

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**RÜZGAR TÜRBİNİ KULESİNİN PREFABRİKE OLARAK
TASARLANMASI VE FİZİBİLİTESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Mehmet TURGUT

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

MAYIS 2015

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**RÜZGAR TÜRBİNİ KULESİNİN PREFABRİKE OLARAK
TASARLANMASI VE FİZİBİLİTESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Mehmet TURGUT
501121032**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Turgut ÖZTÜRK

MAYIS 2015

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501121032 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Mehmet TURGUT**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı **“RÜZGAR TÜRBİNİ KULESİNİN PREFABRİKE OLARAK TASARLANMASI VE FİZİBİLİTESİ”** başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Turgut ÖZTÜRK**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Turgut ÖZTÜRK**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Engin ORAKDÖĞEN
İstanbul Teknik Üniversitesi

Prof. Dr. Mustafa ZORBOZAN
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : **04 Mayıs 2015**
Savunma Tarihi : **07 Mayıs 2015**

Babama,

ÖNSÖZ

Bu tez çalışmasında, rüzgardan elde edilecek temiz enerjinin, prefabrike yapı sistemi avantajıyla inşası incelendi. Bu çalışmada beni yönlendiren ve bana yardımcı olan sayın Prof. Dr. Turgut ÖZTÜRK hocama, sabrı ve emeği için,

Çalışmalarım esnasında benden maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen aileme, çalışmalarım boyunca yanımda olan Emine YÖRÜK, Esra TANYOL ve Özge ATEŞLİ arkadaşlarıma; tez süresince yardımını esirgemeyen Selim BAYKUL'a; bilgi ve tecrübesiyle tez aşamasında bana yol gösteren sevgili dayım İnş. Müh. Aksen DİNÇ'e ve sayın hocalarım Doç. Dr. Necmettin GÜNDÜZ'e ve Prof. Dr. Engin ORAKDÖĞEN'e göstermiş oldukları tüm destek ve anlayışları için,

Veri ve bilgisayar kullanımı konularında yardımcı olan İTÜ ve Meteoroloji Genel Müdürlüğü kurumlarına verdikleri destek için,

Piyasa koşulları ve isteklerinin araştırılması ve belirlenmesi aşamasında değerli fikirlerini benimle paylaşan ve sorularımı sabırla cevaplayan Er Prefabrike Yapı Elemanları Ltd. Şti., Emek Prefabrike Yapı Elemanları Ltd. Şti., İl-Sa Prefabrike Yapı Elemanları Ltd. Şti., Esyapı Prefabrike Yapı Elemanları Ltd. Şti., Ege Prefabrike Yapı Elemanları Ltd. Şti., Finpa Prefabrike Yapı Elemanları Ltd. Şti., Kam Beton Prefabrike Yapı Elemanları Ltd. Şti., Siemens Enerji A.Ş., Vestas A.Ş., Novum Enerji Ltd. Şti., HCS Makine ve Vinç A.Ş., Nuh Beton A.Ş., Betonsa A.Ş., Albayrak Beton A.Ş., ve Aykur Çelik Kalıp A.Ş şirketlerine, ilgi ve alakaları için,

Teşekkürlerimi sunarım.

Mayıs 2015

Mehmet Turgut
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	vii
İÇİNDEKİLER.....	ix
KISALTMALAR.....	xi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xiii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xv
ÖZET.....	xvii
SUMMARY.....	xix
1. GİRİŞ	1
1.1 Tezin Amacı.....	1
1.2 Literatür Araştırması	1
1.3 Hipotez.....	2
2. GENEL BAKIŞ.....	3
2.1 Rüzgar Kavramı	3
2.2 Rüzgar Enerjisi Üretimi.....	3
2.3 Türkiye’de Rüzgar Enerjisi.....	4
2.4 Rüzgar Türbini Kavramı.....	5
2.5 Rüzgar Türbini Çalışma Prensibi	6
3. İSTATİSTİKLER	9
3.1 Rüzgar Bölgeleri ve Rüzgar Türbinleri	9
3.2 Rüzgar Türbini İnşası	10
3.3 Türkiye’de Rüzgar.....	11
4. TASARIM VERİLERİ VE HESAPLAR.....	13
4.1 Tipik Kesitin Tanıtılması.....	13
4.2 Kuvvet Tanımları	14
4.2.1 Ölü ve hareketli yükler	14
4.2.2 Deprem yükü.....	17
4.2.1.1 Tek serbestlik dereceli sistem ve DBYBHY-2007 ile çözüm.....	22
4.2.1.2 Sürekli sistem ile çözüm	33
4.2.1.3 IEC 61400-1 ve ASCE/AWEA yönetmeliklerine göre çözüm	37
4.2.1.4 Tasarım kuvvetlerinin belirlenmesi	41
4.3 Rüzgar Yüğü	43
4.3.1 Rüzgar kayıtlarının değerlendirilmesi	43
4.3.2 Maksimum rüzgar hızı ve yapıya etkiyecek rüzgar yükü	44
4.3.3 Rüzgar kesit tesirleri.....	59
4.1.4 Türbinden aktarılan yükler.....	62
4.4 Kombinasyonlar ve Kritik Yükleme	63
4.4.1 Olası yük birleşimleri ve kombinasyonlar	63
4.4.1.1 Dinamik etki ve narinlik etkisi	63
4.4.2 Kombinasyonlar ve kritik yükleme kuvvetleri.....	67
4.4.2.1 Yorulma etkileri.....	69
5. GERİLME ANALİZLERİ VE TASARIM	71

