklaştırarak temel çevresini çukurlaştırması şeklinde oluşur (şekil 4.7).



Şekil 4.7 : Oyulma Mekanizması [27]

Oyulmalar yerel oyulma, genel oyulma ve kitlesel deniz tabanı hareketi olmak üzere üç çeşit halinde ele alınabilir. Kazık veya kazık gruplarının çevresinde konik oyulma çukurları oluşması yerel oyulma olarak tanımlanırken (şekil 4.8) genel oyulmada temel sisteminin çevresinde sığ bir havuz oluşması söz konusudur. Kitlesel deniz taban hareketi yapının mevcudiyetine bağlı olmamakla beraber, kum dalgası, sırt veya topukların hareketleriyle deniz taban seviyesini arttırabilir veya azaltabilir. Genelde meydana gelen tüm oyulma vakaları yukarıda anlatılan oyulma tiplerinin kombinasyonu şeklindedir [2].



Şekil 4.8 : Yerel Oyulma [27]

Gevşek kumlar ve yumuşak silt ve killer gibi zayıf zeminler oyulmaya daha meyillidirler. Deniz tabanı seviyesinde geoteknik etütler neticesinde bu tip zeminler tespit edildiği durumda oyulma analizleri mutlaka titizlikle ele alınmalıdır. Aksi takdirde yapı temelinde uzun vadede çok büyük sıkıntılar yaşanabilir. Kazıklı temellerde oyulmaya bağlı olarak artan serbest boyun neticesinde, artan moment etkileri ve burkulma boyu ile olumsuz gerilme koşulları oluşabilir, sistemin doğal titreşim periyodunun artması sebebiyle daha kısa bir yorulma ömrü ve kazığın boyunun yetersiz kalması durumunda kısa kazık etkisinden dolayı toptan göçme gibi durumlar meydana gelebilir. Oyulma etkilerinden dolayı kazıklı yapıların çevresinde kazık çapının 1.5 ila 2 katı arasında bir derinlikte bölge oyulma sonucu yok olabilmektedir [20].

Oyulma durumuna önlem olarak uygulamada çeşitli alternatifler ele alınmaktadır. En sık kullanılan çözüm yöntemi temel çevresine (kazıklı temellerde, kazık çevresinde, en az 5D mesafeyi kaplayacak şekilde) uygun kategoride anroşman taşı yerleştirilmektedir. Benzer bir şekilde temel çevresini korumak adına temelin etrafına düşük dozajlı su içi betonu da dökülebilir. Ancak çoğu zaman oyulma tedbiri amacıyla alınan ilave önlemler maliyetli olabileceği için (örnek: anroşmanın elde edilmesi, sahaya taşınması, taşınması için uygun ekipmanların kullanılması vs..) kazıklı yapılarda kazık çapı ve et kalınlığını arttırmak suretiyle oyulmaya müsaade etmek de bir yöntem olarak karşımıza çıkmaktadır. Yapılmış olan bir çalışmada 3.6 MW kurulu gücünde kazıklı bir deniz üstü rüzgar türbini temelinde oyulma önlemi olarak taş dolgu anroşman kullanılmasının 350.000 € ilave maliyete yol açarken, oyulmaya müsaade edilerek çelik boru kesitin arttırılmasının maliyetinin 100.000 € tutarında kalacağı hesap edilmiştir [20].

Bunların dışında konuyla ilgili çok çeşitli araştırmalar ve çalışmalar yapılmakta olup, kazıkların deniz tabanı çizgisinin olduğu kesitin çevresine üst üste boşluklu dairesel

levhalar kaynatarak oyulma akımını hapsetmek veya kazık önüne sedde koyarak deniz içi akımını, ve dolayısıyla sürükleme kuvvetinin yönünü saptırmak gibi fikirler ortaya atılmaktadır.

4.4 Deniz İçi Saha Araştırmalarında Kullanılan Ekipmanlar

Deniz içi saha araştırmalarında sondaj, örnekleme ve arazi deneyleri kapsamında kullanılan ekipmanlar, denizin aktiflik koşulları, su derinliği planlanan saha araştırma programı ve ekipmanın maliyeti ve temin edilebilirliği ile ilişkili olarak çeşitlilik gösterebilir [2]. Genel olarak 3 tip ekipman göz önünde bulundurulabilir;

- Dubalar
- Yarı Batık Platformlar
- Jack-up Platformlar

Dubalar ile çalışma yapılması halinde deniz koşulları son derece sakin olmalıdır. Aksi halde dalga veya şiddetli rüzgar etkilerinden dolayı dubadan sarkıtılan tijlerin eğilmesi hatta kırılması söz konusu olabilir. Ancak bu gibi durumlardan ötürü sabit bir platform üzerinde saha çalışmalarını yürütmek, çalışmaların sağlığı ve sürekliliği açısından her zaman daha avantajlıdır. Bu mantık dahilinde birçok deniz içi saha araştırmasında günümüzde jack-up platformları kullanılmaktadır. Jack-up platformları dubanın dört köşesinde bulunan ve bir hidrolik sisteme bağlı olan dört adet ayağın, su derinliğine göre aşağıya sürülerek deniz tabanına oturtulması ile yatay dalga ve rüzgar etkilerinden korunması prensibine dayanmaktadır (şekil 4.9). Bu sistemlerin büyük avantaj ve kolaylıklarının yanında vurgulanabilecek en önemli iki dezavantajı, maliyetli olmaları ve en fazla 30-40 m. derinliklere kadar kullanılabilmeleridir.



Şekil 4.9 : Türkiye'de Kullanılan Bir Jack-up Platformu (Balmer Müh. Ltd. Şti.)

Çok daha büyük su derinliklerinin olduğu açık denizlerde ise yarı batık platformlar tercih edilmektedir. Bu platformların üst konstrüksiyon ağırlıkları ve buna paralel olarak su altında kalan kısımları oldukça büyük olduğundan dolayı dalga ve rüzgar etkileri karşısında daha dirençli hale gelmektedirler. Ancak deniz üstü rüzgar türbini inşaatında genelde tercih edilmezler. Bunun iki sebebi vardır; birincisi deniz üstü rüzgar türbinlerinin inşaat alanının genelde daha düşük su derinlikleri ile sınırlı olması, diğer sebep ise bu dubaların çok maliyetli olmalarıdır. Bu tip platformlar genelde açık denizlerde petrol platformlarını oluşturan sistemler olmaktadır (şekil 4.10).



Şekil 4.10 : Petrol Çıkarma İşinde Kullanılan Bir Yarı - Batık Platform

5. TASARIM KRİTERLERİ

Deniz üstü rüzgar türbini tasarımında, tasarım için çeşitli yaklaşımlar ele alınmaktadır. Dünyada bu yapıların hesabında kullanılan en geçerli şartname Norveç deniz şartnamesi Det Norske Veritas'ın (DNV) "Design Of Offshore Wind Turbine Structures" [27] şartnamesi olarak kabul edilmektedir. Bu sebeple ilgili şartnamedeki tasarım kriterlerini incelemek faydalı olacaktır. Şartname tasarım yöntemlerine esas olan sınır durum hallerini ve tasarımda kullanılacak olan yöntemleri açıklamaktadır. Sınır durum halleri ile tasarım yöntemleri kendi içlerinde dallanmaktadır. DNV-OS-J101'de sınır durum hallerine ve tasarım kriterlerine ait şema aşağıdaki şekilde gösterilebilir;

1 - Sınır Durum Halleri

- Nihai Sınır Durum (NSD)
- Yorulma Sınır Durum (YSD)
- Kazasal Sınır Durum (KSD)
- İşletilebilirlik Sınır Durum (İSD)

2 - Tasarım Yöntemleri

- Kısmi Güvenlik Katsayısı Tasarımı (Yük Katsayısı Yöntemi)
- Direkt Simülasyon
- Deney Tabanlı Tasarım
- Olasılık Tabanlı Tasarım

Ancak Norveç şartnamesinde ve diğer çeşitli Avrupa menşeili şartnamelerde depreme dayalı tasarım, sismik koşulların ülkemizdeki koşullarla kıyaslanamayacağından ötürü eksik bırakılmıştır. Deprem durumunda ele alınacak tasarım kriterleri için Avrupa dışı şartnameler ve yerel şartnamelerimizden yola çıkmak gerekmektedir. Sismik tasarım kriterleri bu bölümde üç şartname uyarınca

ayrı olarak değerlendirilecektir. Bu kapsamda Amerikan Karayolları ve Ulaştırma Şartnamesi (AASHTO), Japon Deniz Alanlarını Geliştirme Enstitüsü Şartnamesi (OCDI) ve 2008'de yürürlüğe giren kendi şartnamemiz olan Türkiye Kıyı Yapıları Deprem Teknik Şartnamesi (DLH) esas alınacaktır.

5.1 Norveç Şartnamesi DNV'de Tanımlanmış Tasarım Kriterleri

Norveç şartnamesi DNV-OS-J101 deniz üstü rüzgar türbinleri için tasarım kriterlerini iki grup halinde incelemiştir. Önce sınır durum halleri açıklanmış, ardından ise uygulanabilecek tasarım yöntemleri ele alınmıştır.

5.1.1 Sınır Durum Halleri

Bir yapının veya yapı elemanının tasarım yükünü daha fazla taşıyamayacağı durum sınır durum olarak adlandırılmaktadır. Dört adet sınır durumundan söz etmek mümkündür; nihai sınır durum (NSD), yorulma sınır durumu (YSD), kazasal sınır durum (KSD) ve işletilebilirlik sınır durumu (NSD). Nihai sınır durum tasarımında zayıflamamış zemin özelliklerinden yola çıkılır ancak diğer sınır durum tasarımlarında dögüsel yüklemeye bağlı zayıflamış zemin özellikleri üzerinden hesap yapılır [2].

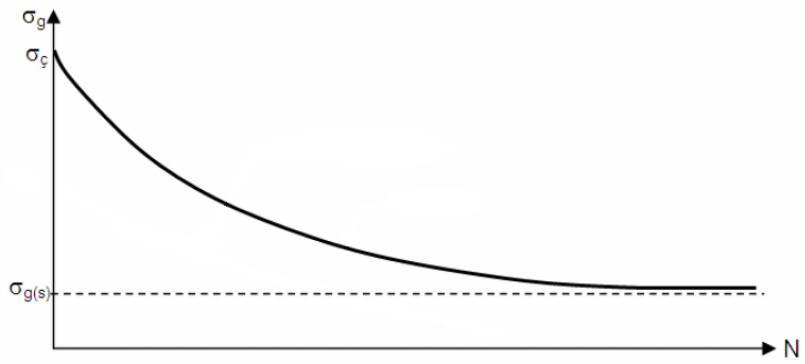
Nihai sınır durum (NSD) yapının maksimum yük taşıma kapasitesine takabül etmekte olup günümüzde diğer deniz yapıları tasarımında da esas alınan tasarım yöntemidir. Nihai sınır durum hali DNV-OS-J101 uyarınca aşağıdaki maddeler ile açıklanabilir;

- Yapısal dayanımın yitirilmesi (aşırı akma ve burkulma)
- Yapıların gevrek kırılma şeklindeki göçmeleri
- Yapının veya yapının bir kısmının statik denge durumunun bozulması (örnek: devrilme veya alabora olma durumu)
- Nihai direncin aşılmasından kaynaklı olarak kritik yapı elemanlarının göçmesi veya yapı deplasmanlarında müsaade edilebilir sınırların dışına çıkılması
- Yapının mekanizma durumuna gelmesi (aşırı deformasyon veya yıkılma durumu)

Yorulma sınır durumu (YSD) yapının sürekli tekrarlı yükler etkisiyle çelik yapı elemanları açısından mukavemet kayıpları sebebiyle yapının NSD tasarımında ele alınan maksimum yük değerinin altında bir yük değerinde göçmesi durumudur. Tekrarlı trafik yükleri etkisindeki çelik köprüler gibi deniz üstü rüzgar türbinleri de yapıları gereği rüzgar ve dalga kuvvetlerinden ötürü (genelde rüzgar etkileri dalga etkilerinden çok daha büyük olduğu için temel yorulma etkeni rüzgar kuvvetleridir) yorulma etkisinde kalırlar. Bu sebeple yapının yorulma dayanımının belirlenmesi önemli bir husus olarak karşımıza çıkmaktadır.

Yapının ömrü boyunca maruz kalmış olduğu kümülatif tekrarlı yük etkilerinden dolayı göçme durumuna sebebiyet verecek zaman zarfı yapının yorulma ömrü olarak adlandırılmaktadır. Bu husus yapının arzu edilen servis ömrü ele alınarak ve laboratuarda yapılan çeşitli deneylerle ilgili tekrarlı yükün ne kadar zamanda kaç tekrar sayısı yapacağına ilişkin tahminler ile değerlendirilmelidir.

Beton yapılarda yorulma etkisi durumu söz konusu olmazken çelik yapılarda yorulmaya bağlı olarak sınır gerilmelerde düşüşler yaşanmaktadır. Tekrar sayısına bağlı olarak bir çelik elemanın mukavemetindeki düşüşü simgeleyen eğriye "Wöhler Eğrisi" denilmektedir. Çelik yapı elemanlarında genellikle N^6 ile N^7 tekrar sayılarında eğrinin yatıklaşmakta ve N^7 ile N^8 tekrar sayıları arasında dayanımı kopma gerilmesinin 0.35 ila 0.6 katına düşer ve bu dayanım değerine “malzemenin yorulma dayanımı” denir. Genelde çelik malzeme ve çoğu demir esaslı alaşım için yorulma dayanımı kopma dayanımının yarısı olarak kabul edilir [21]. Belirli standartlara göre üretilmiş çelik bir yapı elemanının yorulma dayanımı genelde bilinmekle beraber bu bilginin eksikliğinde bahsedilen bağıntıdan yararlanılabilir. Aşağıdaki grafikte çelik malzeme için Wöhler eğrisi gösterilmektedir.



Şekil 5.1 : Çelik Malzeme Yorulmasını Temsil Eden Wöhler Eğrisi

Bu tasarım kriteri doğrultusunda yapılan hesaplamalarda NSD tasarımını takiben kullanılmış olan emniyet faktörleri devre dışı bırakılarak tasarlanan kesitin NSD tasarımında dikkate alınan yük değerleri ve kombinasyonları etkisinde, bu kuvvetleri karşılayan minimum yorulma durumu akma gerilmesi σ_{yf} hesap edilip, buna karşı gelen tekrar sayısı bulunur. Bulunan tekrar sayısından yola çıkılarak deney veya analizler ile ortaya çıkarılmış tekrar sayısı-zaman grafiğine göre bu tekrar sayısının karşılık geldiği zaman hesaplanır ve arzu edilen servis ömrüyle kıyaslanır. Yorulma ömrü arzu edilen servis ömründen daha büyükse tasarım yorulma ömrü açısından emniyetlidir, durum tersi ise o zaman kesit arttırılarak yorulma ömrü arzu edilen servis ömrüne eşitlenmeye çalışılır. NSD tasarımında servis durumunda çelik emniyet gerilmesi akma gerilmesinin %60'ı ve deprem durumunda ise %80'i olarak ele alındığından dolayı doğal bir pay bulunmaktadır. Bu durum yorulma tasarımı açısından büyük bir avantaj olmaktadır. Ancak deniz üstü rüzgar türbinlerinde laboratuar destekli yorulma analizlerinin yapılması profesyonel bir tasarımın kaçınılmaz bir gereksinimidir.

Yorulma tasarımında ele alınması gereken bir diğer durum tekrarlı yüklemeler etkisiyle zeminin özellikle deniz tabanı altındaki belirli bir derinlik boyunca zemin mukavemetindeki zayıflamalardır. Deneysel ve teorik çalışmalar kazığın yanal olarak yüklenmesi durumunda zemin direncinin 8-12 cu arası bir değer olacağını ancak kazık çapının tabandan itibaren 3 katına kadar bu direncin zayıflayacağını, Broms'a göre ise 1.5D derinliğindeki bir bölgede zemin direncinin alınmaması gerektiğini ortaya çıkarmıştır [17]. Bu felsefe doğrultusunda laboratuar çalışmaları neticesinde herhangi bir yorulma derinliği elde edilmedikçe kazıklı deniz üstü rüzgar türbinlerinin temellerinin yorulma tasarımında 1.5 - 3.0 D arasındaki bir derinlikte yatay zemin direnci almamak doğru bir yaklaşım olabilir. Yorulma tasarımında kazıklı bir yapı için bu bölgede plastik modelleme durumunda elasto-plastik zemin direnç özelliklerini simgeleyen yatay p-y eğrileri ile düşey t-z eğrileri yok sayılmalı, elastik modelleme durumunda ise ya bu bölge tamamen yok sayılmalı veya zeminin elastisite modülü belirli oranda düşürülerek kazık ankraj boyunun uzatılması gerekmektedir.

Diğer sınır durumları olan kazasal sınır durumu (KSD) ve işletilebilirlik sınır durumu (İSD) daha seyrek olarak kullanılmaktadır. Ancak istenilmesi halinde bu koşullara göre de tasarım yapılabilmektedir. Kazasal sınır durumu gemi çarpması gibi beklenmeyen, kısa süreli ancak çok şiddetli tesirleri temsil eden bir durumdur.

Bu tip durumların olasılık ihtimalleri çok düşük olduğundan dolayı göz önüne alınması halinde yapıda gayriekonomiye yol açabilir. İşletilebilirlik sınır durumu (İSD) ise normal kullanım ve durabiliteye uygulanabilen bir dizi tolerans kriterinden oluşmaktadır. Karakteristik değerler ile estetik ve operasyonel taleplerini karşılayacak şekilde oturma veya yapısal dönme durumlarının oluşması sonucunu yaratan deformasyon analizi yapar [27].

5.1.2 Tasarım Yöntemleri

DNV-OS-J101'de belirtilen tasarım yöntemleri; yük dayanım katsayısına göre ele alınan kısmi güvenlik katsayısı ile hesap yöntemi, direkt simülasyon, deney tabanlı tasarım yöntemi ve olasılık tabanlı tasarım yöntemleridir.

Kısmi güvenlik katsayısı ile hesap yöntemi deniz yapılarında yaygınlıkla kullanılan yöntemdir. Bu yönteme göre yükleme kombinasyonlarını oluşturan yüklere veya gerilme tahikleri, betonarme taşıma gücü tahkikleri gibi tahkiklerde elde edilen yük değerlerine ve emniyet gerilmelerine (veya taşıma güçlerine) çeşitli değerlerde karakteristik katsayılar tanımlanır. NSD tasarımı için yük katsayısı çevresel yüklemelerde (environmental loads) ψ = 1.35 olarak verilmiştir. DNV her türlü dalga, rüzgar ve buzlanma yükünü çevresel yük olarak tanımlamaktadır. Ancak deprem yükü şartnamede tanımlı olmadığı için bu yükü bu kapsamın dışında değerlendirmek gerekmektedir.

Karakteristik yük etkisi, istatiksel verilere dayanılarak belirlenen ve kullanım süresi boyunca aşılma olasılığı genellikle %10 olan yük etkisidir [34]. Ülkemizde yapılan deniz inşaatlarında yük katsayıları ve emniyet katsayıları çizelge 5.1'de gösterilmektedir.

Çizelge 5.1 : Deniz Üstü Hesaplamalarında Kullanılan Karakteristik Katsayılar

		Yük Katsayısı	Emniyet Katsayısı
YÜKLEME DURUMU	İşletme Yükleri	1.5	1
	Fırtına Yükleri	1.3	1.25
	Deprem Yükleri	1	1.33

DNV-OS-J101'de NSD için verilmiş olan yük katsayıları ele alınarak eksik kısımlar yukarıdaki çizelgede gösterilen değerler ile birleştirilerek bir deniz üstü rüzgar

türbini hesabında kullanılacak olan yük katsayıları ve emniyet katsayılarını belirlemek mümkündür. İlgili birleştirmeyi kapsayan değerler çizelge 5.2'de gösterilmektedir.

Çizelge 5.2 : Deniz Üstü Rüzgar Türbinleri İçin Kullanılabilecek Karakteristik Değerler

		Yük Katsayısı	Emniyet Katsayısı
YÜKLEME DURUMU	İşletme Yükleri	1	1
	Fırtına Yükleri	1.35	1.25
	Deprem Yükleri	1	1.33

Görüldüğü üzere işletme yüklerinin yük katsayısı DNV-OS-J101'de 1.00 olarak verilmiştir. Bu da iskele gibi deniz yapılarının hesabında kullanılan işletme yükü karakteristik katsayısı olan 1.5'ten oldukça düşük bir değerdir. Bunun sebebi deniz üstü rüzgar türbinleri ve deniz yapılarında genel olarak ele alınan işletme yüklerinin farklılığıyla açıklanabilir. Genel deniz yapılarında işletme yükleri zati ağırlıklar dışında düzgün yayılı hareketli yükler, baba çekmesi gemi yanaşma basıncı gibi yük değerlerini de kapsadığı için bu yüklerin belirsizliği sebebiyle yük katsayısı betonarme taşıyıcı yapılarda alınan 1.4 G + 1.6 Q yükleme kombinasyonundan yola çıkılarak (1.4 + 1.6) / 2 şeklinde hesaplanan 1.5 değeri olarak alınmaktadır. Ancak yapı ağırlığının deniz üstü rüzgar türbini hesaplarında yaklaşık %100 doğru olarak tahmini ve düzgün yayılı hareketli yüklerin söz konusu olmaması sebebiyle DNV tarafından 1.00 olarak alınması uygun görülmüştür. NSD için fırtına yüklerini temsil eden rüzgar ve dalga kuvvetlerinin karakteristik katsayısı ise DNV tarafından 1.35 olarak verilmiştir. Bu değer deniz yapıları tasarımında kullanılan 1.30 değerine yakın bir değer olmaktadır. Deprem durumu için ise DNV'de daha önce de belirtilmiş olduğu üzere herhangi bir kıstas bulunmadığı için deniz yapılarında kullanılan karakteristik yük katsayısı olan 1.00 değeri göz önünde bulundurulmalıdır. Deprem durumu ile ilgili detaylı bilgi bölüm 5.2'de detaylı olarak verilecektir.

İlgili yükler ile oluşturulmuş yükleme kombinasyonlarında emniyet katsayıları sırasıyla 1.00, 1.25 ve 1.33 olarak ele alınmalıdır. Örnek olarak kazık gerilme tahkiklerinde bu katsayılar kullanılan emniyet gerilmesini ilgili oranlarda arttırmak anlamına gelmektedir. Kazıklı sistemlerde çelik emniyet gerilmesi akma gerilmesinin %60'ı olarak tanımlanmaktadır. İlgili katsayılar ile bu değer çarpıldığında, işletme

yükleri için σ_{em} = 0.6 fy , fırtına yükleri için σ_{em} = 0.75 fy, deprem yükleri için ise σ_{em} = 0.80 fy olmaktadır.

Yük katsayısı yöntemi deprem yüklemelerinde ancak lineer analiz söz konusu olduğunda kullanılabilir. Gelişen bilgisayar teknolojisi ile bilgisayar programları yardımıyla non-lineer sistemlerin çözülmesindeki kolaylıklar sebebiyle deniz yapıları için yerel şartnamemiz olan DLH Deprem Teknik Şartnamesi lineer analiz yöntemine ek olarak non-lineer analizlerin de bazı hallerde kullanılmasını öngörmektedir. Bu şekilde non-lineer olarak yapılan sistem analizlerinde yük ve emniyet katsayıları kullanılmamakta, daha farklı bir çözüm yöntemi izlenmektedir. Bu yöntemle ilgili detaylar bölüm 5.2.2'de ele alınacaktır.

Diğer tasarım yöntemleri arasındaki yöntemlerden direkt simülasyon yöntemi karakteristik katsayılar yöntemine benzemektedir. Bu yöntemde yüklerin belirli katsayılar kullanılarak lineer olarak yapıya tanıtılmasından ziyade, iki veya daha çok yük etkisinin (örnek: dalga ve rüzgar yükleri kombinasyonu) birlikte etki etmesinden kaynaklı olarak, coğrafi ve istatistiksel veriler ile yıllık bazdaki en elverişsiz kombinasyon değerlerine göre tasarım yapılmaktadır. Karakteristik direnç yük katsayısı yöntemindekine benzer şekilde basitçe hesap edilebilir [27].

Diğer yöntemlerden olan deney tabanlı tasarım yönteminde prototip üzerinde statik ve dinamik yüklemeler yapılarak yapı direncinin belirlenmesi işlemidir. Olasılık tabanlı tasarım yönteminde ise yapının belirli bir zamanda belirli bir göçme kriterini aşmaması ihtimaline göre yapılmaktadır. Bahsedilen bu son üç yöntemin kullanılabilirliği günümüzde çok yaygın olmamakla beraber güçlü bir tecrübe geçmişlerinin olmaması dolayısıyla genelde tercih edilmezler. Deniz yapılarının tasarımında genelde kullanılan yöntem yük katsayıları yöntemi olmaktadır. Bölüm 8'de yapılacak olan analizlerde yük katsayıları yöntemi esas alınacaktır.

5.2 Sismik Tasarım Kriterleri

Sismik tasarım kriterlerine ait prensiplere daha önce de söz edildiği üzere düşük deprem bölgelerinde yer almaları (hatta çoğunlukla depremsiz bölgelerde yer almaları) dolayısıyla Norveç şartnamesi olan DNV'de de diğer çoğu Avrupa şartnamesinde de yer verilmemektedir. Bu sebepten dolayı sismik bölgelerde kurulu olan Amerika, Japonya ve Türkiye gibi ülkelerde deprem mühendisliği, özellikle de deniz yapıları ile ilgili olarak deprem mühendisliği Avrupaya oranla çok daha

gelişmiş seviyelerdedir. Türkiye'de deniz yapıları konusunda zaman zaman Avrupa Birliği projeleri dahilinde danışmanlık yapan Avrupa menşeili firmalar deprem konularında Türk proje gruplarından destek alma ihtiyacı duymaktadırlar.

Bu sebeplerden ötürü ülkemizde göz ardı edilemez bir çevresel yük olan deprem yükünün deniz üstü rüzgar türbinleri tasarımında dikkate alınması gerekmekte olup, bu yük altındaki tasarım kriterlerinde Amerikan, Japon ve Türk şartnamelerinden feyz almak doğru bir yaklaşım olacaktır. Bu bölümde depreme dayalı tasarım kriterlerini açıklığa kavuşturmak amacıyla Japon Deniz Alanlarını Geliştirme Enstitüsü Şartnamesi (OCDI) ve Amerikan Karayolları ve Ulaştırma Şartnamesi (AASHTO) kısaca incelenecek ve 2008'de yürürlüğe giren kendi şartnamemiz olan Türkiye Kıyı Yapıları Deprem Teknik Şartnamesi (DLH) doğrultusundaki sismik tasarım kriterleri ayrıntılı olarak incelenecektir.

5.2.1 OCDI ve AASHTO Sismik Tasarım Kriterleri

OCDI şartnamesinde sismik tasarım yöntemleri üç yöntem halinde gösterilmiştir;

- Sismik Katsayı Yöntemi (Seismic Coefficient Method)
- Sismik Spektral Analiz (Seismic Response Analysis)
- Sismik Deformasyon Yöntemi (Seismic Deformation Analysis)

AASTO şartnamesinde ise tasarım yöntemleri;

- Sismik Katsayı Yöntemi (Seismic Coefficient Method)
- Sismik Spektral Analiz (Multimode Spectral Analysis Method)

şeklinde verilmektedir.

İki şartnamede de bulunan ve yaygınlıkla kullanılan yöntem sismik katsayı yöntemidir. Bu yöntemde belirli bir formilasyon ile yapı kütlesine gelen kuvvet katsayısı elde edilmektedir ve yapı kütlesi bu katsayı ile çarpılmak suretiyle statik analiz yöntemleri ile kesit ve deplasman hesabı yapılmaktadır. İki şartname arasındaki en büyük fark AASHTO'da yapı periyodu formülasyonda kullanılırken OCDI şartnamesinde yapı periyodunun dikkate alınmamasıdır.

OCDI şartnamesine göre sismik katsayı yönteminde sismik katsayı hesap edilirken kullanılan parametrele deprem bölgesi derecesi, yapı önem katsayısı ve yerel zemin sınıfı olmaktadır. OCDI şartnamesi sadece Japonya için ortaya çıkarılmış bir şartname olduğu için Japon sismik haritasındaki bölgeler deprem bölgeleri olarak incelenmektedir. Bu sınıflandırma dahilinde A'dan E'ye kadar 5 deprem zonu

belirlenmiş ve bu deprem zonları için ilgili katsayılar düzenlenmiştir. Türkiye'de eskiden beri deprem analizinde kullanılmış olan şartnamemiz olan "Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik" e göre 4 adet sismik zon bulunmaktadır. Bu sebepten dolayı emniyetli kısımda kalmak amacıyla Japonya'daki son deprem bölgesinin Türkiye'deki karşılığı boş bıraklımalıdır. OCDI şartnamesindeki deprem bölgelerini bu doğrultuda Türkiye derprem bölgelerine aşağıdaki şekilde uyarlamamız mümkündür;

Çizelge 5.3 : OCDI'da belirtilen Japonya Deprem Bölgelerinin Türkiye'ye Uyarlanması

	Japonya Zonları	Türkiye Zonları	Bölge Katsayısı
DEPREM BÖLGELERİ	A	1	0.15
	B	2	0.13
	C	3	0.12
	D	4	0.11
	E	-	0.08

OCDI yerel zemin sınıfı ile ilgili katsayıları ise aşağıdaki çizelgede bulunmaktadır;

Çizelge 5.4 : OCDI Sismik Zemin Katsayıları

		Zemin Tipleri		
		Çakıllı Ortam	Normal Kumlu ve Kohezyonlu Zeminler	Yumuşak Zemin
Tabaka Kalınlığı	5 m.'den az	Sınıf 1	Sınıf 1	Sınıf 2
	5 ile 25 m. Arasında	Sınıf 1	Sınıf 2	Sınıf 3
	25 m.'den fazla	Sınıf 2	Sınıf 3	Sınıf 3

Zemin Tipi	Sınıf 1	Sınıf 2	Sınıf 3
Zemin Katsayısı	0.8	1	1.2

Burada yumuşak zemin diye tabir edilen zeminler yerinde yapılan standart penetrasyon deneyi sonucu elde edilen SPT-N değeri 4'ten küçük olan veya serbest basınç mukavemeti (q_u) 20 kN/m^2 den daha düşük olan zeminleri temsil etmektedir. Normal kumlu ve kohezyonlu zeminler olarak tabir edilen zeminlerin de bu parametrelerin üzerindeki değerlere sahip deneyler olduğu düşünülebilir.