5.1 Malzeme	71
5.2 Artgermeli Beton Tasarımı ve Emniyet	72
5.2.1 Taşıma gücü analizi.....	73
5.2.2 Kesme dayanımı analizi	80
5.2.3 Stabilite.....	86
5.2.4 Deplasman kontrolü	87
5.2.5 Yorulma kontrolü	89
5.3 Temel Tasarımı	95
5.4 Prefabrike Eleman Bağlantı Tasarımı	111
5.5 SAP2000 Programı ile Karşılaştırma	122
5.6 Kesin Kesitin Tanıtılması.....	128
6. KULE FİZİBİLİTESİ	135
6.1 Maliyetler	135
6.1.1 Prefabrike imalat maliyeti	135
6.1.1.1 Beton maliyeti	136
6.1.1.2 Donatı maliyeti.....	137
6.1.1.3 Kalıp maliyeti.....	139
6.1.1.4 İşçilik maliyeti.....	140
6.1.1.5 Kür ve laboratuvar.....	140
6.1.2 Nakliye maliyeti.....	141
6.1.3 Montaj ve işçilik maliyeti.....	143
6.1.3.1 Stok ve arazi maliyeti	144
6.1.3.2 Hafriyat maliyeti	144
6.1.3.3 Kaldırma maliyeti.....	145
6.1.3.4 Montaj ve işçilik maliyeti	146
6.1.3.5 Art germe maliyeti.....	147
6.1.4 Enerji üretim ve nakil maliyeti	147
6.1.5 Bakım ve onarım maliyeti	148
6.2 Enerji Satışı ve Gelir	149
6.3 Amortisman ve Yatırım Potansiyeli.....	151
7. ÖNERİLER VE SONUÇ.....	157
KAYNAKLAR.....	159
ÖZGEÇMİŞ.....	163

KISALTMALAR

ACI	: Amerika Beton Enstitüsü (American Concrete Institute)
ASCE	: Amerika İnşaat Mühendisleri Topluluğu (American Society of Civil Engineers)
AWEA	: Amerika Rüzgar Enerjisi Derneği (American Wind Energy Association)
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
EN	: Avrupa Normu (European Norm)
EMW	: En Elverişsiz Rüzgar Modeli (Extreme Wind Model)
EOG	: En Elverişsiz Sınır İşletme Hızı (Extreme Operation Gust)
IEC	: Uluslar Arası Elektroteknik Komisyonu (International Electrotechnical Commission)
MATLAB	: Matris Laboratuvarı (Matrix Laboratory)
MC10	: Model Code 2010
NREL	: Ulusal Yenilenebilir Enerji Laboratuvarı (National Renewable Energy Laboratory)
SAP2000	: Yapısal Analiz Programı (Structural Analysis Program)
TS	: Türk Standartları

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1	: 50m irtifada 300-4000 W/m ² güç ve 6,8-7,5 m/sn hızlarında rüzgarın illere göre rüzgar alanı yüzdesi ve elde edilebilecek güç kapasitesi. ...9
Çizelge 4.1	: NREL 5MW türbinine ait teknik özellikler.....14
Çizelge 4.2	: En büyük depremlerin magnitüt değerleri ve tarihleri. 28
Çizelge 5.1	: Tasarımda kullanılacak malzemelere ait mekanik özellikler. 71
Çizelge 5.2	: NREL 5MW için türbin yerleşim ve deplasman verileri. 87
Çizelge 5.3	: Model Code'a göre katsayılar.....90
Çizelge 5.4	: Referans alınan rüzgar hızları, tekrar sayıları ve güvenli gerilme aralığı. 91
Çizelge 5.5	: Kule tabanında çeşitli rüzgar hızlarında meydana gelecek türbin ve kuleden aktarılan moment ve normal kuvvetler. 92
Çizelge 5.6	: Kule tabanında çeşitli rüzgar hızlarında aktarılan yüklerden oluşan yorulma gerilmeleri. 93
Çizelge 5.7	: İzin verilen maksimum gerilmeler ve yorulmadan meydana gelen gerilmeler. 94
Çizelge 5.8	: Belirli kesitlerde eleman yatay birleştirme techizat detayları. 117
Çizelge 5.9	: Lineer değişen kesit tanımlamaları. 123
Çizelge 5.10	: Kesit atamaları. 124
Çizelge 5.11	: Tanımlanan spektrum eğrisine ait değerler ve sönüm oranı.....124
Çizelge 5.12	: Diyafram davranış tanımlaması. 124
Çizelge 5.13	: Tanımlanan kombinasyonlar. 125
Çizelge 5.14	: Zemine ankastre bağlı modele ait frekans değeri. 125
Çizelge 5.15	: Vinkler zemini modellemesine ait frekans değeri. 125
Çizelge 5.16	: Tabanda oluşacak reaksiyon kuvvetleri. 125
Çizelge 5.17	: Zemine ankastre bağlı modelin deplasman değerleri.....127
Çizelge 5.18	: Donatı ve toronlar. 128
Çizelge 5.19	: Ankraj donatıları ve plakalar. 129
Çizelge 5.20	: Sargı donatıları.....130
Çizelge 5.21	: Mekanik birleşim elemanları. 130
Çizelge 5.22	: Temel donatıları.....130
Çizelge 6.1	: Teorik gelir hesabı. 150
Çizelge 6.2	: Düzeltilmiş gelir hesabı.....151
Çizelge 6.3	: Eskalasyon hesabı. 153
Çizelge 6.4	: Eskalasyon+faiz hesabı. 153
Çizelge 6.5	: Hesaplanan maliyetler.....155
Çizelge 6.6	: Bilinen enflasyon oranları ve tahmini enflasyon oranları. 155
Çizelge 6.7	: Enerji satışı tablosu. 156

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1	: Türbinde elektrik üretim şeması.	4
Şekil 2.2	: 2014 yılı Ocak ayında işletmede olan rüzgar enerji santrallerinin kurulu güç bakımından bölgelere göre dağılımı.	5
Şekil 2.3	: Dikey eksenli bir rüzgar türbini.	6
Şekil 2.4	: Rüzgar türbini çalışma prensibi.	7
Şekil 2.5	: Rüzgar tarlalarında yerleşim biçimi.	8
Şekil 2.6	: Yıllara göre türbin yüksekliği ve türbin gücü değişimi.	8
Şekil 3.1	: İnşa edilmekte olan rüzgar enerji santrallerinin bölgelere göre dağılımı.	10
Şekil 3.2	: Ülkemizin, yüksekliğe göre rüzgar hızları haritası.	12
Şekil 4.1	: Tipik kesit görünümü.	13
Şekil 4.2	: Üst yapı bölümleri.	15
Şekil 4.3	: Kabul edilen serbestlik dereceleri.	18
Şekil 4.4	: Seçilen illere ait rüzgar ve deprem haritaları.	21
Şekil 4.5	: Tasarım ivme spektrumu.	25
Şekil 4.6	: Bingöl depremine ait kuzey-güney, doğu-batı ve düşey yönde ivme kayıtları.	28
Şekil 4.7	: Bingöl depremine ait kuzey-güney ivme kaydı.	29
Şekil 4.8	: Bingöl depremine ait kuzey-güney doğrultusu ivme kaydı (0,01 sn aralıklı).	30
Şekil 4.9	: Bingöl depremi yüklemesine ait yer değiştirme grafiği.	31
Şekil 4.10	: Bingöl depremine ait ivme tepki spektrumu.	32
Şekil 4.11	: Sürekli sistemin birinci frekansına göre yer değiştirme grafiği.	36
Şekil 4.12	: Bulunan frekanslara göre kulenin yer değiştirme grafikleri.	36
Şekil 4.13	: Mod birleştirme yöntemine göre deprem kuvvetlerinin oluşturduğu kesme ve moment diyagramları.	42
Şekil 4.14	: EOG senaryosuna ait 0-10,5 sn aralığındaki rüzgar hız profili.	47
Şekil 4.15	: Rüzgar basınç profilleri.	50
Şekil 4.16	: Dairesel kesit üzerinde yük dağılımı.	51
Şekil 4.17	: EMW ve senaryolarına ait yayılı rüzgar yükleri (EN-1991-1-4).	55
Şekil 4.18	: EMW ve EOG senaryolarına ait yayılı rüzgar yükleri (ASCE 7-05).	59
Şekil 4.19	: Asıl yükleme ile trapez yük kabulü arasındaki yükleme farkı.	60
Şekil 4.20	: EMW Senaryosuna ait kesme moment ve deplasman diyagramları.	61
Şekil 4.21	: EOG Senaryosuna ait kesme moment ve deplasman diyagramları.	62
Şekil 4.22	: Türbinden gelecek etkiler.	63
Şekil 4.23	: Tasarım kuvvetleri.	68