OCDI sismik tasarım kriterlerinde sismik katsayı yöntemine göre hesapta kullanılan diğer parametre ise yapı önem katsayısıdır. Yapı sınıfları şartnamede; özel sınıf, A sınıfı, B sınıfı ve C sınıfı şeklinde verilmiş olup sınıflarla ilgili açıklamalar

verilmiştir. Bu yapı sınıflarında yapı önem katsayıları sırasıyla; 1.5 , 1.2 , 1.0 , 0.8 şeklindedir. Deniz üstü rüzgar türbinlerinin özel sınıf bir yapı olduğu aşikardır. Bu sebeple bu hesap yöntemi ile hesap yapıldığında deniz üstü rüzgar türbinleri için yapı önem katsayısının 1.5 alınması doğru olacaktır.

OCDI'da olduğu gibi çeşitli parametrelerin belirli bir formülasyonda kullanılması ile yatay deprem yükü katsayısı elde edilir. AASHTO'da olup da OCDI'da kullanılmayan bir diğer parametre ise deprem yükü azaltma katsayısı olan R değeridir. AASHTO'ya göre yapılan sismik katsayı hesabıyla ilgili alınması gereken parametreleri içeren ayrıntılı çizelge aşağıda bulunmaktadır;

Çizelge 5.5 : AASHTO Sismik Katsayı Yöntemi Tasarım Parametreleri

Sismik Bölge	İvme Katsayısı (A)
1	A<=0,09
2	0,09<A<=0,19
3	0,19<A<=0,29
4	A>0,29

Saha Katsayısı	I	II	III	IV
S	1	1.2	1.5	2

	Tanım
Zemin Profili - 1	Kaya veya sert zemin 60 m.'den az
Zemin Profili - 2	Katı kohezyonlu ve/veya derin kohezyonsuz zemin 60 m.'den fazla
Zemin Profili - 3	9 m.'den fazla orta katı kil ve kum
Zemin Profili - 4	12 m.'den fazla yumuşak kil ve silt

Deprem Yükü Azaltma Katsayısı - R	Yapı Önem Kategorisi		
	Kritik	Zaruri	Diğer
Düşey Kazıklar	1.5	3.5	5
Eğik Kazıklar	1.5	2	3

İlgili çizelgede bulunan ivme katsayıları Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmeliğe göre Türkiye için 1. ,2. , 3. ve 4. derece deprem bölgeleri için sırasıyla; 0.4, 0.3, 0.2 ve 0.1 şeklinde verilmiştir. Bu hesap yöntemiyle yapılan analizlerde bu katsayılardan faydalanmak gerekmektedir.

Sismik katsayı yöntemine göre yapılan hesapların dışında AASHTO ve OCDI şartnamelerinin ikisi de spektral analiz yöntemlerini tavsiye etmektedirler. Bu yöntemlerde bölgede bulunan mevcut deprem kayıtlarından yararlanılarak, bilgisayar programına bu depremin spektral kaydının tanıtılması suretiyle lineer hesap yapılması öngörülmektedir. OCDI ayrıca bu yöntemin prensipleri dahilinde prototip üzerinde sarsma tablası kullanılarak suni deprem hareketi yaratmak suretiyle de

deneysel analizlerin yapılabileceğini öngörmektedir. OCDI'da söz edilen diğer bir yöntem olan sismik deformasyon yönteminde ise yer hareketinin olası değerleri sisteme tanıtılarak kuvvet tabanlı tasarımdan ziyade yer değiştirme tabanlı bir tasarım yapılması söz konusu olmaktadır. Tüm bu analiz yöntemleri günümüzde gelişen bilgisayar programları ile yapılabilmektedir. Bu bölümde sözü edilen sismik katsayı yöntemine göre hesaba ilişkin gerekli formülasyonlar bölüm 6.4.'te ele alınacaktır.

5.2.2 DLH Sismik Tasarım Kriterleri

2007 yılının Eylül ayında resmi gazetede yer alıp 2008'den itibaren ise Türkiye'de kıyı yapılarını ilgilendiren projelerde yaygın olarak kullanılmaya başlayan Türkiye Kıyı Yapıları Demiryolları Limanlar ve Havaalanları (DLH) Deprem Teknik Şartnamesi, sismik tasarıma geniş açıdan bakan bir şartname olmakla beraber deniz yapılarında non-lineer statik analiz yöntemini deniz yapılarına uyarlayan dünyadaki tek şartnamedir. Türkiye'de deniz yapıları ile ilgili her türlü hesap bu şartname doğrultusunda hazırlanarak Ankara'da bulunan Ulaştırma Bakanlığı DLHİ Genel Müdürlüğü tarafından kontrol edilmektedir.

DLH sismik tasarım kriterlerine göre genel olarak yapıların sismik tasarım yöntemleri ikiye ayrılmaktadır; klasik hesap yöntemi olan dayanıma göre tasarım (DGT) ve non-lineer analiz teknikleriyle ele alınan şekil değiştirmeye göre tasarım (ŞGT). DLH deprem seviyelerini ise D1, D2 ve D3 şeklinde belirtmiştir. İlgili deprem düzeylerinin açıklamaları aşağıda bulunmaktadır;

- *D1 deprem düzeyi, esaslar kapsamındaki yapıların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı fazla olan, göreli olarak sık ancak şiddeti çok yüksek olmayan deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. (D1) düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı %50, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 72 yıldır.*
- *D2 deprem düzeyi, esaslar kapsamındaki yapıların servis ömürleri boyunca meydana gelebilmesi olasılığı çok fazla olmayan, seyrek ancak şiddetli deprem yer hareketlerini ifade etmektedir. (D2) düzeyindeki depremin 50 yılda aşılma olasılığı %10, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 475 yıldır.*
- *D3 deprem düzeyi, esaslar kapsamındaki yapıların maruz kalabileceği en şiddetli deprem yer hareketini ifade etmektedir. D3 düzeyindeki bu çok seyrek*

depremin 50 yılda aşılma olasılığı %2, buna karşı gelen dönüş periyodu ise 2475 yıldır.

Şartname deprem etkileri altında ortaya çıkacak olan hasar durumlarını ise minimum hasar (MH), kontrollü hasar (KH), ileri hasar (İH) ve göçme hasarı durumu (GH) şeklinde belirtmiştir. İlgili deprem hasar seviyelerinin açıklamaları aşağıdaki şekildedir;

- *Minimum hasar performans düzeyi, kıyı ve liman yapılarında ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi ile hiç hasar meydana gelmemesi veya meydana gelecek yapısal hasarın çok sınırlı olması durumunu tanımlayan performans düzeyidir. Bu durumda liman operasyonu kesintisiz olarak devam eder veya meydana gelebilecek aksamalar birkaç gün içinde kolayca giderilebilecek düzeyde kalır.*
- *Kontrollü hasar performans düzeyi, kıyı ve liman yapılarında ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında çok ağır olmayan ve onarılabilir hasarın meydana gelmesine izin verilen performans düzeyi olarak tanımlanır. Bu durumda, ilgili yapı veya elemana ilişkin liman operasyonunda kısa süreli (birkaç hafta veya ay) aksamaların meydana gelmesi normaldir.*
- *İleri hasar performans düzeyi (İH), kıyı ve liman yapılarında ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında göçme öncesinde meydana gelen ileri derecedeki yaygın hasarı temsil etmektedir. Bu durumda, ilgili yapı veya elemana ilişkin liman operasyonunda uzun sureli aksamaların meydana gelmesi, hatta ilgili liman servisinin tamamen iptal edilmesi mümkündür.*
- *Bu durumda, kıyı ve liman yapılarında ve bunları oluşturan elemanlarda deprem etkisi altında tam göçme hasarı meydana gelir. İlgili yapı veya elemana ilişkin liman operasyonuna devam edilemez.*

Şartname deniz yapılarını ise özel, normal, basit ve önemsiz şeklinde 4 grup halinde ele almıştır. İlgili açıklamalar aşağıdadır;

- *Özel sınıfa giren kıyı ve liman yapıları aşağıdaki şekilde gruplandırılmıştır:*

  (a) Deprem sonrasında acil yardım ve kurtarma amacı ile hemen kullanılması gereken yapılar

  (b) Toksik, parlayıcı ve patlayıcı ozellikleri olan maddeler ile ilgili yapılar

- *Normal sınıfa giren kıyı ve liman yapıları asağıdaki sekilde gruplandırılmıstır:*

  (a) Can ve mal kaybının önlenmesi gereken yapılar

  (b) Ekonomik veya sosyal bakımdan önemli olan yapılar

  (c) Deprem sonrasında onarım ve güçlendirmesi zor ve zaman kaybına neden olacak yapılar

- *Basit sınıfa giren kıyı ve liman yapıları aşağıdaki şekilde gruplandırılmıştır:*

  (a) Özel Sınıf ve Normal Sınıf'taki yapıların dışında kalan daha az önemli yapılar

  (b) Önemsiz Sınıfı'ndaki yapıların dışında kalan yapılar

Deniz üstü rüzgar türbinleri yukarıdaki sınıflandırmaya göre "normal yapı" sınıfı içerisinde değerlendirilmelidir. Yukarıda bahsedilen kriterlere göre yapı sınıfı - deprem düzeyi - hasar düzeyi ilişkilerini içeren özet tablo çizelge 5.6'da gösterilmektedir.

Çizelge 5.6 : DLH Sismik Tasarım Kriterleri

Yapının Sınıfı	**(D1) Deprem Düzeyi**	**(D2) Deprem Düzeyi**	**(D3) Deprem Düzeyi**
Özel	–	**MH**	**KH**
Normal	**MH**	**KH**	**(İH)**
Basit	**KH**	**(İH)**	–
Önemsiz	**(İH)**	**(GH)**	–

Yapının Sınıfı	**(D1) Deprem Düzeyi**	**(D2) Deprem Düzeyi**	**(D3) Deprem Düzeyi**
Özel	–	**DGT / ŞGT**	**ŞGT**
Normal	**DGT**	**DGT / ŞGT**	–
Basit	**DGT**	–	–
Önemsiz	–	–	–

DLH dayanıma göre tasarım esasları dahilinde ilgili yapı eşdeğer deprem yükleri etkisinde lineer olarak analiz edilmektedir. Deprem yükü yerel deprem spektrumu ve yapının periyoduyla ilişkili olarak bu yöntemde OCDI ve AASHTO'ya benzer şekilde sismik katsayı şeklinde sisteme etki ettirilmelidir. Çubuk bir elemana gelen deprem yükleri çubuk eleman üzerinde tanımlanan hayali kütlelere, modal genlikleri oranında etkiyen kuvvetler şeklinde verilmektedir. Ancak uygulamada güvenli bölgede kalmak suretiyle bir deprem doğrultusu için bir sismik katsayı alarak bu katsayı sistemin tüm kütlesine aynı oranda etki ettirilerek hesap yapılmaktadır. Bu yöntemde ilgili formülasyon ile yapıya gelen taban kesme kuvvetinin kütleye oranı

belirlenerek bu oran sismik katsayı olarak kullanılmakta ve bu katsayı ile yapı kütlesi çarpılarak yapıya yatay statik deprem kuvveti uygulanmaktadır.

DLH şekil değiştirmeye göre tasarım prensipleri çerçevesinde ise simetrik sistemlerde artımsal eşdeğer deprem yüküne göre analiz, simetrik olmayan sistemlerde artımsal mod birleştirme yöntemine göre analiz ve zaman-tanım alanında analiz şeklinde üç çeşit analiz yöntemi esas alınabilir. Artımsal yüklere göre yapılan nonlineer statik itme analizi literatürde "nonlineer statik pushover analizi" şeklinde de geçmektedir. Bu analiz kapsamında yerel sprektrum eğrisi ilgili dönüşümler ile spektral ivme - spektral yer değiştirme eksenli bir grafiğe dönüştürülür. Daha sonra yapı sistemi modellenerek ilgili formülasyon ve hesaplamalar sonucu elde edilen şekillerde (modal kütle ve genliklerle orantılı olarak) artan kuvvetler ile itilmeye başlanır. İtme analizi sonunda elde edilen taban kesme kuvveti - deplasman grafiği ise çeşitli dönüşümler ile spektral yer değiştirme - spektral ivme eksenli grafiğe dönüştürülür ve daha önce yerel spektrum eğrisinden elde edilen aynı eksen takımına sahip eğri ile birleştirilir. Çeşitli yaklaşımlar ile bu iki eğrinin beraber olarak yorumlanmasından, seçilmiş olan deprem düzeyinin yapıdan talep etmiş olduğu şekil değiştirme noktası performans noktası olarak ele alınır. Bu şekil değiştirme istemi dahilinde plastik mafsal atanmış olan altyapı ve üstyapı elemanlarındaki plastik deformasyonlar şartnamede her deprem düzeyi ve kesit tipi için verilmiş olan sınır değerler (çizelge 5.7) ile kıyaslanır ve kesitlerin plastik deformasyon miktarları sınır değerlerin altında kalması halinde yapının o deprem düzeyi için gerekli plastik şartları sağladığı kabul edilir.

Çizelge 5.7 : DLH Kesit Şekil Değiştirme Sınırları

		Birim Şekil Değiştime Sınırları			
		Minimum Hasar		Kısıtlı Hasar	
	Kesit	εs	εc	εs	εc
bağlantı noktası	1	0.008	0.01	0.025	0.04
boş çelik boru	2	0.008	-	0.025	-
kompozit çelik boru	3	0.008	-	0.035	-
betonarme kazık	4	0.005	0.01	0.02	0.04

Zaman-tanım alanında analiz yöntemi ise literatürde İngilizce ismiyle "time history analysis" şeklinde de geçmektedir. Bu analiz kapsamında bölgede, veya bölgeye yakın yerlerde meydana gelmiş olan depremlere ait ivme kayıtlarından yola çıkılarak benzer bir işlemle yapının performansı incelenmektedir.

5.2.2.1 DLH Deprem Teknik Şartnamesi Tasarım Spektrumu

DLH şartnamesinde iki hesap yönteminin de (DGT ve ŞGT) çıkış noktası zemin sınıfı, coğrafi koordinatlar ve ilgili spektral datalardan oluşan tasarım spektrumudur. Tasarım spektrumu oluşturulduktan sonra DGT yöntemine göre yapılan hesapta yapının ilgili doğrultudaki hakim (birinci) periyoduna karşılık genel spektral ivme değerinden yapıya gelen taban kesme kuvveti hesap edilir ve yapı kütlesi bu çarpan oranında sisteme yatay yük olarak etki ettirilerek lineer analizler yapılır. ŞGT yönteminde ise tasarım spektrumunun oluşturulmasıyla bu diyagram bölüm 5.2.2.'de de anlatıldığı şekilde ilgili dönüşümler ile nonlineer statik itme analizine esas parametreleri oluşturacak şekilde düzenlenir.

Tasarım spektrumu oluşturulması işleminde ilk aşama zemin sınıfını belirlemektir. Zemin sınıflandırması DLH'ya göre aşağıdaki tabloda (çizelge 5.8) açıklanmıştır.

Çizelge 5.8 : DLH'da Tanımlı Zemin Sınıfları

Zemin Sınıfı	Tanım	v_s (m/sn) veya PI,w	SPT - N	c_u
A	Sert Kaya	vs > 1500m/sn	-	-
B	Kaya	760 < vs <=1500m/sn	-	-
C	Çok Katı Zemin, Yumuşak Kaya	360 < vs <=760m/sn	N>50	-
D	Katı Zeminler	180< vs <=360m/sn	15<=N<=50	-
E	Orta - Zayıf Zeminler	vs<180m/sn	N<15	cu<50 kpa
E	3m.'den Fazla Yumuşak Kil	PI>20 w=>%40		cu<25 kpa
F	Özel Değerlendirme Gerektiren Zeminler	-	-	-

Şartnamede ayrıca ilgili zemin tabakasının eşdeğer SPT sayısının hesaplanması için çeşitli formülasyonlar vermiştir. Ancak bu formülasyonlara bu bölümde değinilmeyecektir. Zemin sınıfı seçiminden sonra ilgili zemin sınıfına karşılık gelen kısa periyot zemin katsayısı F_a ve 1.0 sn periyodu zemin katsayısı F_v değerleri hesap edilir. F_a ve F_v değerlerine ilişkin parametreler aşağıdaki tabloda (çizelge 5.9) açıklanmıştır.

Çizelge 5.9 : DLH'da Kısa Periyot ve 1.0 sn Periyod Değerleri İçin F_a ve F_v Zemin Katsayıları

Kısa periyod zemin katsayısı F_a

Zemin Sınıfı	Kısa Periyod Spektral İvmesi (g)[a]				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.0$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	_[b]	_[b]	_[b]	_[b]	_[b]

[a] S_S'in ara değerleri için lineer interpolasyon yapılacaktır.
[b] Sahaya özel geoteknik inceleme ve dinamik zemin davranış analizi yapılacaktır.

1.0 s periyodu zemin katsayısı F_v

Zemin Sınıfı	1.0 sn periyodunda Spektral İvme (g)[a]				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	_[b]	_[b]	_[b]	_[b]	_[b]

[a] S_1'in ara değerleri için lineer interpolasyon yapılacaktır.
[b] Sahaya özel geoteknik inceleme ve dinamik zemin davranış analizi yapılacaktır.

F_a ve F_v değerleri elde edildikten sonra 0.2 sn kısa periyoda karşılık gelen spektral ivme değeri S_s ve 1 sn peryoda karşılık gelen spektral ivme değeri S_1'in elde edilmesi gerekmektedir. Bu değerler yapının bulunduğu bölgenin coğrafi koordinatlarına göre DLH Deprem Teknik şartnamesinin ilgili ekinde D1, D2 ve D3 deprem düzeyleri için ayrı olarak bulunmaktadır. Bu değerlerin de elde edilmesiyle tasarım spektrumunun çizilmesine esas oluşturacak S_{MS} ve S_{M1} değerleri denklemler 5.1 ve 5.2'de gösterildiği gibi hesap edilir.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (\mathbf{5.1})$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (\mathbf{5.2})$$

Bu iki değer ile birlikte denklemler 5.3 - 5.10 'da gösterildiği üzere tasarım spektrumu oluşturan değerler bulunur ve şekil 5.2'de görüldüğü şekilde çizilir.

$$(T_0 \leq T) \rightarrow S_{ae}(T) = 0.4S_{MS} + 0.6\frac{S_{MS}}{T_0}T \quad (\mathbf{5.3})$$

$$(T_0 \leq T \leq T_S) \rightarrow S_{ae}(T) = S_{MS} \quad (\mathbf{5.4})$$

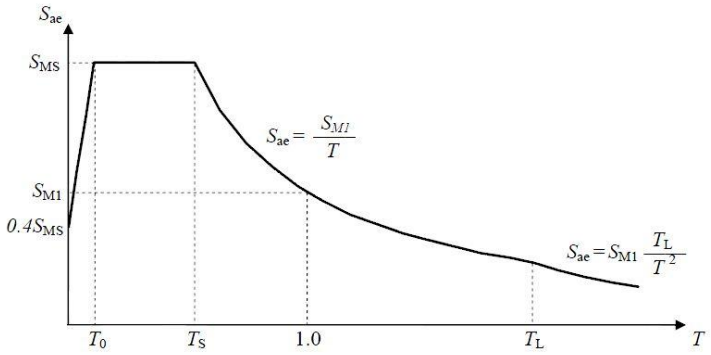
$$(T_S \leq T \leq T_L) \rightarrow \frac{S_{M1}}{T} \quad (\mathbf{5.6})$$

$$(T_L \leq T) \rightarrow S_{ae}(T) = \frac{S_{M1} \times T_L}{T^2}T \quad (\mathbf{5.7})$$

$$T_0 = 0.2T_S \quad (\mathbf{5.8})$$

$$T_S = \frac{S_{M1}}{S_{MS}} \quad (\mathbf{5.9})$$

$$T_L = 12\ sn \quad (\mathbf{5.10})$$



Şekil 5.2 : DLH Tasarım Spektrumu

5.2.2.2 Dayanıma Göre Tasarım İçin Deplasman Sınırları

Dayanıma göre tasarım yöntemine göre yapılan hesaplamalarda kazıklı yapılarda deplasman koşullarının sağlanması gerekmektedir. Ağırlık tipi yapılarda çok yüksek rijitlikler ve çelik yapılara oranla çok daha düşük süneklik mertebesi olduğu için bu yapılarda yatay deplasmanlar yüksek değerlere ulaşmaz. Bu sebeple yalnızca kazıklı yapılar için deplasman şartlarını irdelemek gerekmektedir. Geoteknik tasarım kapsamında yalnızca çelik boru kazığın türbin kulesiyle birleştiği noktadaki maksimum yanal deplasman bu tez çalışması dahilinde incelenecektir. Kule ile ilgili deplasman sınırları ve ele alınmış çevresel yükler altında kulenin deplasman sınırlarını sağlayacak boyut ve kesit özellikleri kuleyi temin eden firmanın sorumluluğunda değerlendirilmelidir.

Analiz sonucu elde edilen kazık tepe deplasmanı Δ_i denklem 5.11 ile değerlendirmeye esas deplasman olan δ_i'ye dönüştürülür. Bu değerin de kazık boyuna (ankastrelik noktasına kadar olan kazık boyu esas alınarak) oranı çizelge 5.10'da ilgili hasar düzeyine bağlı olarak gösterilen değerler sınırlarında kalmalıdır (denklem 5.12).

$$\delta_i = \beta . R . \Delta_j \quad (\mathbf{5.11})$$

$$\delta_i / h_i \leq \delta_i / h_i (maks) \quad (\mathbf{5.12})$$

Çizelge 5.10 : DLH Maksimum Göreli Öteleme Oranları - δ_i/h_i (maks)

Kazık düzenlemesi	Performans Düzeyi	
	MH	KH
Düşey kazıklı sistemler	0.008	0.015
Eğik kazıklı sistemler	0.005	0.010

Deprem yükü azaltma katsayısı R değerinin 1.5'ten küçük olduğu durumlar için β=1 , aksi durumda β=2/3 alınmalıdır.

5.2.2.3 Kazık - Zemin Etkileşimine Dair Kriterler

DLH Deprem Teknik Şartnamesi doğrultusunda yapılan hesaplara esas olan kazıklı yapı modellerinde kazık-zemin etkileşimi analiz yöntemine göre (lineer veya non-lineer) farklı koşullar altında sisteme tanıtılır. Lineer analiz yöntemlerinde kazık aşağıda gösterildiği üzere iki şekilde ele alınabilir;

- Kazığa ankastre mesnet noktası tanımlamak suretiyle,
- Kazığın zemin içerisindeki bölgeye lineer elastik yaylar tanımlamak suretiyle.

Ankastre Mesnet Kabulü

Lineer hesap çerçevesinde en sıklıkla tercih edilen yöntem yatay etkiler altında kazık üzerinde oluşan moment diyagramının zemin içerisinde kalan kısmındaki ilk dönme noktası olan maksimum moment noktasına ankastre mesnet tanımlamak şeklindedir. Bu nokta kazığın yanal etkiler altında yatay deplasmana başladığı nokta olarak da kabul edilir ve günümüzde lineer hesap prensipleri çerçevesinde yapılan analizlerde ağırlıkla tercih edilen yöntemdir. Deneyler ve tecrübeler sonucu kazığın zemin içerisine penetre olduğu seviyeden aşağıdaki formülasyonda gösterilen L_z değeri kadar aşağıda ankastre olduğu kabul edilmektedir;

$$L_z = \sqrt[4]{2.86 \times \frac{E_s I_{kazık}}{E_{zemin}}} \qquad (5.13)$$

Burada;

L_z = Kazık Ankastrelik Boyu

E_s = Çelik Elastisite Modülü

$I_{kazık}$ = Kazığın Atalet Momenti

E_{zemin} = Zemin Elastisite Modülü

Zemin elastisite modülü deneyler ile elde edilmemişse farklı zemin çeşitleri için kullanılabilecek zemin elastisite modülü değerleri çizelge 5.11'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.11 : Farklı Zemin Cinsleri İçin Zemin Elastisite Modülleri [19]

Zemin Cinsi		E (Mpa)
Kil	Çok Yumuşak	2 - 15
	Yumuşak	5 - 25
	Orta Katı	15 - 50
	Sert	50 - 100
	Kumlu	25 - 250
Volkanik Sediment	Gevşek	10 - 150
	Sıkı	150 - 720
	Çok Sıkı	500 - 1440
Lös (Lem)		15 - 60
Kum	Siltli	5 - 20
	Gevşek	10 - 25
	Sıkı	50 - 81
Kum - Çakıl	Gevşek	50 - 150
	Sıkı	100 - 200
Tortulu Şist		150 - 5000
Silt		2 - 20

Lineer Yay Kabulü

Lineer hesap yöntemi kazık-zemin etkileşimine dair bahsedilen ikinci yöntem olan kazığın zemin ile etkileşim içerisinde olduğu tüm bölge boyunca lineer zemin yayları tanımlamaktır. Lineer zemin yayları direkt olarak zemin yatay yatak katsayısı (k_h) ile kazık genişliği (D), yayın temsil ettiği uzunluk (l_{yay}) ve kazık şekil faktörü olarak da anılan sürükleme kuvveti sabiti (C_D)'nin çarpımıdır (denklem 5.14). Sürükleme kuvveti sabiti dairesel kesitler için 0.7, dikdörtgen kesitler için 1.00 alınmalıdır.

$$k_{yay} = k_h \times D \times l_{yay} \times C_D \qquad (\mathbf{5.14})$$

Tecrübeler sonucu zemin yatak katsayıları ile zemin elastisite modülünün doğru olarak ele alınması durumunda lineer yaylar verilmek suretiyle modellenen kazıklı yapılarda çözüm neticesinde elde edilen teorik ankastrelik noktasının 5.14 denkleminde hesaplanan nokta ile çok yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.

Zemin profilinde kazığın bulunduğu bölge boyunca zemin tabakalarının yatay yatak katsayılarının eksik olması halinde düşey yatak katsayısının (k_v) 0.7 ile çarpılmasıyla

bu değerler elde edilebilir (denklem 5.15) [22]. Zemin cinsleri için kullanılabilecek düşey yatak katsayılarını içeren tablo çizelge 5.12'de gösterilmiştir.

$$k_h = k_v \times 0.7 \qquad (\mathbf{5.15})$$

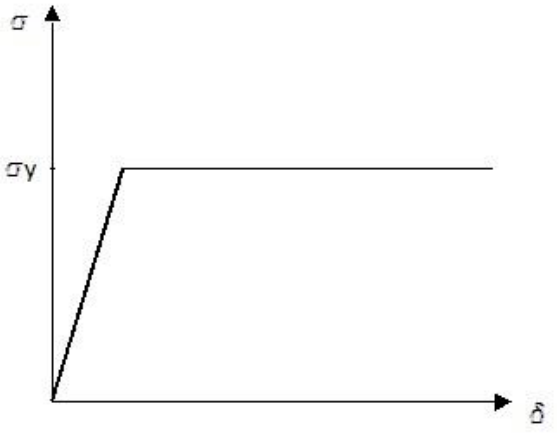
Çizelge 5.12 : Farklı Zemin Cinsleri İçin Düşey Yatak Katsayıları [22]

Zemin Cinsi	K_v (kN/m^3)
Balçık , Turba , Kil	< 2000
Plastik	5000 - 10000
Yarı Sert	10000 - 15000
Sert	15000 - 30000
Dolgu Zemin	10000 - 20000
Gevşek Kum	10000 - 20000
Orta Sıkı Kum	20000 - 50000
Sıkı Kum	50000 - 100000
Sıkı Kum - Çakıl	100000 - 150000
Sağlam Şist	> 500000
Kaya	> 200000

Her iki yöntemde de bölüm 5.1.1.'de de değinildiği gibi deniz üstü rüzgar türbinlerinin tasarımı için hem yorulma etkilerini göz önünde bulundurmak hem de zemin direnci değerleri açısından emniyetli tarafta kalmak açısından kazığın zemine girdiği noktadan kazık çapının 3 katı (3 D) kadar olan bir bölgede zemin direnci dikkate alınmamalıdır.

Elasto-plastik Zemin Davranışını Temsil Eden Link Kabulü

Lineer olmayan analiz kapsamında zeminde ankastre mesnet veya lineer yay kabulü yapılamaz [32]. Bu sebeple nonlineer analiz çerçevesinde hesabı yapılan bir sistemde, yapısal elemanların nonlineer davranışlarıyla beraber temel zemini de nonlineer özellikleriyle ele alınmalıdır. Lineer olmayan zemin yayına nonlineer zemin linki ismi verilir. Aşağıda ideal elasto-plastik malzemenin gerilme - şekil değiştirme grafiği görülmektedir.



Şekil 5.3 : İdeal Elasto-plastik Malzeme Davranışı

Elasto-plastik davranış çerçevesinde malzemenin belirli bir gerilme değerine kadar lineer olarak deplasman yaptığı bölge lineer bölge olarak adlandırılır. Lineer davranışın sona erdiği noktaya akma noktası denir. Bu bölge içerisinde kalan şekil değiştirme değeri yükün boşalması ile beraber ortadan kalkarak sıfırlanır. Lineer yay kabulü sadece bu bölge için yapılmış olan bir tanımlamadır. Ancak non-lineer davranışta bu bölgenin ötesindeki (plastik bölge) davranış hesaba katılmaktadır. Tabiattaki malzemelerin gerilme - şekil değiştirme bağıntıları (s-d bağıntıları) hiç bir zaman ideal olmaz. Hatta oldukça karışık olduğu durumlar olabilir. Ancak modellemede ideal elasto-plastik davranış veya pekleşme etkisini dikkate alan ideal olmayan elasto plastik davranış modelleri üzerinden hesap yapılması yaygın olarak kullanılmaktadır. Günümüzde bilgisayar programları ile yapılan non-lineer analizlerde malzemelerin komplike s-d bağıntıları programa tanıtılarak analiz yapılabilmektedir. Yapı elemanlarının s-d bağıntıları üç boyutlu analizlerde üç boyutta ele alınır. Yapısal eleman kesitleri 3 doğrultuda gelen kuvvetlere maruz kalırlar. İlgili kesitler moment ve eksenel kuvvet etkileşimine bağlı olarak karşılıklı etki diyagramı olarak da adlandırılan bir akma eğrisine sahiptirler. Kesite gelen bu tesirlerin artarak akma yüzeyinin üzerine gelinmesi durumunda akma durumu başlar ve bu davranış şekil değiştirme kontrollü olarak elasto-plastik eğrinin plastik bölgesinde devam eder. Üç boyutlu modellerde üç doğrultudaki tesirlerin karşılıklı etkilerinin oluşturduğu üç boyutlu diyagram P-M-M diyagramı olarak adlandırılır ve bu yüzeye de akma yüzeyi denir.

Zemin modelinde durum temelde aynı olmak üzere farklılıklar göstermektedir. Yapı elemanlarının nonlineer modellenmesi tek bir s-d grafiği üzerinden üç boyuttaki P-M-M etkileşimi üzerinden yapılırken zemin - kazık ilişkisinin modellenmesinde 2

adet s-d bağıntısı üzerinden 3 doğrultuda link özellikleri tanımlanmaktadır. Söz konusu s-d bağıntıları kazığın zemin ile olan yatay ilişkisini temsil eden p-y eğrileri ve düşey ilişkisini temsil eden t-z eğrileri (kazık ucunda Q-z eğrileri) olmaktadır. DLH'da ele alınan p-y, t-z ve Q-z eğrilerinin hesap prensipleri API RP 2A WSD şartnamesinde açıklanmaktadır. İlgili eğrilerde gerilme - şekil değiştirme grafiğinde gerilme ekseni yük, şekil değiştirme ekseni ise deplasman olarak ele alınmakta ve bu şekilde ilgili eğriler yük - deplasman eğrileri olarak elde edilmektedir.

Kumlu Zeminlerde p-y Eğrilerinin Hesabı

Kumlu zeminlerde p-y eğrileri aşağıdaki işlem akışı içerisinde elde edilebilir;

$$p_{us} = (C_1 \times H + C_2 \times D) \times \gamma' \times H \qquad (\mathbf{5.16})$$

$$p_{ud} = C_3 \times D \times \gamma' \times H \qquad (\mathbf{5.17})$$

$$p_u = \min\left(p_{us}; p_{ud}\right) \qquad (\mathbf{5.18})$$

$A = 0.9 \rightarrow$ Tekrarlı Yükleme,

$$\mathrm{A} = 3 - 0.8 \times \frac{H}{D} \geq 0.9 \rightarrow Statik\ Yükleme \qquad (\mathbf{5.19})$$

$$P = \mathrm{A} \times \mathrm{p_u} \times \tanh\left[\frac{k \times H}{A \times p_u} \times y\right] \qquad (\mathbf{5.20})$$

Burada;

$p_{u(s,d)}$ = Nihai direnç (kuvvet/birim boy, s=sığ , d= derin)

D = Kazık çapı

H = Derinlik

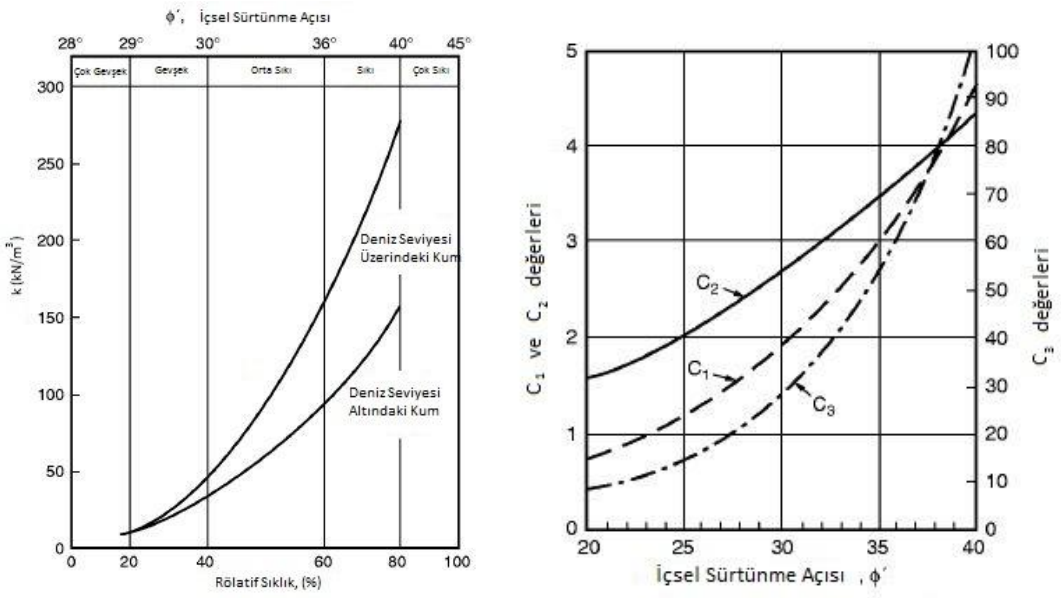
γ' = Zemin efektif birim hacim ağırlığı

k = Zemin tabakasının başlangıç modülü (rölatif sıklık ve içsel sürtünme açısına (Ø') bağlı olarak şekil 5.4'e göre elde edilir)

A = Yükleme durumunun statik veya tekrarlı olmasına ilişkin katsayı

C_1,C_2,C_3 = İçsel sürtünme açısına bağlı olarak Şekil 5.4'e göre elde edilen katsayılar

y = Yatay deplasman



Şekil 5.4 : Kumlu Zeminlerde k , C_1 , C_2 ve C_3 Katsayılarının Elde Edilmesi [29]

Killi Zeminlerde p-y Eğrilerinin Hesabı

Killi zeminlerde p-y eğrileri aşağıdaki işlem akışı içerisinde elde edilebilir;

$$X < X_R \rightarrow p_u = \mathrm{k1} \,.\, \mathrm{c_u} \; + \gamma' \,.\, \mathrm{X} + \mathrm{J} \times \frac{\mathrm{c_u} \,.\, \mathrm{X}}{\mathrm{D}} \qquad (\mathbf{5.21})$$

$$X \geq X_R \rightarrow p_u = \mathrm{k2} \,.\, \mathrm{c_u} \qquad (\mathbf{5.22})$$

$$x_R = \frac{6 \,.\, D}{\frac{\gamma' \,.\, D}{c_u} + J} \qquad (\mathbf{5.23})$$

$$y_c = 2.5 \times \varepsilon_c \times \mathrm{D} \qquad (\mathbf{5.24})$$

Burada;

X = Zemin yüzeyinden itibaren derinlik

X_R = Direnci azalmış bölgenin zemin yüzeyinden itibaren derinliği

c_u = Drenajsız kayma mukavemeti

k1,k2 = Taşıma gücü katsayıları (yumuşak kil için k1,k2 = 3 ve 9 , sert kil ($c_u \geq$ 10 t/m^2) için 8 ve12 alınmalıdır)

p_u = Nihai direnç

γ' = Zemin efektif birim hacim ağırlığı

D = Kazık çapı

J = 0.25 ile 0.50 arasında değişen ampirik bir sabit

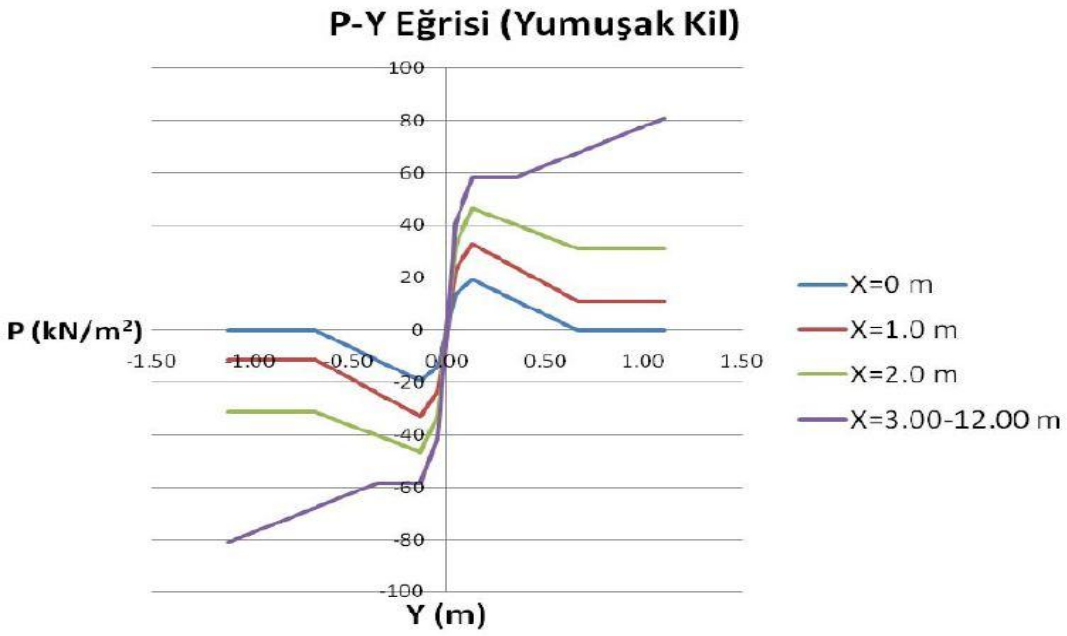
ε_c = Örselenmemiş zemin numunesi üzerinde laboratuarda yapılan drenajsız basınç deneyinde maksimum gerilmenin yarısında oluşan şekil değiştirme

y = Kazıkla temas halinde olan zeminin yatay ötelenme miktarı

Çizelge 5.13 : Killi Zeminler İçin p-y Eğrileri Oluşturulmasına Esas Bağıntılar [29]

p/p_u	y/y_c
0.00	0.0
0.50	1.0
0.72	3.0
1.00	8.0
1.00	∞

$X > X_R$		$X < X_R$	
P/p_u	y/y_c	p/p_u	y/y_c
0.00	0.0	0.00	0.0
0.50	1.0	0.50	1.0
0.72	3.0	0.72	3.0
0.72	∞	0.72 X/X_R	15.0
		0.72 X/X_R	∞



Şekil 5.5 : Türkiye'de Projelendirilmiş Bir Deniz Yapısında Kullanılan Bir p-y eğrisi (MAG Mühendislik Hiz. ve Tic. Ltd. Şti.)

Killi ve Kumlu Zeminlerde t-z Eğrilerinin Hesabı

Killi ve kumlu zeminlerde t-z eğrileri aşağıdaki işlem akışı içerisinde elde edilebilir;

$$Killi\ zeminler \rightarrow t_{max} = f_s = \alpha\ .c_u \qquad (\mathbf{5.25})$$

$$\psi = c_u/\sigma'_0 \qquad (\mathbf{5.26})$$

$$\psi \leq 1.0 \rightarrow \alpha = 0.5 \times \psi^{-0.5},\ \ \psi > 1.0 \rightarrow \alpha = 0.5 \times \psi^{-0.25} \qquad (\mathbf{5.27})$$

$$Kumlu\ zeminler \rightarrow t_{max} = f_s = K\ .\sigma'_0\ .tan\delta \qquad (\mathbf{5.28})$$

Burada;

t_{max} = f_s (kazık çevre sürtünmesi)

α = Boyutsuz adezyon katsayısı

σ'_0 = Düşey efektif gerilme

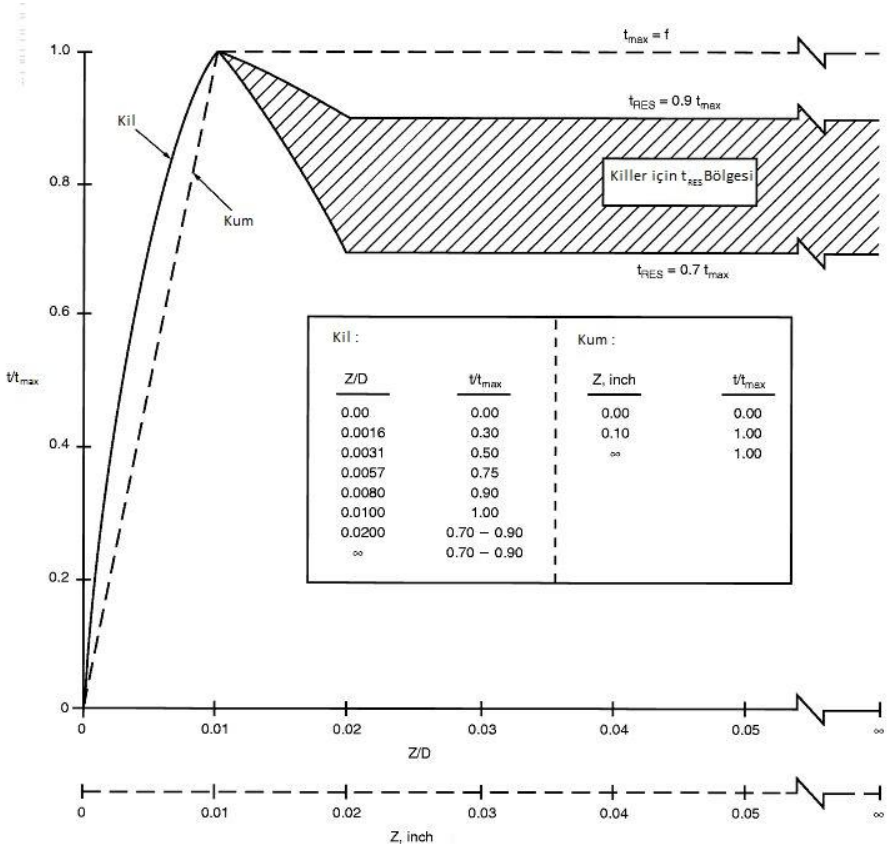
ψ = Belirli bir noktada drenajsız kayma mukavemetinin düşey efektif gerilmeye oranı

K = API Yanal toprak basıncı katsayısı (yatay efektif gerilmenin düşey efektif gerilmeye oranı)

δ = Kazık - zemin arası sürtünme açısı (çizelge 5.14)

Çizelge 5.14 : Kohezyonsuz (Kumlu) Zeminler ile Çelik Arasındaki Sürtünme Açıları ve Sınır Çevre Sürtünmesi Değerleri [29]

Sıkılık	δ	Sınır Çevre Sürtünmesi (t/m^2)
Çok Gevşek	15	4.9
Gevşek	20	6.8
Orta Sıkı	25	8.3
Sıkı	30	9.8
Çok Sıkı	35	11.7



Şekil 5.6 : Kazık Çevresindeki Zeminler İçin t-z Eğrilerinin Oluşturulması İle İlgili Şekil [29]

Killi ve Kumlu Zeminlerde Q-z Eğrilerinin Hesabı

Killi ve kumlu zeminlerde Q-z eğrileri aşağıdaki işlem akışı içerisinde elde edilebilir;

$$Killi\ zeminler \rightarrow Q_p = 9\ .\ c_u \qquad (\mathbf{5.29})$$

$$Kumlu\ zeminler \rightarrow Q_p = \sigma'_0\ .\ N_q \qquad (\mathbf{5.30})$$

Çizelge 5.15 : Kohezyonsuz (Kumlu) Zeminler için N_q ve Sınır Uç Direnci Değerleri [29]

Sıkılık	N_q	Sınır Uç Direnci (t/m^2)
Çok Gevşek	8	194
Gevşek	12	296
Orta Sıkı	20	489
Sıkı	40	979
Çok Sıkı	50	1223

Çizelge 5.16 : Çizelge 5.16 Kazık Ucunda Q-z Eğrilerinin Oluşturulmasına Esas Bağıntılar [29]

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

Burada;

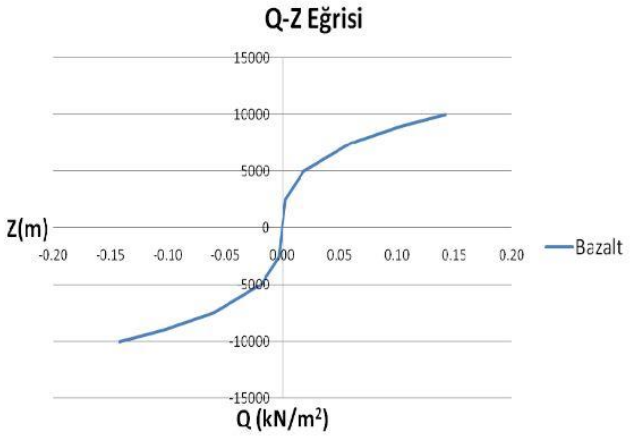
Q_p = Toplam kazık uç taşıma kapasitesi (ton)

Q = Kazık ucunda mobilize olmuş uç taşıma kapasitesi

z = Eksenel uç deformasyonu

D = Kazık çapı

N_q = Boyutsuz uç taşıma gücü faktörü (çizelge 5.15)



Şekil 5.7 : Türkiye'de Projelendirilmiş Bir Deniz Yapısında Kullanılan Bir Q-z eğrisi (MAG Mühendislik Hiz. ve Tic. Ltd. Şti.)

Nonlineer link tanımlamasının yapıldığı çözümlemelerde düşey taşıyıcılık şartı aranmamalıdır. Keza düşey taşıyıcılık parametreleri yer değiştirmeye bağlı olarak ilgili düşey zemin linkleri içersinde sisteme tanımlanmaktadır. Bu kabul doğrultusunda sistemde lokal kazık taşıma gücü kayıplarına izin verilmektedir. Yalnızca hiperstatik sistemlerde yapılabilecek olan nonlineer analiz kapsamında grup kazıklı sistemlerde herhangi bir kazığın zemin açısından göçmesi durumunda yük diğer kazıklara dağılarak sistemin analizi taşıyabileceği maksimum yüke kadar

devam etmektedir. Bu esnada belirli kazıkların lokal olarak göçmesi ile kazıklar ile bağlantılı olan üstyapıda hakim rijitlikleri yatay doğrultuda olan elemanlarda kesme kuvveti - moment artışlarından dolayı artan yük ile belirli derecede mafsallaşmaların meydana gelmesi beklenmektedir. Titizlikle hesaplanmış t-z ve Q-z eğrilerinin sisteme tanıtılmasıyla sistemin başka bölgelerinde oluşabilecek olan mafsallaşmalar ve bunlara bağlı şekil değiştirmelerin izin verilen sınırlar dahilinde kalıp kalmadığının incelenmesi hesap yönteminin dikkat edilmesi gereken önemli bir esasıdır. Uygulama safhasında bu yöntem ile yapılmış bir hesaba dayanan projede önemli bir fark kazığın yalnızca proje yükü ile dinamik refü formüllerine göre belirli bir düşey taşıyıcılık ile çakılmasından ziyade kazığın en az hesapta ele alınan derinlik boyunca çakılması, lineer yükler için ise lineer proje yüklerine göre refü kriterini sağlayacak şekilde çakılmasıdır.

Ancak lineer hesap yönteminde kullanılan ankastre mesnet kabulü ile çözülen sistemlerde ankastre mesnet tanımlamasının düşey deplasmanı tamamen sınırlaması sebebiyle mesnet göçmelerine veya başka bir deyişle nonlineer davranışa izin verilmemektedir ve kazığa gelen proje yükünün taşıma gücü şartları içerisinde kalması gerekmektedir. Başka bir deyişle sisteme yukarıdan gelen eksenel yük ne ise aşağıdaki ankastre mesnet bunu taşımalıdır. Benzer şekilde lineer yay kabulü ile çözümlenen sistemlerde de düşey yer değiştirme lineer bir eğri ile tanımlandığı ve sistemde mafsallaşma durumları analiz gereği incelenmediği için düşey taşıma gücü kontrolleri yapılmalıdır.

6. YÜKLEME KRİTERLERİ

Deniz üstü rüzgar türbinlerinin temel tasarımı için DNV tarafından işaret edilmiş yük kategorileri aşağıdaki gibidir;

- Zati Yükler (G) : Yapının öz ağırlığından kaynaklanan düşey yerçekimi kuvvetleri,
- Değişken Fonksiyonel Yükler (Q) : Yalnızca gemi çarpması ve platformlar için lokal tasarımda göz önünde bulundurulur,
- Çevresel Yükler (E) : Rüzgar, dalga, akıntı, buz akıntısı gibi çevresel kaynaklı yükler,
- Deformasyon Yükleri (D) : Sıcaklık değişimi, inşaat esnasında oluşan deformasyonlar, oturma kaynaklı deformasyonlardan kaynaklanan ilave yükler.

DNV tarafından ele alınmamış ancak Türkiye'de en önemli yük kategorisi olan deprem yükleri de bu kapsamda ele alınmalıdır. Uygun yükler seçilerek oluşturulacak olan yükleme kombinasyonları deniz üstü rüzgar türbini temel tasarımının en önemli safhasıdır. Yükleme kriterlerindeki gerçekçilik ve doğruluk yapının emniyet, ekonomi ve durabilite şartlarını sağlaması açısından son derece önemli olmaktadır. Bu bölümde yükler konusunda Türkiye'de yapılması planlanabilecek bir deniz üstü rüzgar türbini tasarımında yapının maruz kalabileceği yükler detaylı olarak incelenecek ve küçük mertebelerde yapıya etkisi olan, olabilecek veya başka coğrafik koşullarda etkili olabilecek yüklere kısaca değinilecektir. Son olarak ise tasarım için kullanılması gereken yük kombinasyonları incelenecektir.

6.1 Yükler

Deniz üstü rüzgar türbini tasarımında, türbinin inşa edileceği ülke veya bölgenin yerel coğrafik şartları çok etkili olmaktadır. Bazı bölgelerde çok yoğun deniz içi akıntılar ve soğuk iklimden dolayı deniz suyunun buzlanması neticesinde akıntı ile beraber bu buz kütlelerinin türbine çarpmasından kaynaklı olabilecek yükler

bulunmaktadır. Ancak Türkiye şartlarında bu durumlar söz konusu değildir. Benzer şekilde Norveç Şartnamesi olan DNV'de bölgesel olarak deprem durumu söz konusu olmadığı için incelenmeyen deprem yükleri Türkiye'nin göz ardı edilemez bir gerçeği olmasından ötürü yükler kapsamında ele alınacaktır. Türkiye şartlarında yapılacak olan bir deniz üstü rüzgar türbini temel tasarımı için incelenmesi gereken yükler aşağıdaki gibidir;

- Zati Yükler,
- Rüzgar Yükleri,
- Dalga Yükleri,
- Deprem Yükleri

6.1.1 Zati Yükler

Temelin düşey taşıyıcılığını, zemin oturması durumlarını ve kazıklı temel uygulanması halinde kazıkların burkulma koşullarını etkileyen en büyük yüklerden biri sistemin mevcut zati yükleridir. Rüzgar türbinlerinde gün geçtikçe artan kapasiteler ile doğru orantılı olarak boyutlar da oldukça büyümektedir. Günümüzde deniz üstünde inşa edilen rüzgar türbinlerinin sahip oldukları kurulu güçler 5 MW mertebelerine kadar çıkmış, bununla beraber pervane (rotor) çapları 130 m. , kule yükseklikleri 90 m. ve çapları ise 3-4 m. mertebelerine kadar yükselmiştir. Gelecekte inşaatta kullanılan ekipmanların kapasitesinin ve türbin teknolojisinin gelişmesine bağlı olarak bu boyutların daha da artması kaçınılmazdır. Aşağıda deniz üstü rüzgar endüstrisinde günümüzde kullanılan çeşitli kapasitelerde türbinlere ait zati yükler ve boyutlar gösterilmiştir.

NREL 5 MW Rüzgar Türbini Özellikleri

Rotor Çapı : 126 m.
Kule Çapı : 3 m.
Kule Yüksekliği : 90 m.
Rotor Ağırlığı : 110 ton
Tekne Ağırlığı : 240 ton
Kule Ağırlığı : 347.46 ton

VESTAS 3 MW Rüzgar Türbini Özellikleri

Rotor Çapı : 90 m.

Kule Yüksekliği : 80 - 105 m.

Rotor Ağırlığı : 41 ton

Tekne Ağırlığı : 70 ton

VESTAS 850 kW Rüzgar Türbini Özellikleri

Rotor Çapı : 52 m.

Kule Yüksekliği : 44 - 74 m.

Rotor Ağırlığı : 11 ton

Tekne Ağırlığı : 22 ton

Kule çapları, yükseklikleri ve ağırlıkları rüzgar hızı - yükseklik değişimi, tasarım yüklerinin değeri ve bu yükler sonucunda tasarım için gerekli boyut ve kapasite özelliklerine bağlı olarak değişebilmektedir. Ancak rotor ve tekne özellikleri genelde şirketler bazında standart olmaktadır. Kule çapları genelde yükseklik boyunca çelik malzemede ekonomi sağlamak amacıyla artan yükseklik değerlerinde azalan şekilde değişken kesitli olarak özel imal edilmektedir. Geoteknik tasarım dahilinde kule kesiti ve çapı üretici firma tarafından yapılan analizler sonucu olarak projeciye verilmekte ve projeci bu kesit ve boyutlar ışığında temele gelen yükleri bularak temel tasarımını gerçekleştirmektedir. Bu sebeple bu tez çalışması kapsamında kulenin statik açıdan incelenmesi kapsam dışı bırakılmıştır. Rüzgar türbini kapsamında ele alınması gereken malzemeler ağırlıklı olarak çelik ve betonarme malzemeler ile balast malzemeleri olmaktadır. Türbin yapısında genel olarak çelik malzeme kullanılmaktadır. Çelik malzemenin birim ağırlığı $\gamma_{çelik}$ = 7.85 t/m^3 olarak alınmalıdır.

Temel tipinin betonarme seçildiği durumlar için ele alınacak olan betonarme elemanlarda ise betonarme birim ağırlığı γ_{BA} = 2.5 t/m^3 olarak ele alınabilir. Betonarme malzeme kazıklı deniz yapılarında kazık içerisinde de belirli bir miktarda veya deniz tabanına kadar olmak üzere kullanılmaktadır. Genelde korozyona karşı tedbir olması açısından kazığın deniz seviyesi kısmında dalga yüksekliği ve gelgit etkileri sebebiyle yıkanma durumu söz konusu olan belirli bir bölgesinde (splash

zone) , veya yatay rijitliği arttırarak çelik kesitini azaltmak amacıyla gerekirse deniz tabanında belirli bir miktar foraj yapılarak tüm yükseklik boyunca, ve betonarme taşıyıcı üstyapı elemanlarıyla kazıkların birleşimini sağlamak amacıyla kazık içi betonarme betonu olarak tabir edilen bir betonarme imalat deniz yapılarında söz konusu olmaktadır. Ancak deniz üstü rüzgar türbinlerinde genellikle korozyona karşı çok dirençli özel çelik malzeme veya daha sıkı korozif önlemler (çok kalın epoksi veya polietilen kaplama vb..) alınması ve geçiş elemanlarının çoğunlukla çelik sistemler olarak tasarlanması sebebiyle kazık içi betonarme betonu kullanımı nadir olmaktadır. Kazık içi betonarme betonu kazıkta kompaktlık (D/t) şartlarını da sağlamak amacıyla da kullanılabilmektedir.

Temel tipinin betonarme keson sistem olarak seçildiği durumlarda balast malzemesi olarak ise genelde kum kullanılır. Kumun suya doygun birim ağırlığı γ_{kum} = 2.1 t/m^3 olarak alınabilir. Çok özel durumlarda balast malzemenin birim ağırlığı çok daha yüksek olan özel malzemelerden seçilmesi gibi durumlarda bu malzemelerin birim ağırlıkları araştırılmalıdır. Genelde böyle durumlarda birim ağırlıkları 3 - 4 t/m^3 mertebesinde olan malzemeler kullanılmaktadır.

6.1.2 Rüzgar Yükleri

Rüzgar türbini söz konusu olduğunda akla gelen ilk ve en belirgin kuvvetler rüzgar kuvvetleridir. İşletme anında yapıya gelen en önemli yatay etki rüzgar kuvvetleridir ve rüzgar türbinleri ağırlıklı olarak bu yükleme durumuna göre tasarlanırlar. Deniz üstü rüzgar türbini temeline gelen döndürme momentinin %75'ini rüzgar kuvvetleri oluşturur [12]. Rüzgar kuvvetleri denklemler 6.1 ve 6.2'de gösterildiği şekilde rüzgar hızının fonksiyonu olarak elde edilir [23].

$$W = \rho . A_d . U_\infty . (cos\gamma - a) . 2a . U_\infty \qquad (\mathbf{6.1})$$

$$a = \left(\frac{\cos \gamma}{3} \right) \qquad (\mathbf{6.2})$$

Burada;

ρ = Hava yoğunluğu (Hava yoğunluğu sıcaklığa bağlı olarak değişken bir değer olmakla birlikte T=10 °C için 1.247 kg/m^3 olarak alınabilir. Akdeniz'de ortalama su sıcaklığı 13 °C olarak alınabilir [24])

A_d = Rotorun taradığı alan (Swept Area)

U_∞ = Rüzgar serbest akım hızı (Free Stream Velocity)

γ = Sapma Açısı (Yaw Angle) (Bu değer için Euler sabiti olarak adlandırılan değer olan 0.5772 alınabilir)

a = Eksenel akım azaltma faktörü (Axial Flow Induction Factor)

Bahsi geçen rüzgar hızı değeri olan U_∞ tasarımda üç değer dikkate alınmalıdır. İşletme yükleri kapsamında işletme anında rüzgar türbinine etki edebilecek en yüksek yük değeri U_{ser} , işletme dışı rüzgar yükleri kapsamında ise bölgede 5 yılda gelen en büyük rüzgar hızı U_5 ve 50 yıllık en yüksek rüzgar hızı U_{50}. Bu rüzgar hızı değerleri ile de aynı şekilde 3 adet rüzgar kuvveti; W_{ser} , W_5 , W_{50} elde edilmelidir. İşletme yükleri kapsamında ele alınacak olan en yüksek rüzgar hızı değeri imalatçı firma tarafından verilmektedir. Rüzgar hızı bu değerin üzerine çıktığı durumda rüzgar türbini rotoru kilitler. Bu şekilde pervanelerin taradığı olan alana gelen kuvvet yerine rüzgar yalnızca pervane yüzeylerine ve kule kesitine etki ederek çok belirgin oranda azalır. Sistemin kilit mekanizması olmaması durumunda çok şiddetli rüzgar değerlerinde rüzgar türbininin göçmesi kaçınılmazdır. Bu sebeple ekstrem rüzgar değerleri için rotorun kilitlendiği kabul edilerek yalnızca pervane ve kule yüzeylerine etki eden rüzgar kuvveti söz konusu olmaktadır.