Şekil 5.1 : Modüler kesite ait boyuna donatı düzeni.	72
Şekil 5.2 : Normal kuvvet ve moment gerilmeleri.	73
Şekil 5.3 : $z=0$ kesiti boyunca çekme-basınç gerilmeleri değişimi grafiği.	74
Şekil 5.4 : Kule boyunca çekme-basınç gerilmeleri değişimi grafiği.	74
Şekil 5.5 : Kesitte kullanılacak donatıları gösteren 15° 'lik örnek yay parçası.	75
Şekil 5.6 : Kesite ait tipik tepki reaksiyonları.	76
Şekil 5.7 : $z=0$ kesiti için karşılıklı etki (M-N) diyagramı.	79
Şekil 5.8 : Türbin yerleşimi.	88
Şekil 5.9 : Çeşitli elemanlara ait tekrar sayısına bağlı yorulma dayanımları.	90
Şekil 5.10 : Beton malzemesinin tekrar sayısına ve çekme-basınç durumuna göre yorulma dayanımı.	94
Şekil 5.11 : Örnek kenetli soket temel tipi.	96
Şekil 5.12 : Büyük dışmerkezlilik altına gerilme alanları.	100
Şekil 5.13 : Tasarlanan temele ait boyutlar.	101
Şekil 5.14 : Kutupsal dönüşümler.	102
Şekil 5.15 : Temel kesit tesirleri.	105
Şekil 5.16 : Soket temel kuvvet diyagramı.	107
Şekil 5.17 : Kuvvet aktarım bölgesinin ankastre mesnetli plak olarak modellenmesi.	108
Şekil 5.18 : Aktarım bölgesi donatı yerleşimi.	109
Şekil 5.19 : Panel yatay birleşim enine kesit detayı.	112
Şekil 5.20 : Panel yatay birleşimi.	113
Şekil 5.21 : Kesme konisi gösterimi.	113
Şekil 5.22 : Panel düşey birleşim elemanları.	119
Şekil 5.23 : Boyuna bağlantı elemanı detayı.	120
Şekil 5.24 : Dış cephede yapılacak ankrajlama.	121
Şekil 5.25 : SAP2000 modellemeleri.	123
Şekil 5.26 : Zemine ankastre bağlı modelin deplasman eğrisi.	126
Şekil 5.27 : $z=0$ kesitine ait yarım halka segmenti donatı planı.	129
Şekil 5.28 : Temele ait simetrik kesitlerin bir parçasına ait detaysız donatı planı. .	131
Şekil 5.29 : Kule boykesiti ve donatı yerleşim planı.	132
Şekil 5.30 : Kule boykesiti ve artgerme toronları yerleşim planı.	133
Şekil 6.1 : Çelik malzemeden üretilmiş kule segmentinin nakliyesi.	141
Şekil 6.2 : LR-1750 modeli vinç.	145
Şekil 6.3 : Çelik kule montajı.	146
Şekil 6.4 : Nasıl nakliyesi.	148
Şekil 6.5 : Birim türbin maliyeti-santral gücü grafiği.	152

RÜZGAR TÜRBİN KULELERİNİN PREFABRİKE OLARAK TASARLANMASI VE FİZİBİLİTESİ

ÖZET

Rüzgar enerjisinin önemi günümüzde gittikçe artmaktadır. Gerek çevreci ve yenilenebilir olması, gerekse basit inşa imkanı ve ekonomik işletme ve bakım maliyetleri nedeniyle, diğer yenilebilir enerji sistemlerine göre daha fazla tercih edilmektedir. İnşa sisteminin prefabrike olması sayesinde, prefabrikenin avantajları olan hızlı inşa olanağı ve nakliye kolaylığından yararlanılmıştır.