Türbin kulesine, geçiş elemanına ve seçilmiş olan temel tipinin deniz üzerinde kalan kısmına ise gelen rüzgar kuvveti TS 498 prensipleri çerçevesinde aşağıdaki şekilde ele alınabilir;

$$q = \left(\frac{V^2}{1600}\right) \quad kN/m^2 \qquad (\mathbf{6.3})$$

$$W = q \,.\, c \,.\, C_D \qquad (\mathbf{6.4})$$

Burada;

V = İlgili rüzgar hızı

q = Rüzgar yükü

W = Hesap rüzgar yükü (basınç+emme için şekil faktörü göz önüne alınarak hesaplanmış)

c = Rüzgar yükü arttırma katsayısı (basınç+emme durumu için TS498 tarafından kule tipi yapılar için bu katsayı c = 1.6 olarak önerilmektedir.)

Rüzgar hızı değerleri meteorolojik verilerden elde edilebilmekle beraber, deniz üstü rüzgar türbini projelerinde en az 1 yıllık rüzgar ölçümleri yapılmalıdır [2]. Rüzgar ölçümleri veya alınacak meteorolojik rüzgar hızı verileri kule yüksekliği göz önünde bulundurularak ilgili seviyeye göre ele alınmalıdır. TS 498 kara yapıları için yüksekliğe bağlı olarak çelik yapılarda göz önünde bulundurulabilecek rüzgar hızlarını tanımlamıştır (çizelge 6.1).

Çizelge 6.1 : Kara Yapıları İçin Rüzgar Hızı - Yükseklik Değerleri [33]

Zeminden Yükseklik m	Rüzgar Hızı v m/s	Emme q (kN/m^2)
0 - 8	28	0,5
9 - 20	36	0,8
21 - 100	42	1,1
> 100	46	1,3

Ancak kara yapılarında topoğrafya durumunun göz önünde bulundurulması sebebiyle rüzgar hızları yükseklik boyunca görüldüğü üzere büyük bir değişim göstermektedir. Deniz yapılarında topoğrafik durum sebebiyle rüzgarın kırılarak şiddetinin azalması daha düşük mertebelerde olması dolayısıyla deniz üzerinde elde edilen rüzgar hızlarından veya meteorolojik verilerden direkt olarak yararlanılabilir. Ancak basit bir ön hesap için kulenin yükseklik değerine tekabül eden hız değeri yukarıdaki tablodaki şekilde göz önüne alınabilir. Türkiye'de deniz yapılarının tasarımı kapsamında rüzgar hızı değerlerini elde etmek için en sıklıkla kullanılan kaynak ODTÜ yayını olan "Türkiye Kıyıları Derin Deniz Rüzgar ve Dalga Atlası" dır. Türkiye'de inşa edilecek bir deniz üstü rüzgar türbini için bu kaynaktan ilgili bölgenin rüzgar hızı istatistiği elde edilebilir. Aynı şekilde bölüm 6.1.3.'te

değinilecek olan dalga yüksekliği ve periyodu gibi değerler hakkında da önemli bir kaynak olarak kullanılmaktadır.

6.1.3 Dalga Yükleri

Dalga yükleri deniz yapılarında ele alınan en önemli çevresel yüklerden biridir. Dalga kuvvetleri dalga tipiyle doğrudan bağlantılıdır. Dalgalar oluşumlarına göre çeşitli tiplere ayrılmaktadırlar. Deniz suyu seviyesi, kıyıya doğru esen çok kuvvetli rüzgar ve düşük atmosfer basıncından dolayı önemli miktarda kabarır. Rüzgardan dolayı meydana gelen dalgaların (wind generated waves, rüzgar dalgaları) haricinde, rüzgarın çok şiddetli esmesi de su yüzeyindeki sürtünme yüzeyinin belli bir eğime sahip olmasına neden olur, böylece kıyı topografyasından da etkilenen bir fırtına dalgası (storm surge) meydana gelir [24].

Dalga yükleri için çeşitli dalga teorileri kullanılmaktadır. Deniz yapılarında günümüzde en çok tercih edilen dalga teorisi lineer teoridir. Bu tez çalışması kapsamında dalga yükleri bu teoriye göre incelenecek ve elde edilecektir.

Lineer teoriye göre dalganın yapıya etki ettirdiği kuvvetin değerini etkileyen en önemli durum dalganın kırılıp kırılmaması koşuludur. Dalgalar batimetrik duruma göre belirli bir derinlikten itibaren deniz tabanından etkilenmeye ve belirli bir kritik derinlikte kırılmaya başlar. Kırılan dalga kırılarak yapı üzerinde direkt olarak çarptığından dolayı bu dalga durumu yük açısından daha elverişsiz bir durum oluşturmaktadır. Bu teoriye göre dalga yüksekliğini hesaplayabilmek için ilk aşamada yapılması gereken şey açık deniz dalga yüksekliği (H_0) değerini yapı önü su derinliği dikkate alınarak yapı önüne taşımak suretiyle yapı önü dalga yüksekliğine (H_s) dönüştürmektir. Bu işlem bir dizi formülasyon ve abak okuması ile denklemler 6.5 - 6.12'de gösterilen sırada yapılmaktadır. Deniz taban eğimi = 1/10 , 1/20 , 1/30 ve 1/100 için ilgili GODA abakları (şekil 6.1 ve 6.2) ve Sinüsoidal Dalga Fonksiyonu (SDF) abakları (şekil 6.3) aşağıda gösterilmiştir.

$$\tanh(kd) = f(d/L_0) \rightarrow Şekil\ 6.3 \qquad (\mathbf{6.5})$$

$$\alpha = \sin^{-1}[sin\alpha' \times \tanh(kd)] \qquad (\mathbf{6.6})$$

$$K_R = \sqrt{cos\alpha'/cos\alpha} \qquad (\mathbf{6.7})$$

$$H_0 = K_R \times H'_0 \qquad (\mathbf{6.8})$$

$$L_0 = 1.56\,T^2 \qquad (\mathbf{6.9})$$

$$\frac{d}{H_0} \leq 2 \rightarrow Şekil\ 6.3\ , \quad \frac{d}{H_0} > 2 \rightarrow deniz\ taban\ eğimi \rightarrow Şekil\ 6.1{,}6.2 \qquad (\mathbf{6.10})$$

$$\frac{d}{L_0} \rightarrow ilgili\ şekil \rightarrow K_s \qquad (\mathbf{6.11})$$

$$K_s = \frac{H_s}{H_0} \rightarrow H_s \qquad (\mathbf{6.12})$$

Burada;

α' = Dalganın yapıya geldiği açı

α = Düzeltilmiş dalga açısı

K_R = Dalga açısına bağlı bir parametre

H'_0 = Açık deniz dalga yüksekliği

H_0 = Açısal düzeltme yapılmış açık deniz dalga yüksekliği

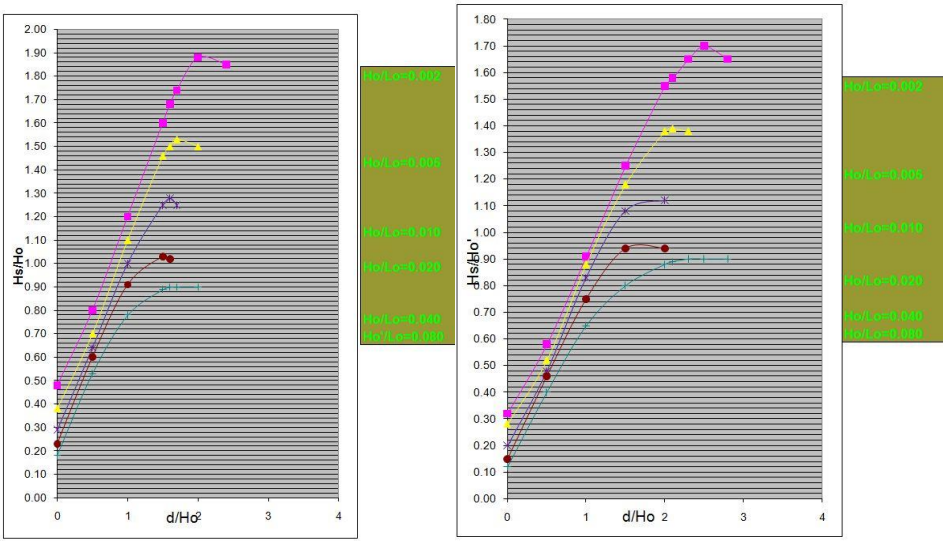
d = Yapı önü su derinliği

T = Dalga periyodu

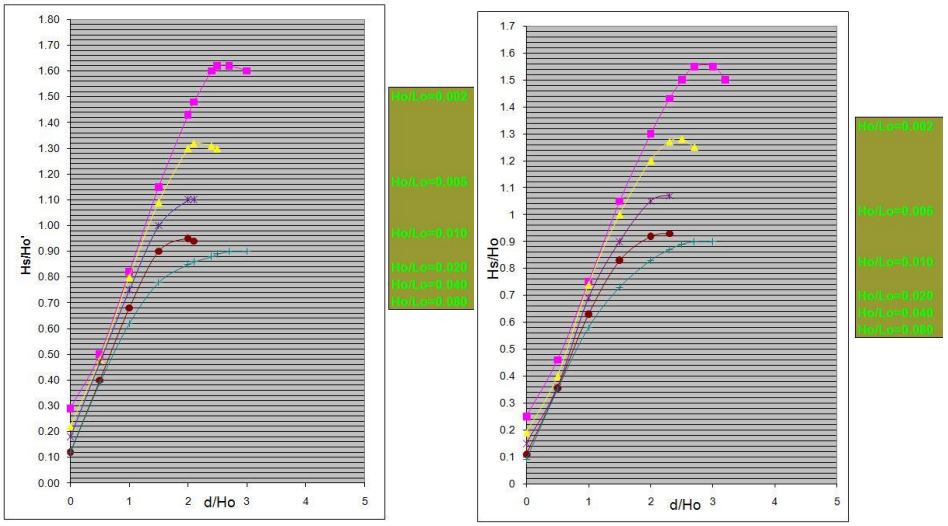
L_0 = Dalga uzunluğu

K_s = Tasarım dalga yüksekliği oranı

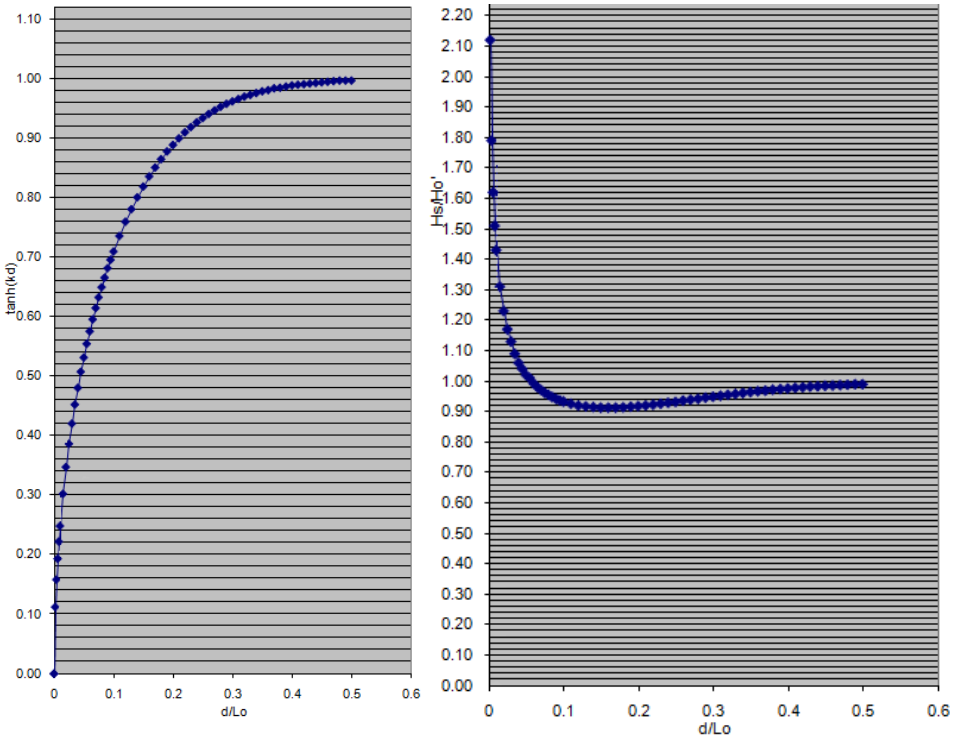
H_s = Yapı önü dalga yüksekliği



Şekil 6.1 : 1/10 ve 1/20 Deniz Taban Eğimi İçin GODA Abakları



Şekil 6.2 : 1/30 ve 1/100 Deniz Taban Eğimi İçin GODA Abakları



Şekil 6.3 : Sinüsoidal Dalga Fonksiyonu (SDF) Abakları

Bu şekilde yapı önü dalga yüksekliği hesaplandıktan sonra denklemler 6.13 - 6.15 'de belirtildiği şekilde yapıya gelen dalga kuvveti belirlenebilir [28]. İzlenen işlem akışında ilgili abaklar aşağıda gösterilmiştir.

$$W = \left(\frac{C_M \times D}{C_D \times H}\right) \rightarrow şekil\ 6.4\ veya\ 6.5 \qquad (\mathbf{6.13})$$

$$Şekil\ 6.4\ veya\ 6.5 \rightarrow \frac{H}{gT^2}, \frac{d}{gT^2} \rightarrow Ø_m \qquad (\mathbf{6.14})$$

$$F_m = Ø_m \times \rho \times g \times C_D \times D \times H^2 \qquad (\mathbf{6.15})$$

Burada;

C_M = Atalet kuvveti sabiti (DNV'de 2.4 olarak alınması tavsiye edimektedir.)

C_D = Sürükleme kuvveti sabiti (DNV'de 0.7 olarak alınması tavsiye edimektedir.)

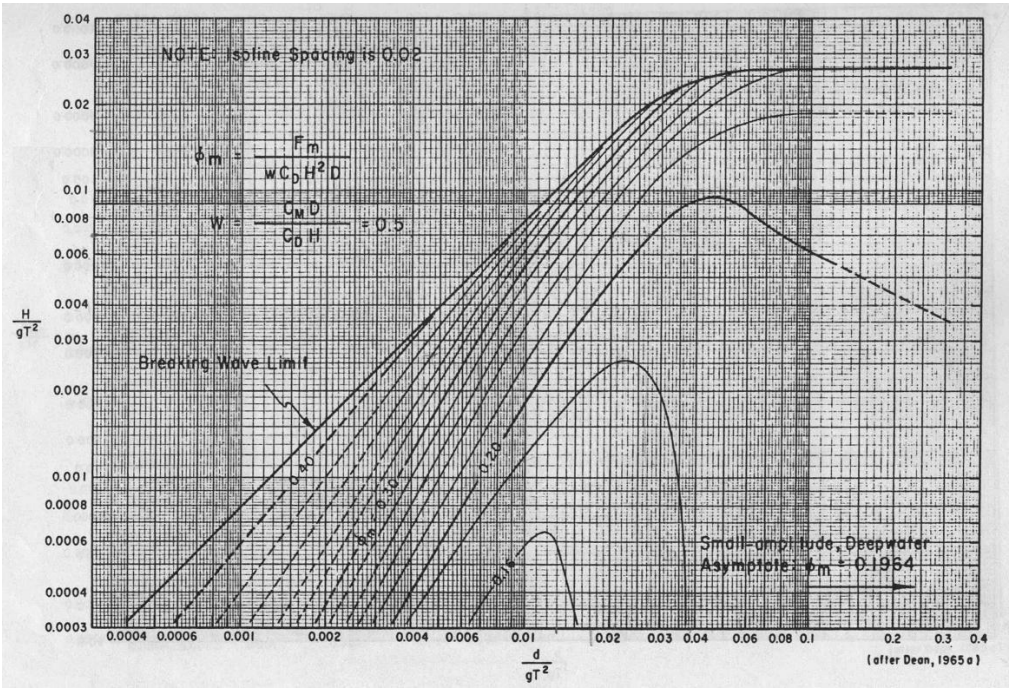
D = Kazık çapı (Veya dairesel temel kesitinin çapı)

H = H_s = Yapı önü dalga yüksekliği

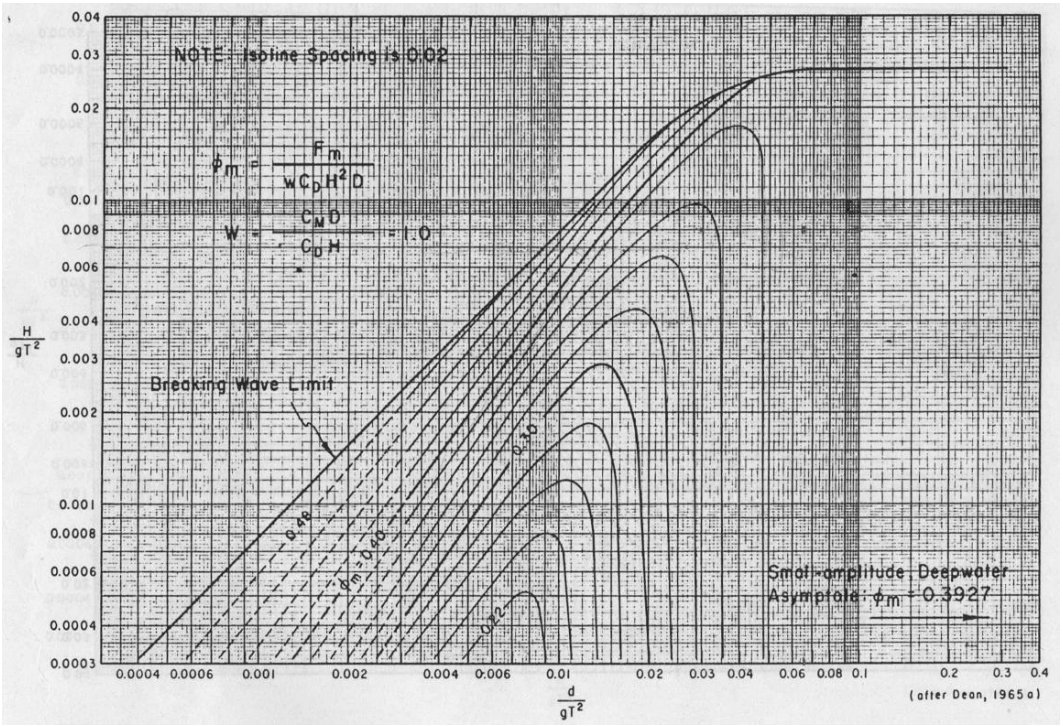
g = Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s^2)

T = Dalga açısına bağlı bir parametre

F_m = Nihai dalga kuvveti



Şekil 6.4 : W=0.5 için $Ø_m$ Abağı



Şekil 6.5 : W ≥ 1.0 için $Ø_m$ Abağı

6.1.4 Deprem Yükleri

Bölüm 5.2.'de detaylı olarak incelenen sismik kriterler doğrultusunda deprem yüklerini belirlemek için bu tez çalışmasında 3 adet şartnameden yayınlanacaktır. İlgili şartnamelerde yüklerin nasıl hesap edileceği aşağıda açıklanmaktadır.

6.1.4.1 OCDI Deprem Yükleri

Japon şartnamesi OCDI'da deprem yüklemesi lineer olarak yapılmaktadır. Sismik katsayı yöntemi en sıklıkla kullanılan analiz yöntemi olduğu için bu bölümde bu analiz yöntemiyle ilgili hesap esasları sunulacaktır. Hesaplanan sismik katsayı olan "C" yapı ağırlığı ile çarpılarak elde edilen değer sisteme yatay itki olarak tanımlanır. Ağırlık yapıları için deprem etkisine maruz yapı ağırlığının yapının temeli ve olması halinde içindeki tüm balast malzemenin ağırlıklarının toplamı olduğu kabul edilir ve tüm yapı elemanlarına bu oranda yatay yük verilir. Kazıklı yapılar için depreme maruz yapı ağırlığının tahmini ankastrelik noktasının üzerinde kalan tüm ağırlıklar olduğu kabul edilir ve kazıklar ile türbin yapısına çizgisel yük olarak ilgili yatay kuvvetler tanımlanır. Simetrik olmayan sistemlerde her iki doğrultuda (x ve y) deprem hesabı yapılmalıdır.

Şartname prensipleri doğrultusunda deprem yükleri denklemler 6.16 ve 6.17'de gösterildiği gibi hesap edilir.

$$C = C_0 \times S \times I \quad (\mathbf{6.16})$$

$$E = C \times W \quad (\mathbf{6.17})$$

Burada;

C = Sismik katsayı (yatay deprem yükünün ağırlığa oranı)

C_0 = Bölge sismik katsayısı

S = Zemin faktörü

I = Yapı önem katsayısı

W = Yapı Ağırlığı

E = Yatay deprem kuvveti

6.1.4.2 AASHTO Deprem Yükleri

Amerikan Karayolları ve Köprüleri Şartnamesi AASHTO'da deprem yüklemesi lineer olarak yapılmaktadır. Sismik katsayı yöntemi en sıklıkla kullanılan analiz yöntemi olduğu için bu bölümde bu analiz yöntemiyle ilgili hesap esasları sunulacaktır. Hesaplanan sismik katsayı olan "C" yapı ağırlığı ile çarpılarak elde edilen değer sisteme yatay itki olarak tanımlanır. Ağırlık yapıları için deprem etkisine maruz yapı ağırlığının yapının temeli ve olması halinde içindeki tüm balast malzemenin ağırlıklarının toplamı olduğu kabul edilir ve tüm yapı elemanlarına bu oranda yatay yük verilir. Kazıklı yapılar için depreme maruz yapı ağırlığının tahmini ankastrelik noktasının üzerinde kalan tüm ağırlıklar olduğu kabul edilir ve kazıklar ile türbin yapısına çizgisel yük olarak ilgili yatay kuvvetler tanımlanır. Simetrik olmayan sistemlerde her iki doğrultuda (x ve y) deprem hesabı yapılmalıdır.AASHTO Şartnamesinde OCDI'dan farklı olarak yapının periyodu "T_n" ve deprem yükü azaltma katsayısı "R" de devreye girmektedir.

Şartname prensipleri doğrultusunda deprem yükleri denklemler 6.18 ve 6.19'da gösterildiği gibi hesap edilir.

$$C = 1.2 \times A \times \frac{S}{T^{2/3}} \quad (\mathbf{6.18})$$

$$E = \frac{C \times W}{R} \quad (\mathbf{6.19})$$

Burada;

C = Sismik katsayı (yatay deprem yükünün ağırlığa oranı)

A = Bölge sismik katsayısı

T_n = Hesap yapılan doğrultudaki hakim moda ait yapı periyodu

R = Deprem yükü azaltma katsayısı

W = Yapı Ağırlığı

E = Yatay deprem kuvveti

6.1.4.3 DLH Deprem Yükleri

DLH deprem yükleri lineer analiz ve nonlineer analiz kapsamında iki şekilde ele alınmalıdır.

Lineer analiz kapsamında hesaplanan sismik katsayı olan "C" yapı ağırlığı ile çarpılarak elde edilen değer sisteme yatay itki olarak tanımlanır. Ağırlık yapıları için deprem etkisine maruz yapı ağırlığının yapının temeli ve olması halinde içindeki tüm balast malzemenin ağırlıklarının toplamı olduğu kabul edilir ve tüm yapı elemanlarına bu oranda yatay yük verilir. Kazıklı yapılar için depreme maruz yapı ağırlığının tahmini ankastrelik noktasının üzerinde kalan tüm ağırlıklar olduğu kabul edilir ve kazıklar ile türbin yapısına çizgisel yük olarak ilgili yatay kuvvetler tanımlanır. Simetrik olmayan sistemlerde her iki doğrultuda (x ve y) deprem hesabı yapılmalıdır. DLH eşdeğer deprem yüklerinin kazıklara tanımlanmış yığılı kütlelerin modal genlikleri oranında verilmesini önermektedir ancak emniyetli bir yaklaşımla hesabı pratikleştirmek açısından genellikle hesaplanan tek bir C katsayısı ile sistemin tüm elemanları aynı oranda yatay deprem itkisine maruz bırakılır. Ancak modal genlik konsepti nonlineer analizde titizlikle ele alınmalıdır.

Şartname prensipleri doğrultusunda lineer analizde deprem yükleri denklemler 6.20 - 6.22'de gösterildiği gibi hesap edilir.

$$V_{x,1} = \frac{M_t \times S_{ae}(T_{x,1})}{R_a(T_{x,1})} \geq \eta \times M_t \times S_{ae}(0) \qquad (\mathbf{6.20})$$

$$eğer\ R \leq 1.5 \rightarrow R_a = R \qquad (\mathbf{6.21})$$

$$\left.\begin{array}{l} eğer\ R > 1.5: \\ \rightarrow eğer\ T_s \leq T_{x,1} \rightarrow R_a = 1.5 \times (R - 1.5) \times \dfrac{T_{x,1}}{T_s} \\ \rightarrow \text{eğer } \mathrm{T_s} > T_{x,1} \rightarrow \mathrm{R_a} = \mathrm{R} \end{array}\right\} \quad (\mathbf{6.22})$$

$$\mathrm{C} = \frac{\mathrm{V_{x,1}}}{\mathrm{M_t} \cdot \mathrm{g}} \quad (\mathbf{6.23})$$

Burada;

C = Sismik katsayı (yatay deprem yükünün ağırlığa oranı)

$V_{x,1}$ = x deprem doğrultusunda hakim (birinci) modda toplam eşdeğer deprem yükü

M_t = Toplam kütle

$S_{ae}(T)$ = T periyoduna karşı gelen elastik spektral ivme

$T_{x,1}$ = x deprem doğrultusunda hakim (birinci) doğal titreşim periyodu

R = Taşıyıcı sistem davranış katsayısı

$R_a(T)$ = Deprem yükü azaltma katsayısı

T_s = Spektrum köşe periyodu

η = Minimum eşdeğer deprem yükünün tanımlanması için kullanılan katsayı (basit yapılarda 0.10 , normal yapılarda 0.15 , özel yapılarda 0.20 alınır)

Çizelge 6.2 : Farklı Kazık Tipleri - Deprem Seviyeleri İçin Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayıları [32]

Düşey	D1	D2	D3
Özel		1.5	2.5
Normal	1.5	2.5	
Eğik	D1	D2	D3
Özel		1	1.5
Normal	1	1.5	0

Nonlineer analizde sistemde tanımlanmış yığılı kütleler üzerine modal analiz sonucu elde edilen modal yer değiştirmeler ile paralel olarak nonlineer yükler tanımlanır. Statik itme analizinde verilen ilk yatay kuvvetler adım adım arttırıldıklarından dolayı sisteme yükleri tanımlarken yalnızca elde edilen yük oranlarının korunması yeterlidir. Ancak şartnamede prosedür açısından nonlineer çözüme esas ilk deprem yükleri genellikle lineer analize göre hesap edilen eşdeğer yükleri olarak verilmesi

önerilmiştir. Şartname prensipleri doğrultusunda nonlineer analizde deprem yükleri denklemler 6.20 - 6.22'de gösterildiği gibi hesap edilir.

$$F_i = \frac{m_i \times \Phi_i}{\sum m_i \times \Phi_i} \times V_t \qquad (\mathbf{6.24})$$

$$V_t = \frac{V_{x,1}}{N_k} \qquad (\mathbf{6.25})$$

Burada;

F_i = Kazığın (i)'inci noktasına tanımlanan eşdeğer deprem kuvveti

m_i = Kazığın (i)'inci noktasında tanımlı olan yığılı kütle

Φ_i = Kazığın (i)'inci noktasının göreli modal yer değiştirmesi

V_t = Bir kazığa gelen toplam eşdeğer yatay deprem yükü

$V_{x,1}$ = x deprem doğrultusunda hakim (birinci) modda toplam eşdeğer deprem yükü

N_k = Sistemdeki toplam kazık adedi

Analizin çözümlenmesini takiben sistem çıktısı olarak elde edilen taban kesme kuvveti - yer değiştirme eğrisi (V - U) ilgili dönüşümler ile spektral formata dönüştürülerek spektral deplaman - spektral ivme (S_d - S_a) eğrisi elde edilir. Bu eğrinin aynı zamanda başlangıç eğilme rijitliği olarak da tabir edilen ilk iki noktasını eğiminin tasarım spektrumu ile kesiştiği nokta deprem istem sınırı olarak tanımlanır ve bu noktada sisteme gelen kuvvetler ve sistem şekil değiştirmeleri üzerinden ilgili kontroller yapılarak hesap tamamlanır. ilgili işlemler denklemler 6.26 - 6.31'de verilmiştir.

$$M_1 = \sum m_i \ . \Phi_i^2 \qquad (\mathbf{6.26})$$

$$L_{x1} = \sum m_i \ . \Phi_i \qquad (\mathbf{6.27})$$

$$\Gamma_1 = \frac{L_{x1}}{M_1} \qquad (\mathbf{6.28})$$

$$M_{x1} = \frac{L_{x1}^2}{M_1} \qquad (\mathbf{6.29})$$

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x,1}^{(i)}}{M_{x1}} \qquad (\mathbf{6.30})$$

$$d_1^{(i)} = \frac{U_{x,1}^{(i)}}{\Phi_1 \times \Gamma_1} \qquad (\mathbf{6.31})$$

Burada;

L_{x1} = x doğrultusunda kazıklı sistemin tüm kotlarında etki eden kütle ile genlik çarpımının toplamı

M_{x1} = x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle

M_1 = Spektral dönüşümde kullanılan bir parametre

$U_{x,1}^{(i)}$ = x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait yer değiştirme

$V_{x,1}^{(i)}$ = x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait taban kesme kuvveti

$d_1^{(i)}$ = x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait spektral yer değiştirme

$a_1^{(i)}$ = x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda (hakim moda) ait spektral ivme

6.1.5 Diğer Yükler

Yukarıda açılanan yükler bir deniz üstü rüzgar türbinine gelebilecek en elverişsiz değerde yükler olup bunların dışında deniz üstü rüzgar türbini stabilitesine etki edebilecek minimal düzeyde, ve coğrafik olarak Türkiye dışında bazı ülkelerde etki edebilecek yükler bulunmaktadır. Bahsedilen minimal yükler arasında dalga kuvvetlerine kıyasla oldukça düşük bir mertebede kalan, deniz içi akıntı sebebiyle türbin temeline deniz içerisinde etki eden akıntı kuvvetleri ve bölgedeki gece-gündüz, yaz-kış sıcaklık farklılıklarından dolayı özellikle çelik elemanlara etki edebilecek olan sıcaklık değişimi kuvvetleri. Ancak bu kuvvetler de genellikle yapıda iç kuvvetler şeklinde meydana gelirken bu etkilerden kaynaklı 2. mertebe etkiler yapıda ekstrem durumlarda göz önüne alınabilir. Deformasyon yükleri olarak tabir edilen ve genellikle mesnet çökmesi veya kazıklı bir yapıda çevre kohezyonlu zemininin konsolidasyonu ile ilişkili olarak ortaya çıkan negatif çevre sürtünmesi gibi yükler ise zemin taşıma gücü şartlarına uyulmaması gibi durumlarda inşaat

sonrasında ortaya çıkılabilir. Ancak tasarımda zemin açısından hassas hesap yapılarak özellikle kazıklı temel tipinin seçilmiş olduğu durumlarda inşaat safhasında kazıkların yeterli refü kriterlerini sağlayacak şekilde zemine çakılmasıyla bu yükler söz konusu olmamaktadır. Türkiye şartlarında olağan olmayan ancak kutup bölgelerine yakın ülkelerin inşa ettiği deniz üstü rüzgar türbinlerinde ise deniz içerisindeki buz akımından kaynaklanabilecek olası buz çarpması etkileri göz önüne alınabilmektedir. Ancak ülkemiz karasularında böyle bir duruma rastlanması olağan olmadığı için bu tez çalışması içerisinde bu yükler de kapsam dışı bırakılmıştır. Bu şartlar altında, bu tez çalışması kapsamında analize hesap yükler zati yükler (G), rüzgar yükleri (W), dalga yükleri (p) ve deprem yükleri (E) olarak ele alınacaktır.

6.2 Yük Kombinasyonları

Deniz üstü rüzgar türbinlerinin temel tasarımında NSD tasarımına göre kullanılması gereken yük kombinasyonları kapsamında DNV tarafından çevresel yükler ile zati yüklerin kombinasyonlarında elverişsiz dalga ve rüzgar yüklerinin 50 senelik ve 5 senelik değerleriyle çaprazlanması önerilmektedir ($W_{50} + p_5$, $W_5 + p_{50}$). Bu yükler ile yapılacak olan yük kombinasyonları türbinin kilitlenmiş olduğu durumlar için çözülmelidir. Türbinin operasyona devam ettiği en büyük rüzgar kuvveti ise işletme durumu için en elverişsiz rüzgar kuvveti olan W_{ser} olarak imalatçı firmanın vermiş olduğu bilgiler neticesinde ele alınmalıdır. DNV'de tanımlanmayan deprem kuvvetleri ile ilgili kombinasyonlarda ise işletme durumu için en elverişsiz rüzgar yükü W_{ser} ile deprem kuvvetini birleştirmek uygun bir yaklaşım olacaktır. Bu kabuller ışığında Türkiye şartlarında bir deniz üstü rüzgar türbini temel tasarımında aşağıda sıralanan yükleme kombinasyonları dikkate alınabilir;

- $G + 1.5\ W_{ser}$ (türbin işletmede , işletme durumu)
- $G + 1.3\ W_{ser} + 1.3\ p_{50}$ (türbin işletmede , fırtına durumu)
- $G + 1.3\ W_{50} + 1.3\ p_5$ (türbin kilitlenmiş , fırtına durumu)
- $G + 1.3\ W_5 + 1.3\ p_{50}$ (türbin kilitlenmiş, fırtına durumu)
- $G + E + W_{ser}$ (türbin işletmede, deprem durumu)

Burada;

G = Zati yükler

W_{ser} = Yapıya işletme esnasında gelebilecek en büyük rüzgar kuvveti

W_{50} = Yapıya 50 yılda gelebilecek en büyük rüzgar kuvveti

W_5 = Yapıya 5 yılda gelebilecek en büyük rüzgar kuvveti

p_{50} = Yapıya 50 yılda gelebilecek en büyük dalga kuvveti

p_5 = Yapıya 5 yılda gelebilecek en büyük dalga kuvveti

E = Deprem kuvveti

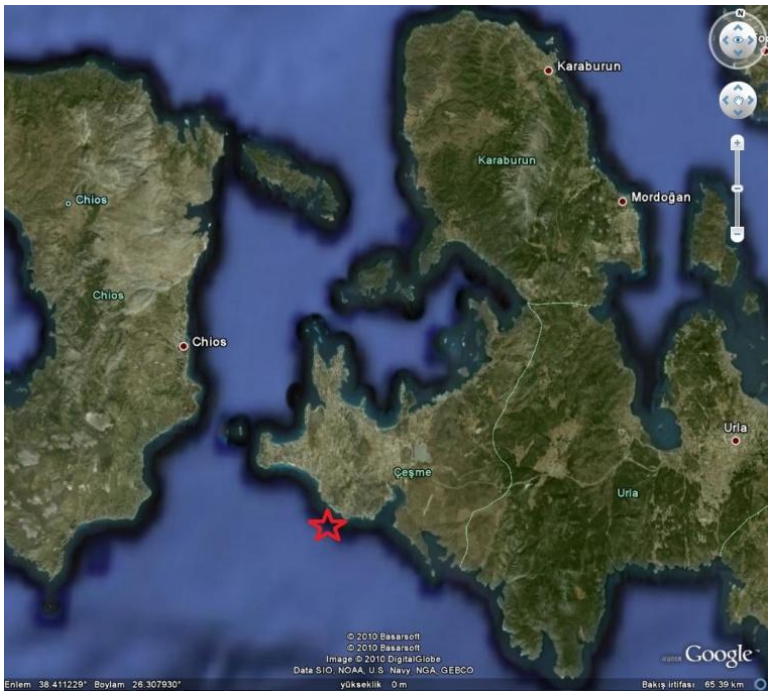
7. TÜRKİYE ŞARTLARINDA KAZIKLI DENİZ ÜSTÜ RÜZGAR TÜRBİNİ UYGULAMASI

Bu bölümde Türkiye'de seçilmiş olan bir bölgede ve tanımlanmış belirli oşinografik, hidrografik, geoteknik ve sismik şartlar altında bir deniz üstü rüzgar türbininin tasarımı temel tasarımı yapılacaktır. Temel tipi olarak kazıklı temel tipi seçilecek, bunun için tekil kazıklı ve grup kazıklı iki adet kazıklı temek hesabı yapılacaktır. İlgili yükler ve tasarım kriterleri 5. ve 6. bölümlerde açıklandığı şekilde ele alınacak, grup kazıklı alternatif için deprem durumu için nonlineer statik itme analizi yapılacaktır.

7.1 Saha ve Zemin Şartları

Kazıklı deniz üstü rüzgar türbininin inşaatı için Türkiye rüzgar haritasından faydalanılarak İzmir - Çeşme açıklarındaki bir deniz parseli örnek bölge olarak ele alınacaktır. Bölgenin uzaydan görünüşü ve koordinatları aşağıdadır;

Koordinatlar:
Boylam (x) : 26° 18' (ondalık : 26.32)
Enlem (y) : 38° 13' (ondalık : 38.23)



Şekil 7.1 : Proje Bölgesinin Uzaydan Görünüşü

Hidrografik ve Rüzgar Verileri:

Dalga ve rüzgar verileri için ODTÜ yayınlarından Türkiye Kıyıları Rüzgar ve Derin Deniz Dalga Atlası'ndan faydalanılacaktır.

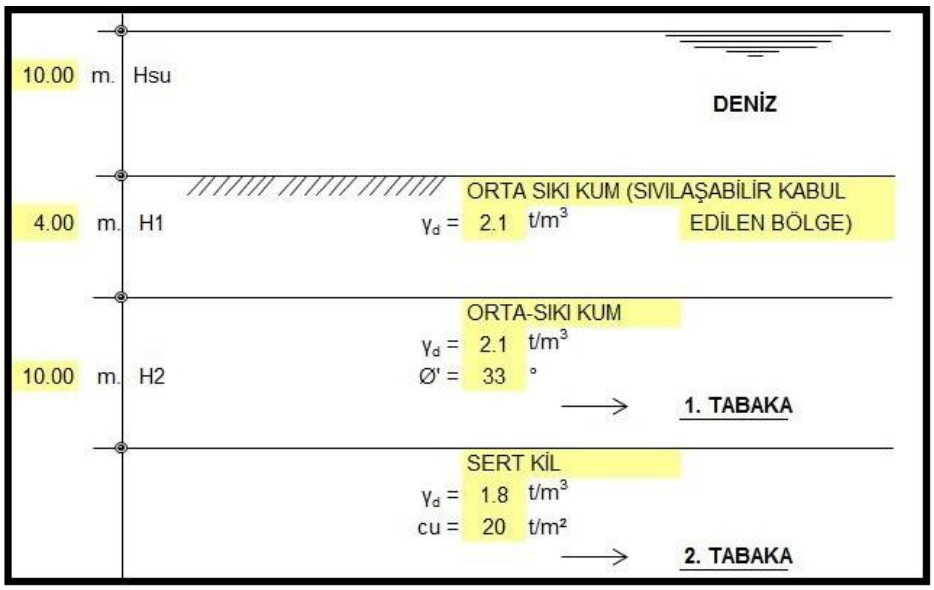
- 5 yılda bölgede görülebilecek en büyük rüzgar hızı (U_5) = 28 m/sn
- 50 yılda bölgede görülebilecek en büyük rüzgar hızı (U_{50}) = 37 m/sn
- 5 yılda bölgede görülebilecek en büyük dalga parametreleri : H_0 = 3.9 m. T = 9 sn.
- 50 yılda bölgede görülebilecek en büyük dalga parametreleri : H_0 = 5.2 m. T = 11 sn.

[25]

Türbinin kilitlenme hızı olan U_{ser} Türbin imalatçısı tarafından verilmelidir. Bölüm 7.2'de bu değer ifade edilecektir.

Batimetrik ve Geoteknik Şartlar:

Deniz tabanının -10m.'de olduğu kabul edilecektir. Tasarım zemin profili ve parametreleri ise şekil 7.2'de gösterilmektedir.



Şekil 7.2 : Zemin Kesiti ve Özellikleri

7.2 Türbin Seçimi

Proje kapsamında Vestas firmasının 3 MW kurulu güç değerindeki rüzgar türbini seçilecektir. Türbin ile ilgili teknik detaylar aşağıdadır;

Rotor Çapı : 90 m.
Seçilen Kule Yüksekliği : 80 m.
Ortalama Kule Kesiti : Ø3000 mm. / t = 28 mm.
Toplam Kule Ağırlığı : 160 ton
Rotor Ağırlığı : 41 ton
Tekne Ağırlığı : 70 ton
Rotor Kilitleme Rüzgar hızı (U_{ser}) : 20 m/sn

7.3 Tekil Kazıklı Temel Hesapları

Kazıklı temel tasarımı kapsamında ilk olarak bu konuda uygulaması en yaygın temel tipi olan tekil kazıklı temel incelenecektir. Tekil kazıklı temel inşaat mühendisliği açısından değerlendirildiğinde izostatik bir sitemdir. Bu sebeple el ile dahi oldukça hassas hesap yapılabilmektedir. Ancak analizde kolaylık oluşturması ve rijitlikleri daha doğru tanımlayabilmek ve daha hassas hesap yapabilmek açısından SAP2000 programı kullanılarak hesap yapılacaktır.

7.3.1 Sistem Geometrisinin ve Modelinin Oluşturulması

Kazık kesiti nihai hesap yapılmadan önce tecrübe ile ve el ile kısa bir mertebe hesabı yapılarak elde edilmeli ve bu kesit üzerinden analiz devam edilmelidir. Kesitin yeterli gelmemesi durumunda kesit arttırılarak hesap tekrarlanmalıdır. Bu şekilde tekil kazık kesiti ve malzemesi şu şekilde alınacaktır;

Temel kazığı kesiti = Ø 4500 / 50 mm. X65 çelik boru kazık

Hesapta deniz yapılarında lineer çözümleme yöntemlerinde kazık-zemin ilişkisinin tanımlanması açısından en sık kullanılan yöntem olan kazık maksimum moment bölgesine ankastre mesnet tanımlaması yapılacaktır. Ankastre mesnetin taşıyıcı tabakadan itibaren derinliği bölüm 5.2.2.3.1. 'de verilmiş olan 5.13 denklemi ile hesaplanır;

$$L_z = \sqrt[4]{2.86 \times \frac{E_s I_{kazık}}{E_{zemin}}} = \sqrt[4]{2.86 \times \frac{1.73\ x\ 21\ x\ 10^7}{3000}} = 12.01\ m.$$

Yorulma etkilerinden dolayı deniz tabanından itibaren 1.5 D kadar olan bir bölgede de zemin direnci alınmamalıdır. Sonuç itibariyle deniz tabanından itibaren toplam ankastrelik mesafesi uzunluğu;

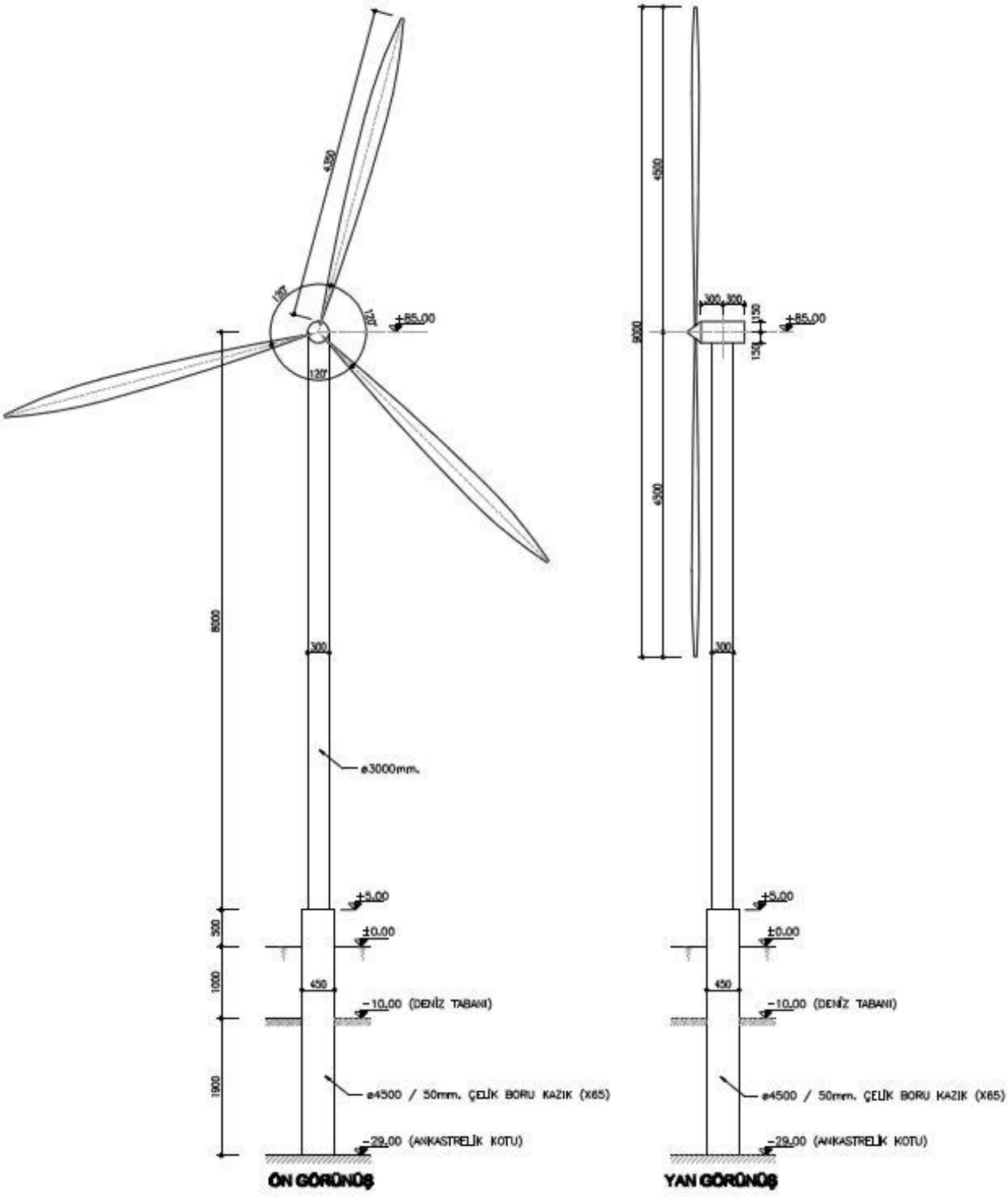
$$L'_z = (1.5 \times 4.5) + 12.01 = 18.76\ m.$$

Hesaplamalarda ve modelin oluşturulması esansında basitlik olması açısından bu uzunluğu tam sayı olarak almak faydalı olacaktır;

$$L'_z \approx 19\ m.$$



Şekil 7.3 : Tekil Kazıklı Türbin Modeli SAP2000 3D Görünüşü



Şekil 7.4 : Tekil Kazıklı Türbin Modeli Görünüşleri

7.3.2 Yükler ve Yük Kombinasyonları

Rüzgar Yükleri

Sisteme gelen rüzgar yükleri genel olarak ikiye ayrılabilir; türbin işletme durumundayken rotor pervanelerinin taradığı alana (swept area) etki eden rüzgar kuvveti (1 durumu), dairesel kazık ve kule kesitlerine etki eden rüzgar kuvveti (2 durumu) ve türbin kilitlenmiş halde iken rotor pervanelerinin kendi yüzey alanlarına etkiyen (sürükleme sabiti C_D = 1 alınarak 1 durumuna benzer şekilde hesap edilen) rüzgar kuvveti (3 durumu) .

Rüzgar türbinine gelen rüzgar kuvvetleri aşağıdaki şekilde kabaca hesap edilebilir. Ancak özellikle rüzgar türbini işletme halindeyken gelen rüzgar kuvveti; türbülans durumu, makine mühendisliği ve akışkanlar mekaniği prensiplerine bağlı olduğu için çok daha karmaşık durumlar söz konusu olabilir. Yapılacak olan bir rüzgar türbini tasarımında türbine gelen rüzgar kaynaklı kuvvetlerin imalatçı firma tarafından kesin olarak elde edilmesi en sağlıklı yoldur. Ancak bunun mümkün olmadığı durumlarda mertebe açısından aşağıda gösterildiği şekilde bu kuvvetler hesaplanabilir. Bu tez çalışması geoteknik tasarım amaçlı olduğu için komplike formülasyonlara değinilmeden, rüzgar kuvvetleri basit bir rüzgar kuvveti hesabı ile örnek kuvvetler olarak ele alınmıştır. İlgili komplike formülasyonlar bu tez çalışmasının konusu değildir.

1 durumu için rüzgar kuvvetleri:

$$a = \left(\frac{\cos\gamma}{3}\right) = \frac{\cos(0.5772)}{3} = \frac{0.838}{3} = 0.279$$

$$A_d = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 90^2}{4} = 6362m^2$$

$$\rho = 1.225\, kg/m^3 = 0.001225\, t/m^3$$

$$W_{ser} = \rho . A_d . U_\infty . (cos\gamma - a) . 2a . U_\infty$$

$$= 0.001225 \times 6362 \times 20 \times (0.838 - 0.279) \times 2 \times 0.279 \times 20 = 972\, kN$$

$$= 99.1\, ton$$

2 durumu için rüzgar kuvvetleri:

$$q_{ser} = \left(\frac{U_{ser}^2}{1600}\right) = \left(\frac{20^2}{1600}\right) = 0.250\ kN/m^2 = 0.026\, t/m^2$$

$$W_{ser} = q_{ser} \,.\, c \,.\, C_D = 0.026 \times 1.6 \times 0.7 = 0.029\ t/m^2$$

$$\rightarrow\ kesit\ alanına\ gelen\ yük$$

$$W_{ser} = 0.029 \times 4.5 = 0.131\ t/m \rightarrow kazık\ kesitine\ gelen\ çizgisel\ kuvvet$$

$$W_{ser} = 0.029 \times 3.0 = 0.087\ t/m \rightarrow kule\ kesitine\ gelen\ çizgisel\ kuvvet$$

$$q_5 = \left(\frac{U_5^2}{1600}\right) = \left(\frac{28^2}{1600}\right) = 0.490\ kN/m^2 = 0.05\, t/m^2$$

$$W_5 = q_5 \,.\, c \,.\, C_D = 0.05 \times 1.6 \times 0.7 = 0.056\ t/m^2\ \rightarrow\ kesit\ alanına\ gelen\ yük$$

$$W_5 = 0.056 \times 4.5 = 0.252\ t/m \rightarrow kazık\ kesitine\ gelen\ çizgisel\ kuvvet$$

$$W_5 = 0.056 \times 3.0 = 0.168\ t/m \rightarrow kule\ kesitine\ gelen\ çizgisel\ kuvvet$$

$$q_{50} = \left(\frac{U_{50}^2}{1600}\right) = \left(\frac{35^2}{1600}\right) = 0.766\, kN/m^2 = 0.08\, t/m^2$$

$$W_{50} = q_{50} \,.\, c \,.\, C_D = 0.08 \times 1.6 \times 0.7 = 0.089\ t/m^2\ \rightarrow\ kesit\ alanına\ gelen\ yük$$

$$W_{50} = 0.089 \times 4.5 = 0.401\ t/m \rightarrow kazık\ kesitine\ gelen\ çizgisel\ kuvvet$$

$$W_{50} = 0.089 \times 3.0 = 0.267\ t/m \rightarrow kule\ kesitine\ gelen\ çizgisel\ kuvvet$$

3 durumu için rüzgar kuvvetleri:

$$q_5 = \left(\frac{U_5^2}{1600}\right) = \left(\frac{28^2}{1600}\right) = 0.490\ kN/m^2 = 0.05\, t/m^2$$

$$W_5 = q_5 \,.\, c \,.\, C_D = 0.05 \times 1.6 \times 1.0 = 0.080\ t/m^2\ \rightarrow\ kesit\ alanına\ gelen\ yük$$

$$W_5 = 0.080 \times 300 = 24.0\ t \rightarrow rotor\ kütle\ merkezine\ gelen\ tekil\ kuvvet$$

$$q_{50} = \left(\frac{U_{50}^2}{1600}\right) = \left(\frac{35^2}{1600}\right) = 0.766\ kN/m^2 = 0.08\, t/m^2$$

$$W_{50} = q_5 \,.\, c \,.\, C_D = 0.08 \times 1.6 \times 1.0 = 0.128\ t/m^2\ \rightarrow\ kesit\ alanına\ gelen\ yük$$

$$W_{50} = 0.128 \times 300 = 38.4\ t \rightarrow rotor\ kütle\ merkezine\ gelen\ tekil\ kuvvet$$

Rotor pervanelerinin toplam yüzey alanı F= 300 m^2 olarak düşünülmüştür. Daha kesin hesap için bu alanın imalatçı firmadan temin edilmesi gerekmektedir.

Dalga Yükleri

Sisteme gelen dalga kuvvetleri lineer dalga teorisi ile hesap edilecektir. Bunun için önce açık deniz dalga yüksekliğinden yapı önü dalga yüksekliğine geçilecek ardından bu değer ile kazık kesitine gelen sürükleme kuvveti dalga yükü olarak hesap edilecektir.

5 yıllık dönüş periyodu olan dalganın kuvveti (W_5)

Yapı Önü Su Derinliği :H = 10 m
Derin Deniz Dalga Yüksekliği :H_0 = 3.9 m
Derin Deniz Dalga Periodu : T = 9 sn
Derinlik Eğrisi – Dalga Yüzü Açısı :α' = 0° (Dalganın yapıya dik gelmesi durumu)
Deniz Tabanı Eğimi : m = 0,01

$$L_0 = 1.56 \times T^2 = 1.56 \times 9^2 = 126.36\, m.$$

$$\frac{H_0}{L_0} = \frac{3.9}{126.36} = 0.031, \qquad \frac{H}{H_0} = \frac{10}{3.9} = 2.564 \xrightarrow[şekil\ 6.3]{} K_s = \frac{H_s}{H_0} = 1.0$$

$$\rightarrow H_s = H_0 \times K_s = 3.9 \times 1.0 = 3.9\, m.$$

$$\left.\begin{aligned} &\frac{H_s}{g \times T^2} = \frac{3.9}{9.81 \times 9^2} = 0.0049 \\ &\frac{H}{g \times T^2} = \frac{10}{9.81 \times 9^2} = 0.0125 \\ &W = \left(\frac{C_M \times D}{C_D \times H_s}\right) = \left(\frac{2.4 \times 4.5}{0.7 \times 3.9}\right) = 3.96 \end{aligned}\right\} \xrightarrow[şekil\ 6.5]{} \emptyset_m = 0.38$$

$$p_5 = \emptyset_m \times \rho \times g \times C_D \times D \times H^2$$

$$= 0.38 \times 1.025 \times 9.81 \times 0.7 \times 4.5 \times 3.9^2 = 183\, kN = 18.65\, ton$$

50 yıllık dönüş periyodu olan dalganın kuvveti (W_{50})

Yapı Önü Su Derinliği :H = 10 m

Derin Deniz Dalga Yüksekliği :H_0 = 5.2 m

Derin Deniz Dalga Periodu : T = 11 sn

Derinlik Eğrisi – Dalga Yüzü Açısı :α' = 0° (Dalganın yapıya dik gelmesi durumu)

Deniz Tabanı Eğimi : m = 0,01

$$L_0 = 1.56 \times T^2 = 1.56 \times 11^2 = 188.76\, m.$$

$$\frac{H_0}{L_0} = \frac{5.2}{188.76} = 0.026, \qquad \frac{H}{H_0} = \frac{10}{5.2} = 1.923 \xrightarrow[şekil\ 6.2]{} K_s = \frac{H_s}{H_0} = 0.97$$

$$\rightarrow H_s = H_0 \times K_s = 5.2 \times 0.97 = 5.04\, m.$$

$$\left.\begin{aligned} &\frac{H_s}{g \times T^2} = \frac{5.04}{9.81 \times 11^2} = 0.0042 \\ &\frac{H}{g \times T^2} = \frac{10}{9.81 \times 11^2} = 0.0084 \\ &W = \left(\frac{C_M \times D}{C_D \times H_s}\right) = \left(\frac{2.4 \times 4.5}{0.7 \times 5.04}\right) = 3.06 \end{aligned}\right\} \xrightarrow[şekil\ 6.5]{} Ø_m = 0.42$$

$$p_{50} = Ø_m \times \rho \times g \times C_D \times D \times H^2$$

$$= 0.42 \times 1.025 \times 9.81 \times 0.7 \times 4.5 \times 5.04^2 = 338\, kN = 34.45\, ton$$

Deprem Yükleri

Deprem yüklemesi sistemin izostatik olmasından dolayı lineer olarak ele alınmalıdır. Dolayısıyla DLH şartnamesine göre nonlineer hesaba tekil kazıklı deniz üstü rüzgar türbini örneklemesinde değinilmeyecektir. Lineer deprem yüklemeleri için elde edilecek deprem yükleri için sırasıyla OCDI, AASHTO ve DLH deprem yükleri için sismik katsayı hesap edilecek, analizde elverişsiz olanı dikkate alınacaktır.

Rotor ve teknenin kütlesinin rotor dairesinin merkezinde toplandığı kabul edilerek bu noktada 40+71=111 ton'luk bir noktasal yük olduğu kabul edilmiştir.

Kulenin kütlesi çizgisel olarak ele alınacak ve hesaplamalar sonucu ortalama Ø3000/28 mm. olan kule kesitinin birim ağırlığı 2.05 t/m olarak ele alınacaktır.

Kazığın kütlesi çizgisel olarak ele alınacak ve hesaplamalar sonucu ortalama Ø4500/50 mm. olan kule kesitinin birim ağırlığı 5.49 t/m olarak ele alınacaktır.

OCDI Deprem Yükleri

A sınıfı deprem bölgesi için $C_0 = 0.15$

2. sınıf zeminler için S = 1.0

Özel sınıf yapı için I = 1.5

$$C = C_0 \times S \times I = 0.15 \times 1.0 \times 1.5 = 0.225 \ (\% \ 22.5)$$

AASHTO Deprem Yükleri

A sınıfı deprem bölgesi için $A = 0.40 \ m/s^2$

3. sınıf zeminler için S = 1.5

Yapı 1. mod periyodu T = 5.73 s.

Özel sınıf düşey kazıklı yapı için R = 3.5

$$C' = 1.2 \times A \times \frac{S}{T^{2/3}} = 1.2 \times 0.4 \times \frac{1.5}{5.73^{2/3}} = 0.225$$

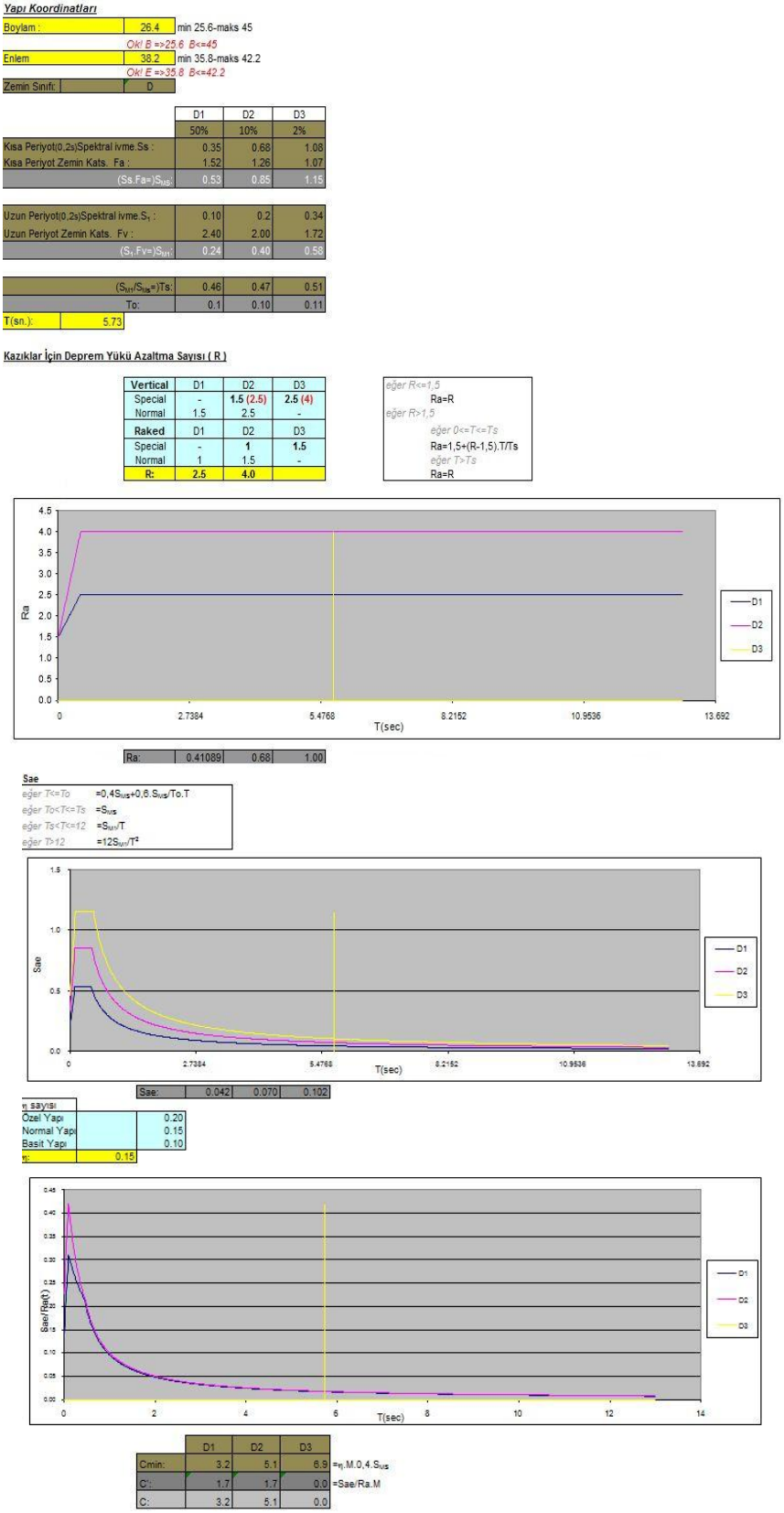
$$C = \frac{C'}{R} = \frac{0.225}{3.5} = 0.064 \ \ (\% \ 6.4)$$

DLH Deprem Yükleri

Zemin sınıfı = D

Tasarım depremi = D2 Depremi

DLH deprem spektrumu ve ilgili sismik katsayı Excel programı yardımıyla hesaplanmış, şekil 7.5'te gösterilmiştir.



Şekil 7.5 : DLH Deprem Yükü Hesabı

DLH deprem şartnamesi doğrultusunda elde edilen sismik katsayı;

C = 0.051 (hesaplanan değer periyodun yüksek değerinden ötürü %1.7 çıkmıştır. Ancak minimum C şartından dolayı bu değer %5.1 olarak ele alınmalıdır)

Sonuç olarak ele alınacak olan deprem kuvvetleri şunlardır;

En elverişsiz sismik katsayı, C = 0.225 (OCDI)

$E_{rotor+tekne} = C \times W = 0.225 \times (40 + 71) = 24.98\ ton$

$E_{kule} = C \times W = 0.225 \times 2.05 = 0.461\ ton/m$

$E_{kazık} = C \times W = 0.225 \times 5.49 = 1.235\ ton/m$

Yük Kombinasyonları

NSD tasarımı için analizde ele alınacak olan lineer yük kombinasyonları aşağıdaki gibidir;

1 - G + 1.5 W_{ser}
2 - G + 1.3 W_{ser} + 1.3 p_{50}
3 - G + 1.3 W_{50} + 1.3 p_5
4 - G + 1.3 W_5 + 1.3 p_{50}
5 - G + E + W_{ser}

7.3.3 Sistemin Çözüm ve Analizi

Tekil kazıklı rüzgar türbini yapısı yukarıdaki model, yük ve yükleme kriterleri ile SAP2000 programında çözümlenmiş, aşağıdaki başlıklarda ilgili sonuçlar açıklanmıştır.

Kazık Gerilme Tahkiki

Kazık gerilme tahkiki basit mukavemet prensiplerine göre denklemler 7.1 ve 7.2'deki şekilde yapılmıştır. Kazık gerilmeleri ile ilgili özet tablo çizelge 7.1'de verilmiştir. Bu sonuçlar değerlendirildiğinde ilgili şartlardaki bir kazıklı deniz üstü rüzgar türbini

yapısı için Ø4500/50mm. X65 çelik boru kazık kesiti, yapısal olarak (kazık gerilmeleri ve burkulma durumu açısından) yeterli olmaktadır.

$$\sigma = \omega \times \frac{N}{F} + \frac{M}{W} \qquad (\mathbf{7.1})$$

$$M = \sqrt{M_{2-2}^2 + M_{3-3}^2} \qquad (\mathbf{7.2})$$

Burada;

σ= Kesit nihai gerilmesi

ω= Burkulma çarpanı

F= Çelik boru kazık çelik kesit alanı

N= Kesitteki eksenel (normal) kuvvet

M= Kesitteki toplam bileşke moment

W= Kesitin mukavemet momenti

$M_{n\text{-}n}$= Düzlemdeki herhangi bir doğrultudaki toplam kesit momenti

Çizelge 7.1 : Analiz Sonucu Kazıkta Elde Edilen Kesit Gerilmelerinin Kontrolü

Yükleme No	M (tm)	N (ton)	EMNİYET KATSAYISI	σ_{em} (kg / cm^2)	> <	σ (kg / cm^2)
1	17626.33	-461.79	1	2750	>	2363
2	16782.40	-461.79	1.25	3438	>	2253
3	8461.80	-461.79	1.25	3438	>	1171
4	6331.22	-461.79	1.25	3438	>	894
5	18000.46	-461.79	1.33	3658	>	2411

Deplasman Kontrolü

Deplasman kontrolü yalnızca kazık üst ucunun kule ile bağlandığı kısımdaki deplasman için yapılacaktır. Kulenin deplasmanı ve rijitlik değerleri imalatçı firma tarafından kontrol edilmelidir.

Analiz sonucu elde edilen maksimum kazık üst ucu deplasman değeri, f=0.251 m. olarak elde edilmiştir. Elde edilen bu deplasman değeri bahsedildiği üzere türbin imalatçısı firma tarafından kontrol edilmelidir. Bu değerin kısıtlanması istenirse çeşitli şekillerde tekil kazığın rijitliği arttırılabilir;

- Kazık kesiti arttırılabilir,
- Kazık içi beton veya balast malzeme ile doldurulabilir,
- Kazık eğik çelik payanda elemanları ile desteklenebilir ve deniz tabanı üzerine çakılan daha küçük kesitli kazıklar üzerine oturturularak bu payanda sebebiyle oluşan eksenel kuvvetler kazıklara iletilebilir, aynı şekilde tekil kazık kesiti de payandaların yanal kuvvetlere katkısı sebebiyle düşürülebilir.

Zemine Göre Kazık Taşıma Gücü Hesabı

Ankastrelik noktasında elde edilen maksimum kazık kuvveti P' = 461.79 ton'dur. Kazığın zemine 25 m. çakılmış olduğu düşünülürse 25-19 = 6m.'lik bir kazık kısmı SAP2000 modelinde sisteme girilmemiştir. Toplam kazık kuvvetini bulmak için P' kuvvetine kalan 6m.'lik kazığın zati ağırlığını da eklemek gerekir;

$$P = P' + l \times W_{kazık} \times \frac{\gamma_{kazık} - \gamma_{deniz}}{\gamma_{kazık}}$$

$$= 461.79 + 6 \times 5.49 \times \frac{(7.85 - 1.025)}{7.85} = 490\ ton$$

1. Tabaka İçin f_s Hesabı

- Zemin Cinsi: Orta Sıkı Kum
- İçsel Sürtünme Açısı, Ø': 33°
- Tabaka Kalınlığı: 10m. (En üstteki 4m.'lik sıvılaşma potansiyelli tabaka dikkate alınmayacaktır.
- Suya Doygun Birim Hacim Ağırlığı, γ_s: 2.1 t/m^3

$$f_{s1} = K_s \times \sigma'_0 \times \tan\delta = \frac{K_s}{K_0}(1 - \sin Ø') \times \gamma' \times h_{ort} \times \tan\delta$$

$$= 1.75 \times (1 - \sin 33) \times 1.1 \times 9 \times \tan 25 = 3.685\ ton/m^2$$

K_s/K_0 = çakma kazıklar için 1.75 alınmıştır [26]. API'da Ks değeri yerine K değeri tanımlanmış (bölüm 5.2.2.3) ve bu değer içsel sürtünme açısına bağlı olmayarak açık

uçlu çakma kazıklar için 0.8 olarak verilmiştir. Bizim bu sayı için hesap etmiş olduğumuz denk değer;

$$\frac{K_s}{K_0} \times (1 - \sin \emptyset') = 1.75 \times (1 - \sin 33) = 0.797$$

olarak hesaplanmıştır.

2. Tabaka İçin f_s ve Q_u Hesabı

- Zemin Cinsi: Katı Kil
- Drenajsız kayma mukavemeti, C_u: 33°
- Tabaka Kalınlığı: 11m.
- Suya Doygun Birim Hacim Ağırlığı, γ_s: 1.8 t/m^3

$$\sigma'_0 = \sigma'_1 + \sigma'_2 = \gamma'_1 \times h_1 + \gamma'_2 \times h_{2(ort)} = 1.1 \times 14 + 0.8 \times 5.5 = 19.8\ ton/m^2$$

$$\psi = c_u/\sigma'_0 = 20/19.8 = 1.01 \rightarrow \alpha = 0.5$$

$$f_{s2} = \alpha \times c_u = 0.5 \times 20 = 10\ ton/m^2$$

$$Q_u = 9 \times c_u = 9 \times 20 = 180\ ton/m^2$$

Toplam Taşıma Gücü

$$Q_T = f_{s1} \times A_{ç1} + f_{s2} \times A_{ç2} + Q_u \times A_{uç}$$

$$= 3.685 \times (\pi \times 4.5 \times 10) + 10 \times (\pi \times 4.5 \times 11) + 180 \times (\pi \times 4.5^2 \times 0.25)$$

$$= 4938\ ton$$

$$Q_{all} = \frac{Q_T}{GS} = \frac{4938}{2} = 2469\ ton$$

$\rightarrow P = 490 < 2469 \rightarrow$ **Zemine göre kazık taşıma gücü şart sağlanmaktadır.**

7.4 Grup Kazıklı Temel Hesapları

Kazıklı temel tasarımı kapsamında ikinci çözümleme için grup kazıklı temel incelenecektir. Grup kazıklı temel inşaat mühendisliği açısından değerlendirildiğinde

hiperstatik bir sitemdir. Bu sebeple hassas hesap yapabilmek açısından SAP2000 programı kullanılarak hesap yapılacaktır. Rüzgar ve dalga yüklemeleri tekil kazık örneğindeki gibi ele alınarak bu analiz işletme ve fırtına yüklerine göre lineer analiz olarak ayrılacaktır. Deprem yüklemeleri için ise özel bir analiz yöntemi olarak DLH şartnamelerinin öngördüğü prensipler doğrultusunda sistemde nonlineer artımsal itme analizi yapılarak tasarım, deprem durumu için kontrol edilecektir.

7.4.1 İşletme ve Fırtına Yüklerine Göre Lineer Analiz

Lineer analiz kapsamında deprem dışı yükleme koşullarına göre sistem ankastre mesnet kabulü ile oluşturularak bölüm 7.3'tekine benzer şekilde çözümlenecektir.

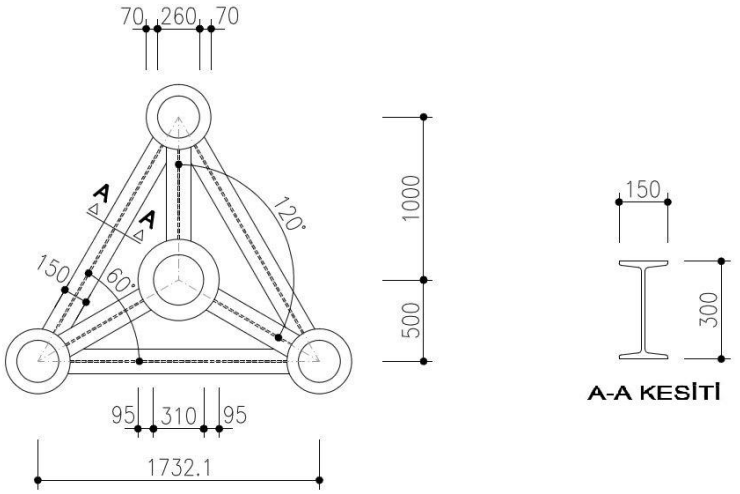
7.4.1.1 Sistem Geometrisinin ve Modelinin Oluşturulması

Kazık kesiti nihai hesap yapılmadan önce tecrübe ile ve el ile kısa bir mertebe hesabı yapılarak elde edilmeli ve bu kesit üzerinden analiz devam edilmelidir. Kesitin yeterli gelmemesi durumunda kesit arttırılarak hesap tekrarlanmalıdır. Bu şekilde tekil kazık kesiti ve malzemesi şu şekilde alınacaktır;

Temel kazığı kesiti = Ø 2500 / 24 mm. ST37 çelik boru kazık

Kazık adedi ve yerleşimi = 3 adet kazık, 120° açı ile bağlantı

İlgili kazık yerleşimi ve geçiş elemanı üst görünüşü şekil 7.6'da görülmektedir.



Şekil 7.6 : Grup Kazıklı Rüzgar Türbini Kazık Yerleşimi ve Geçiş Elemanı Üst Görünüşü

Hesapta deniz yapılarında lineer çözümleme yöntemlerinde kazık-zemin ilişkisinin tanımlanması açısından en sık kullanılan yöntem olan kazık maksimum moment bölgesine ankastre mesnet tanımlaması yapılacaktır. Ankastre mesnetin taşıyıcı tabakadan itibaren derinliği bölüm 5.2.2.3.1. 'de verilmiş olan 5.13 denklemi ile hesaplanır;

$$L_z = \sqrt[4]{2.86 \times \frac{E_s I_{kazık}}{E_{zemin}}} = \sqrt[4]{2.86 \times \frac{0.143\ x\ 21\ x\ 10^7}{3000}} = 7.32\ m.$$

Yorulma etkilerinden dolayı deniz tabanından itibaren 1.5 D kadar olan bir bölgede de zemin direnci alınmamalıdır. Sonuç itibariyle deniz tabanından itibaren toplam ankastrelik mesafesi uzunluğu;

$$L'_z = (1.5 \times 2.5) + 9.96 = 11.07\ m.$$

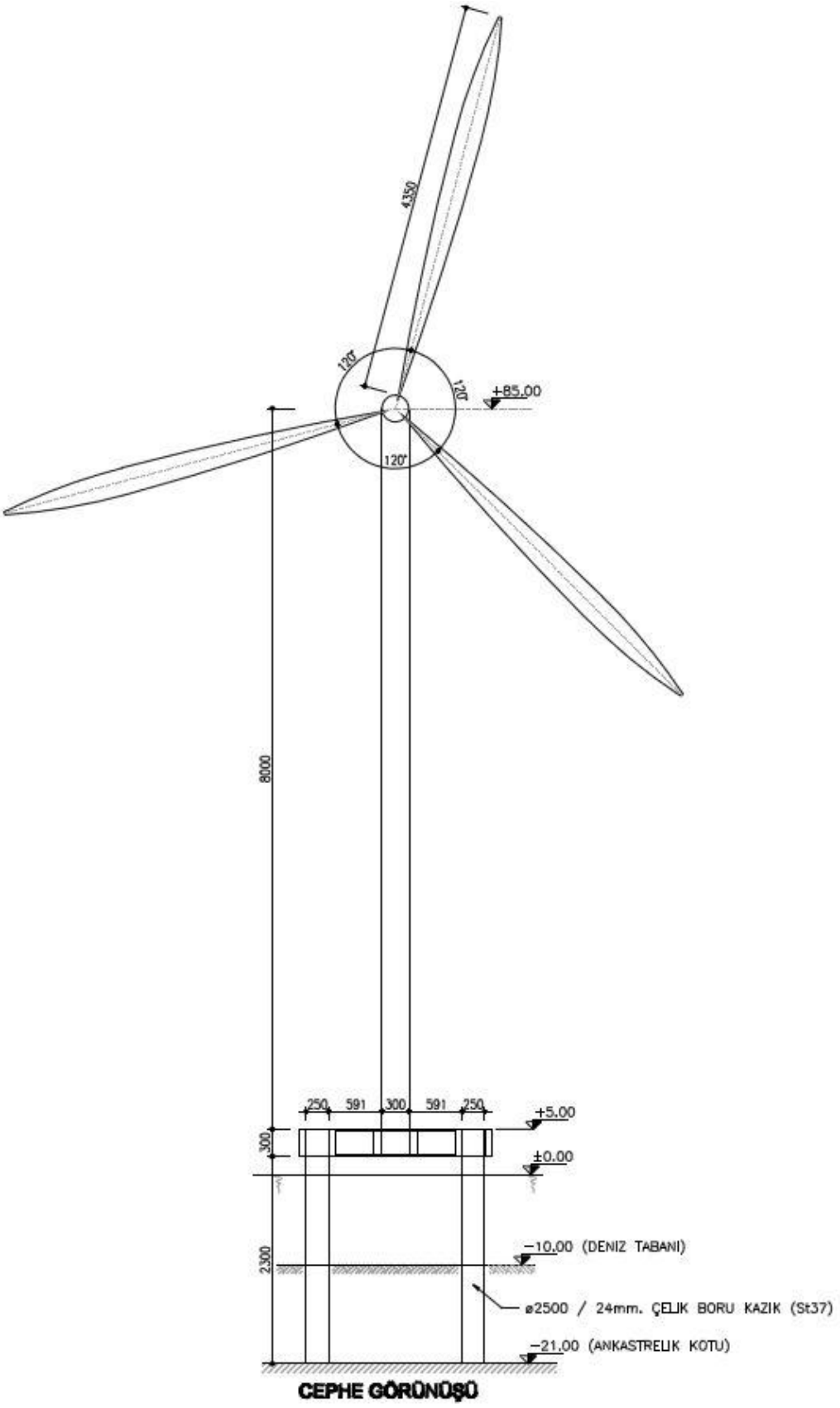
Hesaplamalarda ve modelin oluşturulması esansında basitlik olması açısından bu uzunluğu tam sayı olarak almak faydalı olacaktır;

$$L'_z \approx 11\ m.$$

Grup kazıklı rüzgar türbininin SAP2000 program modeli ve cephe görünüşü sırasıyla şekil 7.7 ve 7.8'de görülmektedir.



Şekil 7.7 : Grup Kazıklı Türbin Modeli SAP2000 3D Görünüşü



Şekil 7.8 : Grup Kazıklı Rüzgar Türbini Cephe Görünüşü

7.4.1.2 Yükler ve Yük Kombinasyonları

Rüzgar Yükleri

Rüzgar yükleri bölüm 7.3.2'deki gibi hesap edilecektir.

1 durumu için rüzgar kuvvetleri:

$$a = \left(\frac{\cos\gamma}{3}\right) = \frac{\cos(0.5772)}{3} = \frac{0.838}{3} = 0.279$$

$$A_d = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 90^2}{4} = 6362m^2$$

$$\rho = 1.225\, kg/m^3 = 0.001225\, t/m^3$$

$$W_{ser} = \rho . A_d . U_\infty . (cos\gamma - a) . 2a . U_\infty$$

$$= 0.001225 \times 6362 \times 20 \times (0.838 - 0.279) \times 2 \times 0.279$$

$$= 99.1\, ton$$

2 durumu için rüzgar kuvvetleri:

$$q_{ser} = \left(\frac{U_{ser}^2}{1600}\right) = \left(\frac{20^2}{1600}\right) = 0.250\ kN/m^2 = 0.026\, t/m^2$$

$$W_{ser} = q_{ser} . c . C_D = 0.026 \times 1.6 \times 0.7 = 0.029\ t/m^2$$

$$\rightarrow\ kesit\ alanına\ gelen\ yük$$

$$W_{ser} = 0.029 \times 2.5 = 0.073\, t/m \rightarrow kazık\ kesitine\ gelen\ çizgisel\ kuvvet$$

$$W_{ser} = 0.029 \times 3.0 = 0.087\ t/m \rightarrow kule\ kesitine\ gelen\ çizgisel\ kuvvet$$

$$q_5 = \left(\frac{U_5^2}{1600}\right) = \left(\frac{28^2}{1600}\right) = 0.490\ kN/m^2 = 0.05\, t/m^2$$

$$W_5 = q_5 . c . C_D = 0.05 \times 1.6 \times 0.7 = 0.056\ t/m^2\ \rightarrow\ kesit\ alanına\ gelen\ yük$$

$$W_5 = 0.056 \times 2.5 = 0.140\, t/m \rightarrow kazık\ kesitine\ gelen\ çizgisel\ kuvvet$$

$$W_5 = 0.056 \times 3.0 = 0.168\ t/m \rightarrow kule\ kesitine\ gelen\ çizgisel\ kuvvet$$

$$q_{50} = \left(\frac{U_{50}^2}{1600}\right) = \left(\frac{35^2}{1600}\right) = 0.766\, kN/m^2 = 0.08\, t/m^2$$

$$W_{50} = q_{50} \,.\, c \,.\, C_D = 0.08 \times 1.6 \times 0.7 = 0.089\ t/m^2 \ \rightarrow\ kesit\ alanına\ gelen\ yük$$

$$W_{50} = 0.089 \times 2.5 = 0.223\, t/m \rightarrow kazık\ kesitine\ gelen\ çizgisel\ kuvvet$$

$$W_{50} = 0.089 \times 3.0 = 0.267\ t/m \rightarrow kule\ kesitine\ gelen\ çizgisel\ kuvvet$$

3 durumu için rüzgar kuvvetleri:

$$q_5 = \left(\frac{U_5^2}{1600}\right) = \left(\frac{28^2}{1600}\right) = 0.490\ kN/m^2 = 0.05\, t/m^2$$

$$W_5 = q_5 \,.\, c \,.\, C_D = 0.05 \times 1.6 \times 1.0 = 0.080\ t/m^2 \ \rightarrow\ kesit\ alanına\ gelen\ yük$$

$$W_5 = 0.080 \times 300 = 24.0\, t \rightarrow rotor\ kütle\ merkezine\ gelen\ tekil\ kuvvet$$

$$q_{50} = \left(\frac{U_{50}^2}{1600}\right) = \left(\frac{35^2}{1600}\right) = 0.766\ kN/m^2 = 0.08\, t/m^2$$

$$W_{50} = q_5 \,.\, c \,.\, C_D = 0.08 \times 1.6 \times 1.0 = 0.128\ t/m^2 \ \rightarrow\ kesit\ alanına\ gelen\ yük$$

$$W_{50} = 0.128 \times 300 = 38.4\, t \rightarrow rotor\ kütle\ merkezine\ gelen\ tekil\ kuvvet$$

Rotor pervanelerinin toplam yüzey alanı F= 300 m^2 olarak düşünülmüştür. Daha kesin hesap için bu alanın imalatçı firmadan temin edilmesi gerekmektedir.

Dalga Yükleri

Dalga yükleri bölüm 7.3.2'deki gibi hesap edilecektir.

5 yıllık dönüş periyodu olan dalganın kuvveti (W_5)

Yapı Önü Su Derinliği :H = 10 m
Derin Deniz Dalga Yüksekliği :H_0 = 3.9 m
Derin Deniz Dalga Periodu : T = 9 sn

Derinlik Eğrisi – Dalga Yüzü Açısı :α' = 0° (Dalganın yapıya dik gelmesi durumu)
Deniz Tabanı Eğimi : m = 0,01

$$L_0 = 1.56 \times T^2 = 1.56 \times 9^2 = 126.36\, m.$$

$$\frac{H_0}{L_0} = \frac{3.9}{126.36} = 0.031, \qquad \frac{H}{H_0} = \frac{10}{3.9} = 2.564 \xrightarrow[şekil\ 6.3]{} K_s = \frac{H_s}{H_0} = 1.0$$

$$\rightarrow H_s = H_0 \times K_s = 3.9 \times 1.0 = 3.9\, m.$$

$$\left.\begin{aligned} &\frac{H_s}{g \times T^2} = \frac{3.9}{9.81 \times 9^2} = 0.0049 \\ &\frac{H}{g \times T^2} = \frac{10}{9.81 \times 9^2} = 0.0125 \\ &W = \left(\frac{C_M \times D}{C_D \times H_s}\right) = \left(\frac{2.4 \times 2.5}{0.7 \times 3.9}\right) = 2.20 \end{aligned}\right\} \xrightarrow[şekil\ 6.5]{} \emptyset_m = 0.38$$

$$p_5 = \emptyset_m \times \rho \times g \times C_D \times D \times H^2$$

$$= 0.38 \times 1.025 \times 9.81 \times 0.7 \times 2.5 \times 3.9^2 = 102\ kN = 10.4\ ton/kazık$$

<u>50 yıllık dönüş periyodu olan dalganın kuvveti (W_{50})</u>

Yapı Önü Su Derinliği :H = 10 m
Derin Deniz Dalga Yüksekliği :H_0 = 5.2 m
Derin Deniz Dalga Periodu : T = 11 sn
Derinlik Eğrisi – Dalga Yüzü Açısı :α' = 0° (Dalganın yapıya dik gelmesi durumu)
Deniz Tabanı Eğimi : m = 0,01

$$L_0 = 1.56 \times T^2 = 1.56 \times 11^2 = 188.76\, m.$$

$$\frac{H_0}{L_0} = \frac{5.2}{188.76} = 0.026, \qquad \frac{H}{H_0} = \frac{10}{5.2} = 1.923 \xrightarrow[şekil\ 6.2]{} K_s = \frac{H_s}{H_0} = 0.97$$

$$\rightarrow H_s = H_0 \times K_s = 5.2 \times 0.97 = 5.04\, m.$$

$$\frac{H_s}{g \times T^2} = \frac{5.04}{9.81 \times 11^2} = 0.0042$$
$$\frac{H}{g \times T^2} = \frac{10}{9.81 \times 11^2} = 0.0084$$
$$W = \left(\frac{C_M \times D}{C_D \times H_s}\right) = \left(\frac{2.4 \times 2.5}{0.7 \times 5.04}\right) = 1.70$$

$\xrightarrow[şekil\ 6.5]{}$ $\emptyset_m = 0.42$

$p_{50} = \emptyset_m \times \rho \times g \times C_D \times D \times H^2$

$= 0.42 \times 1.025 \times 9.81 \times 0.7 \times 2.5 \times 5.04^2 = 188\ kN = 19.15\ ton$

Yük Kombinasyonları

NSD tasarımı için lineer analizde ele alınacak olan lineer yük kombinasyonları aşağıdaki gibidir;

1 - G + 1.5 W_{ser}

2 - G + 1.3 W_{ser} + 1.3 p_{50}

3 - G + 1.3 W_{50} + 1.3 p_5

4 - G + 1.3 W_5 + 1.3 p_{50}

7.4.1.3 Sistemin Çözüm ve Analizi

Tekil kazıklı rüzgar türbini yapısı yukarıdaki model, yük ve yükleme kriterleri ile SAP2000 programında çözümlenmiş, aşağıdaki başlıklarda ilgili sonuçlar açıklanmıştır.

Kazık Gerilme Tahkiki

Bölüm 7.3.3'deki şekilde yapılan hesaplar sonucu ilgili kazık kesiti gerilme tahkiki çizelge 7.2'de gösterilmiştir.

Çizelge 7.2 : Lineer Analiz Sonucu Kazıkta Elde Edilen Kesit Gerilmelerinin Kontrolü

Yükleme No	Kazık No	M (tm)	N (ton)	EMNİYET KATSAYISI	σ_{em} (kg / cm^2)	> <	σ (kg / cm^2)
1	1	571.19	-658.44	1	1440	>	1052
	2	571.19	-658.44	1	1440	>	1052
	3	662.94	740.73	1	1440	>	1205
2	1	953.71	-644.53	1.25	1800	>	1442
	2	953.71	-644.53	1.25	1800	>	1442
	3	1122.06	712.92	1.25	1800	>	1665
3	1	560.04	-415.57	1.25	1800	>	872
	2	560.04	-415.57	1.25	1800	>	872
	3	604.51	254.99	1.25	1800	>	807
4	1	663.97	-362.71	1.25	1800	>	944
	2	663.97	-362.71	1.25	1800	>	944
	3	720.13	149.26	1.25	1800	>	855

Deplasman Kontrolü

Deplasman kontrolü yalnızca kazık üst ucunun kule ile bağlandığı kısımdaki deplasman için yapılacaktır. Kulenin deplasmanı ve rijitlik değerleri imalatçı firma tarafından kontrol edilmelidir.

Analiz sonucu elde edilen maksimum kazık üst ucu deplasman değeri, f=0.04 m. olarak elde edilmiştir. Bu değer tekil kazıklı temel seçiminde ortaya çıkan deplasmana göre oldukça makul bir değer olup, bu durum grup kazıklı temellerin tekil kazıklı temellere göre önemli avantajlarından biridir. Ancak bu şekilde rijitliğin arttırılarak grup kazıklar kullanılmasıyla moment etkileri düşey kuvvetlere dönüştüğü için zemin açısından kazık taşıma gücü hesapları elverişsiz hale gelmekte ve bu şartı sağlamak adına kazık penetrasyon boyu artmaktadır. İlgili taşıma gücü şartı aşağıda incelenecektir.

Elde edilen bu deplasman değeri bahsedildiği üzere türbin imalatçısı firma tarafından kontrol edilmelidir. Bu değerin kısıtlanması istenirse çeşitli şekillerde grup kazıklı sistemin rijitliği arttırılabilir;

- Kazık kesiti arttırılabilir,
- Kazık adedi arttırılabilir,
- Kazıklar içerisinde balast malzeme veya betonarme kullanılabilir,
- Kazıklar eğik çakılabilir,
- Geçiş elemanı profillerinin rijitliğini yüksek tutmak kaydıyla kazıkların arası açılarak moment kolu büyütülebilir.

Zemine Göre Kazık Taşıma Gücü Hesabı

Ankastrelik noktasında elde edilen maksimum kazık kuvveti P' = 740.73 ton değerinde çekme kuvvetidir. Bir çakma kazığın çekme direnci tabandan ankrajlama gibi ilave bir önlem alınmadıkça basınç direncinden (uç çekme direnci gibi bir durum olmaması dolayısıyla) daima daha düşüktür. Bu sebeple kritik taşıma gücü kontrolü çekme kontrolü olduğundan dolayı yalnızca çekme kuvvetlerine göre taşıma gücü hesabı yapılacak, basınç açısından taşıma gücünün sağlanması şartı ise bu şekilde doğrulanmış olacaktır. Kazığın zemine 30 m. çakılmış olduğu düşünülürse 30-11 = 19m.'lik bir kazık kısmı SAP2000 modelinde sisteme girilmemiştir. Toplam kazık kuvvetini bulmak için P' çekme kuvvetinden kalan 19m.'lik kazığın zati ağırlığını çıkarmak gerekmektedir;

$$P_{çekme} = P' - l \times W_{kazık} \times \frac{\gamma_{kazık} - \gamma_{deniz}}{\gamma_{kazık}}$$

$$= 740.73 - 19 \times 1.47 \times \frac{(7.85 - 1.025)}{7.85} = 717\ ton$$

1. Tabaka İçin f_s Hesabı

- Zemin Cinsi: Orta Sıkı Kum
- İçsel Sürtünme Açısı, Ø': 33°
- Tabaka Kalınlığı: 10m. (En üstteki 4m.'lik sıvılaşma potansiyelli tabaka dikkate alınmayacaktır.
- Suya Doygun Birim Hacim Ağırlığı, γ_s: 2.1 t/m^3

$$f_{s1} = K_s \times \sigma'_0 \times \tan\delta = \frac{K_s}{K_0}(1 - \sin Ø') \times \gamma' \times h_{ort} \times \tan\delta$$

$$= 1.75 \times (1 - \sin 33) \times 1.1 \times 9 \times \tan 25 = 3.685\ ton/m^2$$

K_s/K_0 = çakma kazıklar için 1.75 alınmıştır [26]. API'da Ks değeri yerine K değeri tanımlanmış (bölüm 5.2.2.3) ve bu değer içsel sürtünme açısına bağlı olmayarak açık uçlu çakma kazıklar için 0.8 olarak verilmiştir. Bizim bu sayı için hesap etmiş olduğumuz denk değer;

$$\frac{K_s}{K_0} \times (1 - \sin \emptyset') = 1.75 \times (1 - \sin 33) = 0.797$$

olarak hesaplanmıştır.

2. Tabaka İçin f_s Hesabı

- Zemin Cinsi: Katı Kil
- Drenajsız kayma mukavemeti, C_u: 33°
- Tabaka Kalınlığı (Kazık boyunca): 21m.
- Suya Doygun Birim Hacim Ağırlığı, γ_s: 1.8 t/m^3

$$\sigma'_0 = \sigma'_1 + \sigma'_2 = \gamma'_1 \times h_1 + \gamma'_2 \times h_{2(ort)} = 1.1 \times 14 + 0.8 \times 8 = 21.8\ ton/m^2$$

$$\psi = c_u/\sigma'_0 = 20/21.8 = 0.92 \rightarrow \alpha = 0.522$$

$$f_{s2} = \alpha \times c_u = 0.52 \times 20 = 10.44\ ton/m^2$$

Toplam Çekme Kuvveti Taşıma Gücü

$$Q_T = f_{s1} \times A_{ç1} + f_{s2} \times A_{ç2}$$

$$= 3.685 \times (\pi \times 2.5 \times 10) + 10.44 \times (\pi \times 2.5 \times 16) = 1610\ ton$$

$$Q_{all} = \frac{Q_T}{GS} = \frac{1610}{2} = 805\ ton$$

$\rightarrow P = 717 < 805 \rightarrow$ **Zemine göre kazık taşıma gücü şartı sağlanmaktadır.**

7.4.2 Deprem Yüklerine Göre Nonlineer Analiz

Grup kazıklı temel hesapları kapsamında deprem yüklerine göre nonlineer artımsal itme analizi yapılacaktır. Analiz için öncelikle kazık-zemin ilişkisini tanımlayan nonlineer zemin linkleri incelenerek zemin-kazık etkileşimi modeli oluşturulacak, bundan sonraki adımda modelde kazık üzerinde oluşabilecek olan plastik mafsal bölgeleri işlenecektir. Kazık kesitleri üzerindeki plastik mafsallar bu konudaki en geçerli şartname olan FEMA 356 şartnamesine göre SAP2000 programı içinde bulunan bir modül ile elde edilecektir. Ancak şartnamede henüz çelik boru kesit için

mafsal bağıntıları tanımlı olmadığından dolayı en yaklaşık çözüm yöntemi olarak çelik boru kazık kesitleri ilgili mukavemet prensiplerine göre hazırlanmış bir Excel programı ile eşdeğer kutu kesite dönüştürülecektir. İlgili formülasyonlar ve mukavemet prensiplerine bu tez çalışması kapsamında detaylı olarak değinilmeyecektir.

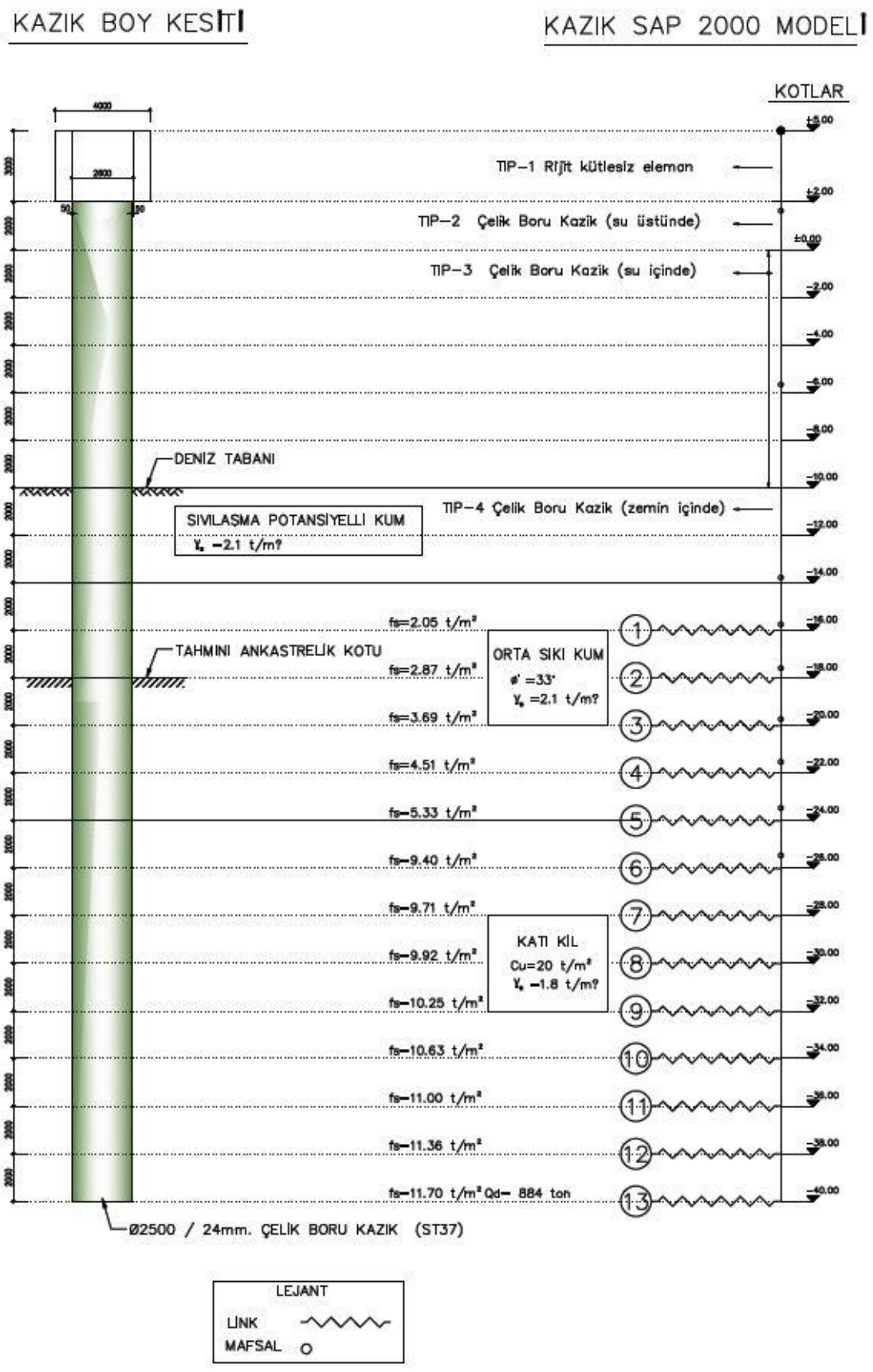
Model oluşturulduktan sonra sisteme etki ettirilecek olan eşdeğer deprem yüklerinin ve analiz sonucu elde edilen taban kesme kuvveti - deplasman eğrisinde depremin talep edeceği performans kriterine geçiş yapabilmek amacıyla tasarım spektrumu ve ilgili spektral eğriler oluşturulacaktır.

Son aşamada sistem çözüldükten sonra depremin yapıdan talep ettiği yer değiştirme hesaplanacak ve bu yer değiştirmenin karşı geldiği itme adımında, kazık kesitleri üzerindeki mafsal oluşumları ve ilgili kesitlerdeki toplam çelik şekil değiştirme miktarları DLH şartnamesinde ilgili deprem düzeyi için izin verilen sınırlarla mukayese edilerek sistemin tahkiki tamamlanacaktır. Tahkik için D1 ve D2 deprem düzeyleri dikkate alınacaktır.

7.4.2.1 Nonlineer Zemin - Kazık Modeli

Bu bölümde nonlineer analize esas olan nonlineer zemin tanımlaması incelenecek, model için gerekli olan kazık boy kesiti oluşturulacaktır.

Zemin ve kazık boy kesiti, katmanlaşma, kazık penetrasyon boyu ve önceki bölümlerde hesaplanmış olan kazık tahmini ankastrelik noktası kriterlerine göre şekil 7.9.'daki gibi ele alınacaktır.

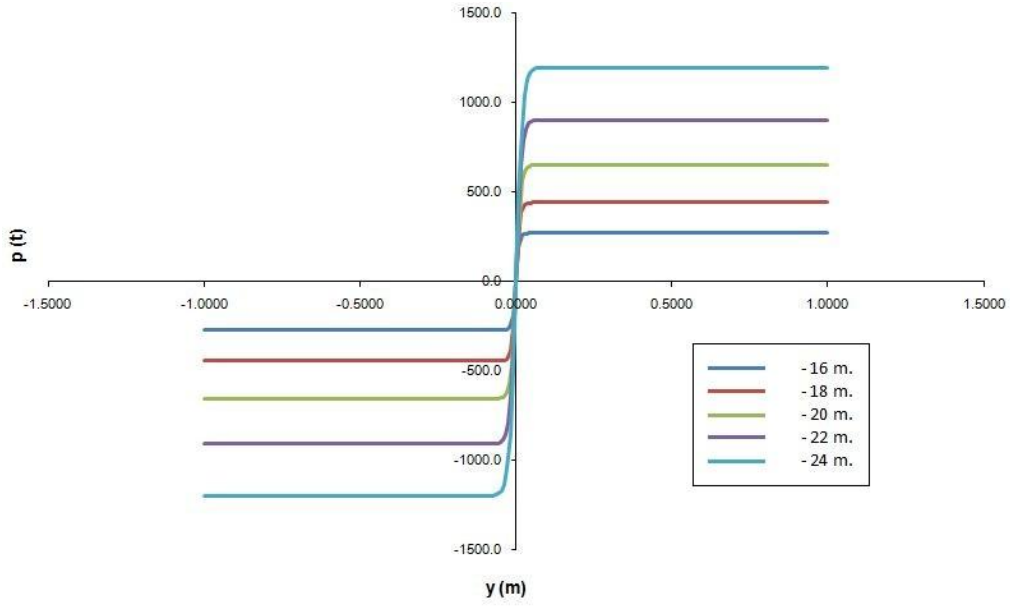


Şekil 7.9 : Kazık - Zemin İlişkisini Temsil Eden Analize Esas Kazık Boy Kesiti

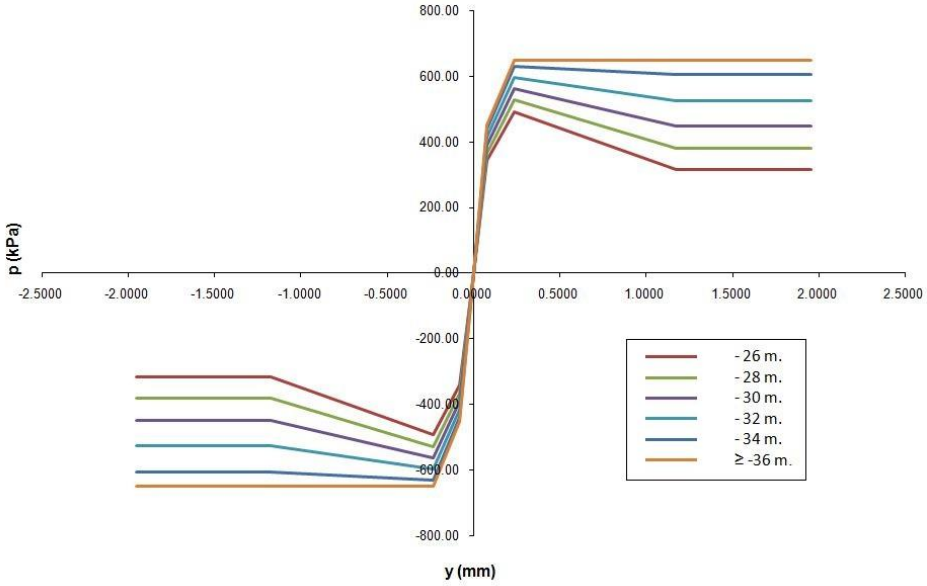
Nonlineer analiz kapsamında zemini nonlineer olarak modellemek amacıyla kazıkların üzerine etkiyen nonlineer elastoplastik zemin yayı (nonlineer link) kabulü yapılacaktır. Kazığın çakılmış olduğu derinlik boyunca zeminin yataklanma özelliklerini temsil eden p-y eğrileri, sürtünme özelliklerini temsil eden t-z eğrileri ve kazık ucunda ise zeminin uç taşıma direncini temsil eden Q-z eğrisi tanımlanarak SAP2000 modeline girilecektir. İlgili eğriler , zemin kesitindeki ilk tabaka olan sıvılaşma potansiyeli olan 4m. derinliğindeki kum tabakasının yataklanma ve sürtünme özellikleri ihmal edilerek, "1. tabaka" olarak isimlendirilmiş olan altındaki 10 m.'lik orta-sıkı kum tabakası, ve bu tabakadan sonra gelen ve "2. tabaka" olarak isimlendirilen ve kazığın penetrasyon boyunca devam eden 16m. kalınlığındaki katı kil tabakası için hesap edilmiştir.

p-y Eğrileri Hesabı

Bölüm 5.2.2.3'te bahsedilen ilgili prensipler ve bağıntılar kullanılarak Excel programı yardımıyla hesaplanmış olan nonlineer link dataları SAP2000 programında tanımlanmıştır. İlgili datalar sonucu 2 tabakada ortaya çıkan p-y eğrileri görsel olarak şekil 7.10 ve 7.11'de gösterilmiştir.



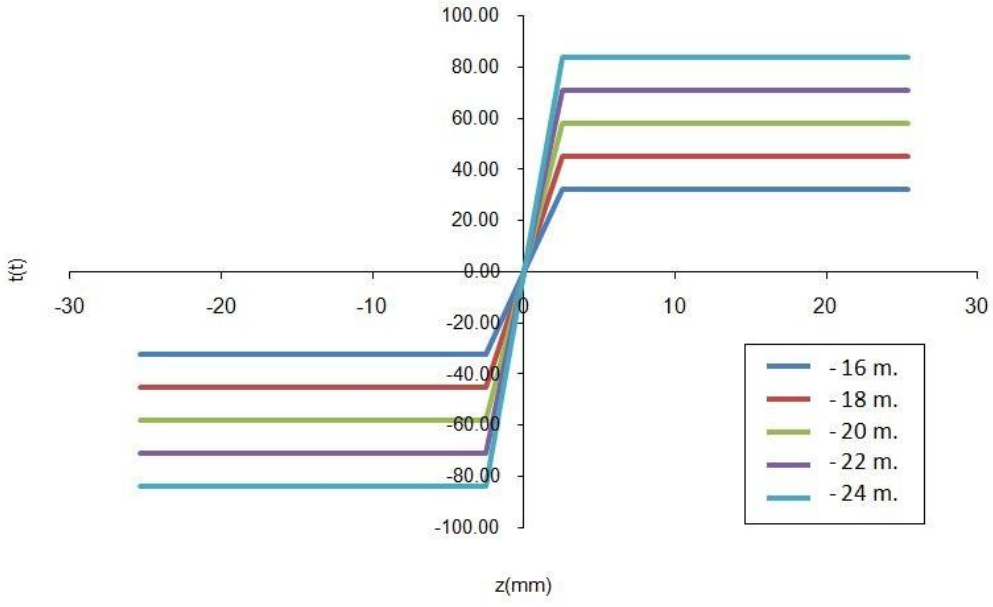
Şekil 7.10 : 1. Tabaka (Orta Sıkı Kum) p-y Eğrileri



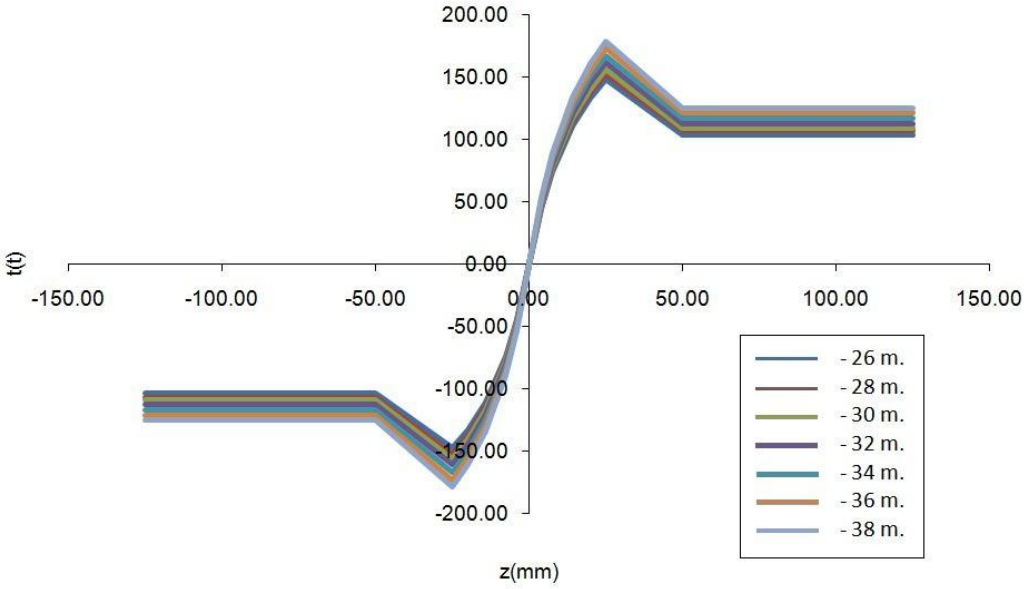
Şekil 7.11 : 2. Tabaka (Katı Kil) p-y Eğrileri

t-z Eğrileri Hesabı

Bölüm 5.2.2.3'te bahsedilen ilgili prensipler ve bağıntılar kullanılarak Excel programı yardımıyla hesaplanmış olan nonlineer link dataları SAP2000 programında tanımlanmıştır. İlgili datalar sonucu 2 tabakada ortaya çıkan t-z eğrileri görsel olarak şekil 7.12 ve 7.13'de gösterilmiştir.



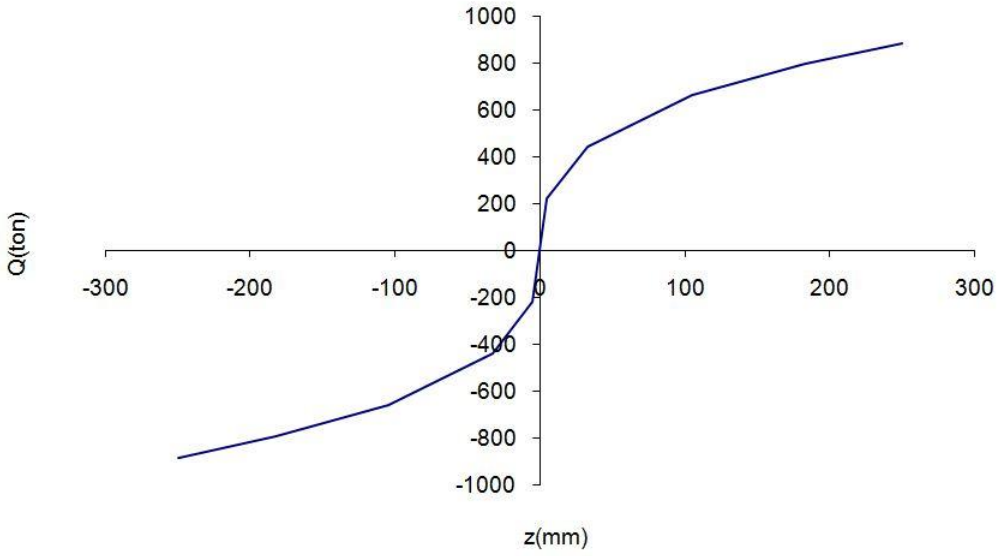
Şekil 7.12 : 1. Tabaka (Orta Sıkı Kum) t-z Eğrileri



Şekil 7.13 : 2. Tabaka (Katı Kil) t-z Eğrileri

Q-z Eğrileri Hesabı

Bölüm 5.2.2.3'te bahsedilen ilgili prensipler ve bağıntılar kullanılarak Excel programı yardımıyla hesaplanmış olan nonlineer link dataları SAP2000 programında tanımlanmıştır. İlgili datalar sonucu 2. tabakada kazık ucunda ortaya çıkan Q-z eğrisi görsel olarak şekil 7.14'te gösterilmiştir.



Şekil 7.14 : Kazık Ucundaki Q-z Eğrisi (Katı Kil)

7.4.2.2 Kazıklar Üzerine Yığılı Plastik Mafsal Tanımlanması

Kazıklar üzerine FEMA 356 prensiplerine göre yığılı plastik mafsal tanımlanacaktır. İlgili şartnamenin henüz boru kesit için belirli bir formülasyonu olmaması sebebiyle Excel programı yardımıyla mukavemet özellikleri açısından boru kesit eşdeğer kutu kesite dönüştürülecektir. İlgili dönüşümün yapıldığı Excel programı şekil 7.15'te görülmektedir.

GERÇEK BORU KESİT	
fy(N/mm^2):	235
D(mm):	2500
t(mm):	24
Cor(mm):	0
fyd(t/m^2):	20435
Dof(m):	2.5
tf(m):	0.024
Di(m):	2.452
I(m4):	0.14308
We(m3):	0.11446
A(m2):	0.18669
Wpa(mm3):	147,138,432
Mp(t.m)	3007

EŞDEĞER KUTU KESİT	
B(m):	**2.046**
t(m):	**0.024**

Şekil 7.15 : Nonlineer Yapı Modeli İçin Eşdeğer Kutu Kazık Kesiti Hesabı

Kazıklar üzerine tanımlanan yığılı plastik mafsalların boyu DLH şartnamesine göre çelik boru kesit için kesit yüksekliğinin yaklaşık yarısı olarak alınabilir. Bu şekilde plastik mafsal boyu;

$$L_p = D \times 0.5 = 2500 \times 0.5 = 1250\ mm.$$

olarak hesaplanmaktadır.

Kutu kesiti ve nonlineer zemin linkleri tanımlanmış rüzgar türbini SAP 2000 modeli şekil 7.16'da görülmektedir.



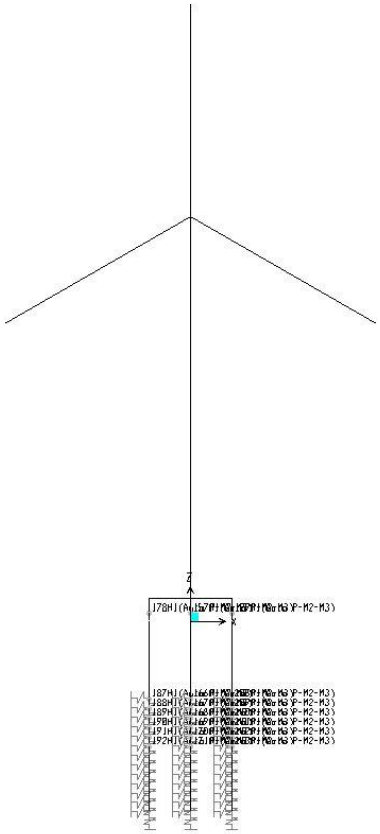
Şekil 7.16 : SAP 2000 Nonlineer Rüzgar Türbini Modeli

Plastik mafsallar 3 doğrultulu etkiler için (x,y ve z yönünde kuvvetler – P-M-M mafsalları) belirli bir kesitte kesitin akma yüzeyine ve belirli bir eksenel yük (P) değerine karşılık gelen moment - eğrilik eksenli bir eğri şeklinde tanımlanır. Genel malzeme davranışından tek fark olarak kesit bazında ele alınan bu eğrilerde de elastoplastik bir davranış söz konusu olmakta ve moment değeri belirli bir eksenel yük altında kesitte akma momentine geldiği anda plastik mafsallaşma oluşmaktadır. Analizin prensibi ilgili kesitlerde bu mafsallaşmaları incelemek, akma noktasından sonraki noktalar için kesit şekil değiştirme miktarlarının ele alınan deprem düzeyine göre izin verilen sınırlar içerisinde kalıp kalmadığını kontrol etmektir. Kesitteki belirli eksenel yük altındaki moment değeri eğer akma momenti değerine gelmemişse bu kesit elastik davranmış demektir ve dolayısıyla lineer bölgede kalarak kesit şekil değiştirme kriterlerini doğrudan sağlamaktadır.

Bu tez çalışması kapsamında sadece kazıklardaki durum incelendiği için kazıklı deniz üstü rüzgar türbini modelinde yalnızca kazıklar üzerinde plastik mafsallar

tanımlanacak, kule ve rotor üzerinde herhangi bir mafsal durumu irdelemesi veya kesit kontrolü yapılmayacaktır. Ancak komple bir deniz üstü rüzgar türbini yapısal tasarımında imalatçı firmadan temin edilen kesin kesit bilgileri ile uyumlu olarak bu yapılarda da kesit bazında şekil değiştirmeler incelenmeli ve imalatçı firmanın tavsiye edeceği şekil değiştirme sınırlarına göre kontrol edilmelidir.

Kazık modelinde şekil 7.9'da da gösterilmiş olduğu gibi plastik mafsallar analizin hızlı olması açısından her parçaya değil belirli bölgelere tanımlanacaktır. Bu şekilde plastik mafsallar, geçiş elemanı ile kazığın bağlantısının bulunduğu noktaya bir tane, düşey kazığın moment maksimum bölgeleri olan ve tahmini ankastrelik noktasının çevresine de birkaç tane olacak şekilde iki kritik bölgeye yerleştirilecektir. Türbin modeli üzerinde oluşturulan plastik mafsal bölgeleri şekil 7.17'de gösterilmiştir.



Şekil 7.17 : SAP 2000 Programında Sisteme Atanan Plastik Mafsal Bölgeleri

7.4.2.3 Kazıklar Üzerine Tanımlanan İlave Kütleler

Sistemin gerçekçi modal ve sismik davranışını tanımlayabilmek için var olan belirli kütleleri göz ardı etmemek gerekmektedir. Bu kütleler şunlardır;

- Kazık içinde hapsolmuş olan deniz suyu kütlesi;

  $w_{ek-su} = F_{iç} \times \gamma_{deniz} = 4.72 \times 1.025 = 4.84\ t/m$

- Deniz içinde, deniz tabanına kadar olan çelik boru kesiti içinde şartnamenin kazığın hareketi esnasında yer değiştiren su kütlesi olarak tanımladığı ve kazık toplam hacmi ile deniz suyu yoğunluğunun çarpımı olan ek su kütlesi;
  $w_{kaz-su} = F_{kaz} \times \gamma_{deniz} = 4.91 \times 1.025 = 5.03\ t/m$

- Deniz tabanının altında kazığın tapalanma boyu ihmal edilecek olursa (keza bu kısım için kesitte kompaktlık sağlamak adına DLH şartnamesinde kum ile doldurulması tavsiye edilmektedir) kazığın içinde hapsolmuş zemin kütlesi;
  $w_{kum} = F_{iç} \times \gamma_s = 4.72 \times 1.8 = 8.50\ t/m$

Not: Kütle hesap etmek için özgül ağırlık yerine özgül kütle kullanılmalıdır. Ancak analizde tercih edilen birim sistemi metrik sistem olduğu için hesap açısından iki özelliğin de kullanılması aynı sonucu vermektedir. Yukarıdaki birim uzunluk ağırlıkları birim uzunluk kütleleri olarak SAP 2000 programına olduğu gibi girilebilir.

7.4.2.4 Yığılı Kütle Modeli ve Eşdeğer Deprem Kuvvetleri Hesabı

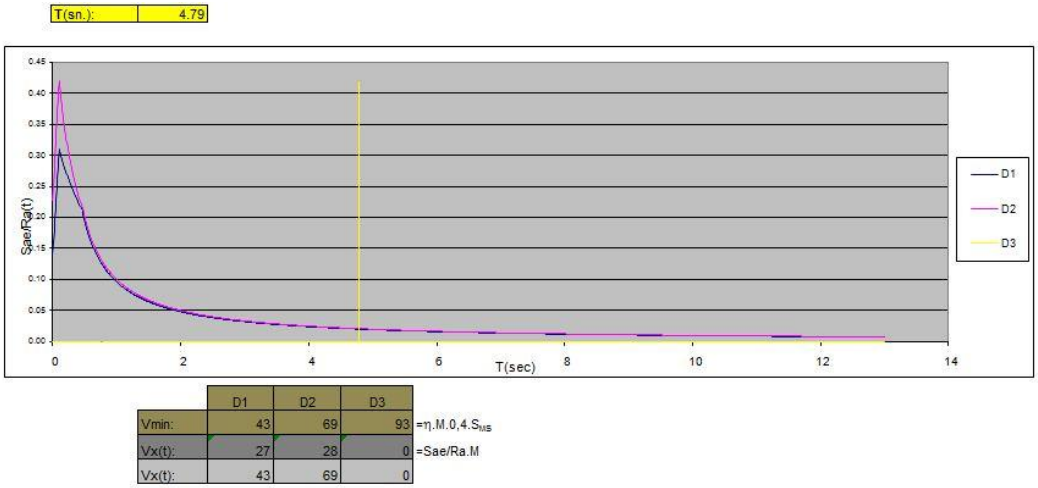
Çizelge 7.3'te eşdeğer deprem yüklerinin seçili sistem kütle noktalarının modal genlik değerleri ölçüsünde elde edilmesinde hesapta dikkate alınacak olan yığılı kütle değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 7.3 : Modelde Parçalara Ayrılmış Yapı Elemanlarının Kütleleri

Eleman Tipi Seçimi				
ORTAM	**TİP**	**KOD**	**KÜTLE**	**BİRİM**
Su üstü	Rotor + Tekne	1	111.00	kNsn2/m
Deniz	Boş çelik boru	2	11.34	kNsn2/m/m
Zemin İçi	Kum-zemin dolgulu boru	3	10.91	kNsn2/m/m
Su üstü	Boş çelik boru - kazık	4	1.47	kNsn2/m/m
	Boş çelik boru - kule	5	2.05	kNsn2/m/m
	Geçiş Elemanı	6	130.00	kNsn2/m/m

Modal analiz sonucu yapının en büyük periyodu X yönündeki periyodu çıkmış olup bu değer; Tx = 4.79 s'dir. Yapı toplam kütlesi ise 1341 ton olarak hesaplanmıştır. Bu periyot ve kütle değerine bağlı olarak tasarım spektrumu vasıtası ile hesaplanan D2 düzeyi için eşdeğer deprem kuvveti 69 ton olarak hesaplanmış ve bu kuvvet itme

analizin başlangıcını oluşturması için ilgili hayali yığılı kütlelerin bulunduğu noktalara modal genlikleri ve kütleleri oranında dağıtılmıştır. Eşdeğer deprem yükünün hesabı ile ilgili şekil ve eşdeğer deprem yükünün kütlelere dağıtılması ve spektral dönüşüm formülasyonları ile ilgili çizelge sırasıyla şekil 7.18 ve çizelge 7.4'te görülmektedir.



	D1	D2	D3	
Vmin:	43	69	93	$=\eta.M.0,4.S_{MS}$
Vx(t):	27	28	0	=Sae/Ra.M
Vx(t):	43	69	0	

Şekil 7.18 : Sistem Eşdeğer Deprem Yükünün Tasarım Spektrumuna Bağlı Olarak Elde Edilmesi

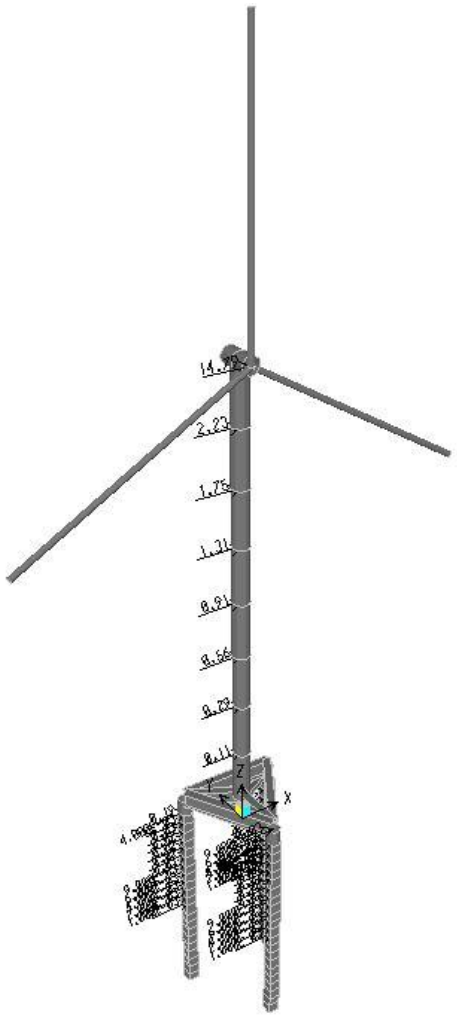
Çizelge 7.4 : Yapı Elemanlarına İtme Analizine Başlangıç Oluşturacak Eşdeğer Deprem Kuvveti ve İlgili İtme Eğrisi Parametreleri

Modal Analiz Sonucu Oluşturulan Tablo İle Eşdeğer Kuvvetlerin Hesabı

no	Eleman Tipi	Elelman uz.(m.)	Elelman Ad.	Φ	Φi	mi	mi.Φi	Fi (ton)	Fi (tek kazık)
1	1		1	0.218358	1	111.00	111.00	14.788	-
2	5	10.00	1	0.178408	0.82	20.52	16.77	2.234	-
3	5	10.00	1	0.140114	0.64	20.52	13.17	1.754	-
4	5	10.00	1	0.104413	0.48	20.52	9.81	1.307	-
5	5	10.00	1	0.07233	0.33	20.52	6.80	0.906	-
6	5	10.00	1	0.044955	0.21	20.52	4.23	0.563	-
7	5	10.00	1	0.023421	0.11	20.52	2.20	0.293	-
8	5	10.00	1	0.008891	0.04	20.52	0.84	0.111	-
9	5	10.00	1	0.002653	0.01	20.52	0.25	0.033	-
10	6	3.00	1	0.002348	0.01	390.00	4.19	0.559	-
11	4	2.00	3	0.002132	0.01	8.79	0.09	0.011	0.004
12	2	2.00	3	0.001896	0.01	68.02	0.59	0.079	0.026
13	2	2.00	3	0.001648	0.01	68.02	0.51	0.068	0.023
14	2	2.00	3	0.001393	0.01	68.02	0.43	0.058	0.019
15	2	2.00	3	0.001139	0.01	68.02	0.35	0.047	0.016
16	2	2.00	3	0.000893	0.00	68.02	0.28	0.037	0.012
17	3	2.00	3	0.000663	0.00	65.46	0.20	0.026	0.009
18	3	2.00	3	0.000455	0.00	65.46	0.14	0.018	0.006
19	3	2.00	3	0.000278	0.00	65.46	0.08	0.011	0.004
20	3	2.00	3	0.000145	0.00	65.46	0.04	0.006	0.002
21	3	2.00	3	0.000051	0.00	65.46	0.02	0.002	0.001
22									
23									
24									
25									

Dönüştürülmüş İtme Eğrisi Parametreleri Hesabı

(Σmi).Φi	L_{x1}	$(\Sigma mi).\Phi i^2$	M_1	M_{x1}	Γ_{x1}
333.00	515.96	333.00	423.90	628.02	1.2172
50.30		41.10			
39.51		25.35			
29.44		14.08			
20.39		6.76			
12.68		2.61			
6.60		0.71			
2.51		0.10			
0.75		0.01			
12.58		0.14			
0.26		0.00			
1.77		0.02			
1.54		0.01			
1.30		0.01			
1.06		0.01			
0.83		0.00			
0.60		0.00			
0.41		0.00			
0.25		0.00			
0.13		0.00			
0.05		0.00			



Şekil 7.19 : SAP 2000 Modelinde Kütlelere Tanımlanan Eşdeğer Deprem Kuvvetleri

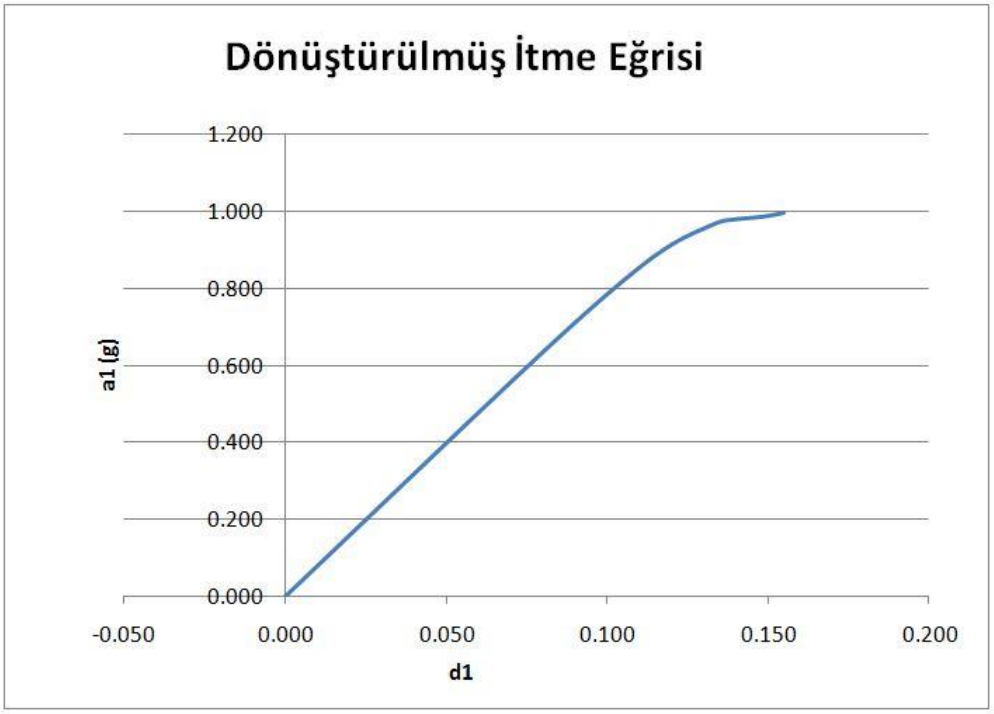
7.4.2.5 Artımsal İtme Analizi Sonuçları

SAP 2000 programında yapılan çözümlemenin ardından taban kesme kuvveti - deplasman değerleri (çizelge 7.5.) ile ilgili sonuçlar ortaya çıkmış, bu değerler ise bölüm 6.1.4.3.'te bahseliden prensipler ve formülasyonlar çerçevesinde spektral ivme - spektral yer değiştirme eksenli bir eğriye dönüştürülerek (şekil 7.20) ilgili deprem spektrumu ile çakıştırılmıştır (şekil 7.21 ve 7.22). Performans eğrisinin 1. mod rijitliğinin eğimi ile çizilen çizginin deprem spektrumu ile kesiştiği nokta performans noktası olarak adlandırılmaktadır ve ilgili depremin yapıdan talep ettiği spektral deplasman değerine karşılık gelmektedir. Bu değer ters dönüşüm ile tekrar gerçek deplasmana dönüştürülerek bu deplasman değerinin itme analizin hangi adımında

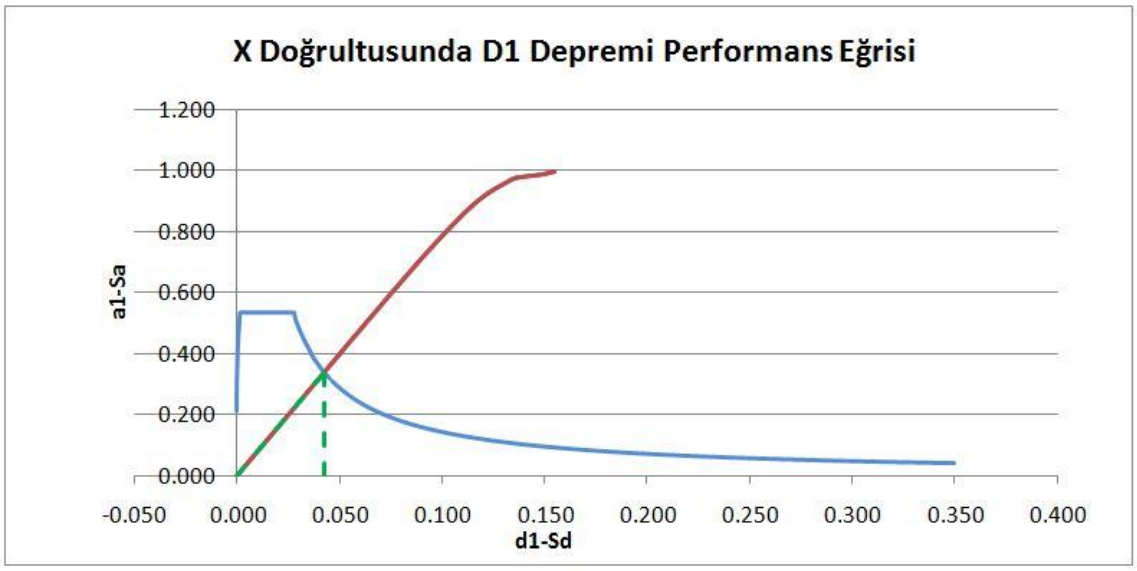
ortaya çıktığı tespit edilir ve bu itme adımında kesitlerdeki olası mafsal oluşumları incelenir.

Çizelge 7.5 : Sistem Taban Kesme Kuvveti - Deplasman Değerleri

Adım	U (m)	V (ton)	Φ_{i1}'	d1	a1 (g)
0	0.0000	0	1.00	0.000	0.000
1	0.1000	409	1.00	0.082	0.652
2	0.1392	555	1.00	0.114	0.883
3	0.1627	609	1.00	0.134	0.970
4	0.1694	616	1.00	0.139	0.980
5	0.1807	620	1.00	0.148	0.988
6	0.1884	626	1.00	0.155	0.998
7	0.1885	627	1.00	0.155	0.998
8	0.1886	626	1.00	0.155	0.998



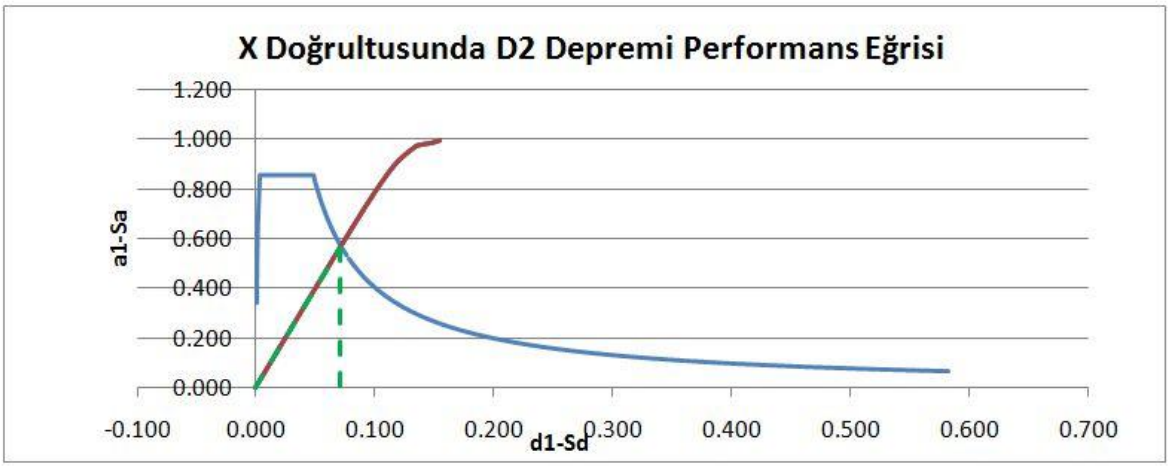
Şekil 7.20 : Dönüştürülmüş İtme Eğrisi



d1= 0.042 (performans noktasındaki spektral deplasman değeri)

u1= 0.052 m. (gerçek yerdeğiştirme)

Şekil 7.21 : D1 Deprem Düzeyine Göre Birleştirilmiş Performans Eğrisi ve Performans Noktası



d1= 0.071 (performans noktasındaki spektral deplasman değeri)

u1= 0.086 m. (gerçek yerdeğiştirme)

Şekil 7.22 : D2 Deprem Düzeyine Göre Birleştirilmiş Performans Eğrisi ve Performans Noktası

D2 deprem düzeyi için hesaplanan performans noktası itme adımları arasında arandığı zaman bu değerin 1. itme adımına gelinmeden elde edildiği görülmektedir. Bu bölge sistemin hala lineer sınırlar içerisinde kaldığı bölge olmakta ve kazık kesitlerinde herhangi bir mafsallaşma oluşmamaktadır. DLH Deprem Teknik Şartnamesi'ne göre sistemin D1 deprem düzeyinde minimum hasar (MH), D2 deprem düzeyinde ise kontrollü hasar (KH) performans kriterlerini sağlaması gerekmektedir. Sistem bu haliyle ilgili iki performans düzeyini de rahatlıkla sağlamaktadır. Sonuç olarak işletme ve fırtına yüklerine göre modellenen yapı, boyut ve kapasite özellikleri itibariyle bölgede 72 yılda bir meydana gelebilecek D1 depremi ve 475 yılda bir meydana gelebilecek olan D2 depremi için gerekli performans şartlarını sağlamaktadır.

8. SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Günümüzde sürekli ve temiz enerji kaynaklarına karşı artan bir ivmeyle yönelen piyasanın talepleri sonucu rüzgar türbinleri teknolojisi ve uygulamaları günden güne artmaktadır. Rüzgar türbini teknolojisi ve kullanımının en yaygın olduğu çeşitli Avrupa ülkelerinde gerek arazi sıkıntısı gerekse verimlilik gibi faktörlerden dolayı rüzgar türbinleri uygulamaları denizlere sıçramıştır. Henüz çok yeni olup günden güne çoğalan bu uygulamaların gelecek yıllarda ülkemizde de görülmesi beklenmektedir.

Bu tez çalışması kapsamında öncelikle deniz üstü rüzgar türbinlerinin geoteknik tasarımında izlenecek yol ve kriterler açıklanmış ardından ise Türkiye'de belirli şartlarda kazıklı bir rüzgar türbininin tekil kazıklı ve grup kazıklı alternatiflere göre temel tasarımı yapılarak ihtiyaç duyulan kesitler hakkında bilgi edinilmiş ve özellikle Avrupa'daki uygulamalarda görülmeyen deprem durumunun Türkiye'de elverişsiz sayılabilecek (1. derece) bir deprem bölgesinde tasarıma ve kesit boyutlarına olası etkileri irdelenmiştir.

Yapılmış olan hesaplar sonucu deprem kuvvetlerinin etkilerinin yapının muhtemel periyodunun oldukça yüksek olması sebebiyle rüzgar kuvvetlerinin yanında daha alt sınıf bir yük değeri olduğu ve depremsellik dolayısıyla Avrupa'da uygulanan deniz üstü rüzgar türbinlerinde kullanılan kesitlere benzer boyutta kesitlerin Türkiye şartlarında da kullanılabileceği sonucu ortaya çıkmıştır. Ancak ülkemizin göz ardı edilemez bir gerçeği olan deprem etkileri altında türbin yapısının mutlaka sismik tasarımı veya kontrolünün yapılması gerekmektedir.

Hesaba esas yükleri belirlemede bu tez çalışması kapsamında literatürden elde edilen belirli denklemler verilmiştir. Deprem ve dalga yükleri ile ilgili verilen önermeler nihai hesapta olduğu gibi kullanılabilir. Ancak tez kapsamında geoteknik tasarım ön planda tutulduğu için özellikle rotor yapısının çalışması esnasında türbülans, ters rüzgar akımı, çiftlikteki diğer türbinlerin eş zamanlı çalışmasından kaynaklanan

uyanma etkileri (wake effect) gibi rüzgar mekaniğinin özel konuları kapsamına giren durumlar detaylı olarak ele alınmamış ve kapsam dışı bırakılmıştır. Bu sebeple rüzgar yükü tasarımı için konunun uzmanları veya türbin imalatçısı firmanın özel teknik şartnamesi veya özel yük tariflerinden elde edilen nihai rüzgar kuvveti değerlerinin kullanılması nihai hesabın kesinliği açısından son derece önemlidir. Rotora etki eden rüzgar kuvveti için ilgili bölümünde verilmiş olan kriterlerin avan tasarım esnasında kullanılması tavsiye edilir.

Ülkemizde deniz yapılarında kontrol ve onama mercii DLHİ Genel Müdürlüğüdür. Bu sebeple Türkiye'de bir deniz üstü rüzgar türbinin yapılması durumunda ilgili hesaplar ve projeler DLHİ Genel Müdürlüğünün yürürlükteki resmi şartnamesi olan DLH Teknik Şartnamelerine göre yapılması en olası ihtimal olmakla beraber prosedür açısından böyle bir uygulamanın Türkiye'de yapılması durumunda şartname açısından bir kargaşa oluşması muhtemeldir. Şartnamenin deniz üstü rüzgar türbini tasarımı konusunda özel bir kısmı veya yayını olmaması sebebiyle eksik kalan kriterlerin ele alınması durumu için yabancı şartnamelerden faydalanılabilir. Ancak bu durumda ülkemizin bu konuya özel bir şartnameye ihtiyacı doğacaktır ve şimdiden bu konu ile ilgili şartname çalışmalarına başlanmalıdır.

Yapılan hesaplarda özellikle deprem durumu için DLH şartnameleri titizlikle ele alınarak kullanılmış, diğer yükleme durumlarında da çeşitlik olması ve fikir vermesi açısından yabancı şartnameler ile birleştirilerek hesap irdelenmiştir.

Deniz üstü rüzgar türbinlerinin temel tasarımında diğer deniz yapılarına göre dikkat edilmesi gereken iki önemli farklılık oyulma ve yorulma durumlarıdır. İlgili bölümlerinde açıklandığı şekilde, büyük kesitlerden oluşan rüzgar türbini temellerinde deniz içi akımı ve dalga etkilerinden dolayı ciddi şekilde oyulma tedbirleri üzerinde durulmalıdır. Ayrıca yapı frekansının düşük olması sebebiyle özellikle büyük rüzgar kuvvetlerinin çelik eleman ve zemin kritik bölgesinde yarattığı yorulma etkileri ihmal edilmemelidir.

Türkiye'de gelecekte yapılması muhtemel bir uygulama olan deniz üstü rüzgar türbini inşaatlarının temel tasarımında bu tez çalışmasının fikir verici nitelikte bir kaynak teşkil edeceği düşünülebilir.

KAYNAKLAR

[1] **EWEA - European Wind Energy Association:** 2010 Yılı İstatistikleri

[2] **Westgate, Z.J., DeJong, J.T.,** 2005. *Geotechnical Considerations for Offshore Wind Turbines*

[3] **Hayli, S.,** 2001 : Rüzgar Enerjisinin Önemi, Dünya'da ve Türkiye'deki Durumu, *Fırat Üniversitesi Sosyal Bilimler Dergisi***, Cilt: 11 Sayı: 1**, Sayfa: 1-26

[4] **Ültanır, M.Ö.,** 1996 : Yel Değirmenlerinden Günümüze Rüzgar Enerjisi*, Tübitak Bilim ve Teknik Dergisi,* **Sayı:341**, Sayfa 56 - 61

[5] **TÜREB - Türkiye Rüzgar Enerjisi Birliği:** 2010 Yılı İstatistikleri

[6] **Köktürk, G.,** 2009 : Gelecekte Rüzgardan Enerji Üretiminde Kullanılabilecek Yeni Teknolojiler*, 3e Electrotech,* **Sayı:177**, Sayfa 254-258

[7] **Sahin, A.D.,** 2004 : Progress And Recent Trends in Wind Energy, *Progress in Energy and Combustion Science,* **Volume 30, Issue 5**, Pages 501-543

[8] **EWEA - European Wind Energy Association,** 2007. *Delivering Offshore Wind Power in Europe*

[9] **AWEA - American Wind Energy Association:** 2009 Yılı İstatistikleri

[10] **Gaudiosi, G.,** 1996 : Offshore Wind Energy in the World Context, *WREC,* Sayfa 899-903

[11] **Lesny, K., Wiemann, J., Richwien, W.**, 2002 . Foundation of Offshore Wind Turbines, *First German - Chinese Joint Symposium on Coastal and Ocean Engineering,* Rostock, Germany

[12] **Byrne, B.W., Houlsby, G.T.** , 2003 : Foundations for Offshore Wind Turbines, *The Royal Society,* **Vol:361**, Sayfa 2909 - 2930

[13] **Poulos, H.G.,** 1988. *Marine Geotechics,* Unwin Hyman Ltd., London, Sayfa 473

[14] **T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı,** 2005. *Bina ve Bina Türü Yapılar İçin Zemin ve Temel Etüdü Raporu Genel Formatı*

[15] **Randolph, M.F., Kenkhuis, J.,** 2001. *Offshore Foundation Systems 406 : Site Investigation Planning - Course Notes, Center for Offshore Foundation Systems,* University of Western Australia

[16] **Coduto, D.P.,** 2006. *Geoteknik Mühendisliği İlkeler ve Uygulamalar,* Gazi Kitabevi, Ankara

[17] **Toğrol, E., Tan, O.,** 2009. *Kazıklı Temeller,* Birsen Yayınevi, İstanbul

[18] **Peck, R. B., Hanson, W. E., Thornburn, T. H.,** 1974. *Foundation Engineering*

[19] **Bowles, J.E.,** 1988. *Foundation Analysis And Design,* **4th Edition**, McGraw-Hill Book Company, Singapore, Sayfa 99

[20] **Johansen, N., Simon, J.M., Danyluk, R.,** 2008. *Scour Preventation Devices for Large Offshore Wind Turbine Monopile Foundations,* Creative Offshore Challange 2008, International Offshore Competition, Final Report

[21] **Ün, H.,** 2007. *Malzeme Bilgisi Dersi, Yorulma Konusu Ders Notları,* Pamukkale Üniversitesi

[22] **Ayhan, N.,** 2005. *Kıyı-Liman Planlama ve Tasarımı,* Arıkan Yayınevi, İstanbul

[23] **Burton, T., Sharpe, D., Jenkins, N., Bossanyi, E.,** 2001. *Wind Energy Handbook,* Sayfa 97 - 99

[24] **Yüksel, Y., Çevik, E., Çelikoğlu, Y.,** 1998. *Kıyı ve Liman Mühendisliği,* TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası Ankara Şubesi

[25] **Özhan, E., Abdalla, S.,** 2002. *Türkiye Kıyıları Rüzgar ve Derin Deniz Dalga Atlası,* ODTÜ Yayınları, Ankara

[26] **Tomlinson, M.J.,** 1994. *Pile Design And Construction Practice,* **4th Edition**, E&FN Spon, Sayfa : 411

[27] **DNV-OS -J101 - Det Norske Veritas,** 2007. *Design of Offshore Wind Turbine Structures*

[28] **UAC - United States Army Corps,** 1970. *Shore Protection Manual,* **Volume:7**

[29] **API-RP2A-WSD - American Petroleum Institute,** 2000. *Recommended Practice for Planning, Deisgning and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design,* **21st Edition**

[30] **OCDI - The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan,** 2002. *Technical Standards and Commentaries for Port and Harbour Facilities in Japan*

[31] **AASHTO - Amnerican Association of State Highway and Transportation,** 1992. *Standard Specification for Highway Bridges,* **15th Edition**

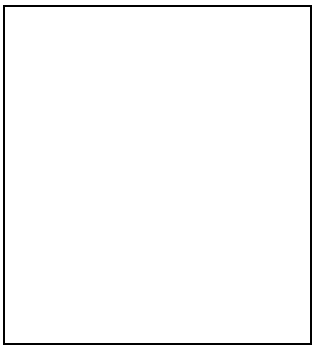
[32] **DLH - Türkiye Demiryolları, Limanlar ve Hava Meydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü,** 2007. *DLH Genel Teknik Şartnameleri*

[33] **TS 498 - Türk Standartları,** 1997. *Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri*

[34] **TS 500 - Türk Standartları,** 2000. *Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları*

[35] **ASCE-FEMA 356 - American Society of Civil Engineers - Federal Emergency Managment Agency,** 2000. *Prestandard and Commentary for Seismic Rehabilitaiton of Buildings*

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Yavuz Kutlu

Doğum Yeri ve Tarihi: İstanbul, 1985

Lise: Beşiktaş Atatürk Anadolu Lisesi

Lisans Üniversite: İstanbul Teknik Üniversitesi