Rüzgar, yüksek irtifalarda daha yüksek hızlarda ve daha az türbülanslı olarak elde edilebilmektedir. Dolayısıyla irtifa arttıkça, üretilecek enerji ve verim artmaktadır. Bu tez çalışmasında, 120 metre kule yüksekliğine sahip bir rüzgar türbininin, kule bölümü prefabrike olarak tasarlanmıştır.

Çalışmada veri olarak literatürde bulunan daha önce yapılmış çalışmalar, yerli ve yabancı yönetmelikler, üretici firmaların ulaştırdığı veriler ve çeşitli kurumlardan edinilen veriler kullanılmıştır.

Çalışmada öncelikle rüzgar kavramı, rüzgar türbini ve çalışma prensipleri ile ülkemizin rüzgar ve rüzgar türbini istatistikleri verilmiştir.

Kule tasarımında öncelikle kesit belirlenmiştir. Belirlenen kesit dairesel enkesite ve lineer azalan boykesite sahiptir. Daha sonra hesaplanan yükler, statik ve dinamik yükler olarak alınmıştır. Statik yüklerin hesabında zati yük, tahmini hareketli yük ve türbinden aktarılacak yükler hesaplanmıştır. Dinamik yüklerde deprem yükleri yerli ve yabancı yönetmeliklerde belirtilen şartlar ve bilimsel metodlarla hesaplanmıştır. Rüzgar yüklerinde ise IEC tarafından belirlenmiş sekiz adet rüzgar senaryosundan, kule tasarımında kullanılacak “En elverişsiz rüzgar modeli (EMW)” senaryosu ve “En elverişsiz sınır işletme hızı (EOG)” senaryosuna göre hesap yapılmıştır. Rüzgar hızları, ülkemizde en rüzgarlı 12 ilden elde edilen rüzgar verileri ve yönetmeliğin belirlediği sınır koşullara göre kabul edilmiştir.

Yükler belirlendikten sonra taşıma gücü analizi, stabilite kontrolü, deplasman kontrolü ve yorulma analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizlerde yerli ve yabancı yönetmeliklerden ve bu alanda daha önce yapılmış çalışmalardan yararlanılmıştır. Kule, artgerme ve inşaat çeliğinin bir arada kullanıldığı bir sistem ile inşa edilecek şekilde hesaplanmış ve boyutlandırılmıştır. Daha sonra fizibilitede kullanılmak üzere yüzeysel ve genel hatlarıyla bir temel tasarımı yapılmıştır.

Tez çalışması boyunca çözümlerde ve analizlerde MATLAB, Excel ve SAP2000 programları kullanılmıştır. SAP2000 programında kule için, zemine ankastre bağlı olacak şekilde ve Vinkler zemin modeline uygun olacak şekilde iki adet modelleme yapılmıştır. Daha sonra çözüm sonuçları ve aradaki farklar karşılaştırılmıştır. Ayrıca bulunan sonuçlar ile çalışmada hesaplanan değerler karşılaştırılmıştır.

Maliyetlerde prefabrike üretim için kalıp maliyeti, işçilik, malzeme ve nakliye maliyetleri esas alınmıştır. Şantiye maliyetleri olarak kaldırma, işçilik ve şantiye masrafları belirlenmiştir. Ayrıca ilk kullanım için tesis maliyetleri, iletim ve enerji maliyetleri de sermayeye dahil edilmiştir. Vergiler, devlete ödenen harçlar ve kırtasiye masrafları hesaplanmamış, varsayılmıştır. Kapital ihtiyacı ise tek bir kule için belirlendikten sonra kâr miktarlarının belirlenmesine geçilmiştir. Bunun için işletme ve tesis bakım maliyetleri olmak üzere iki ana başlıkta giderler hesaplanmıştır. Daha sonra satış birim fiyatı ve tesis üretim kapasitesi üzerinden yıllık kâr miktarları hesaplanmıştır. Ülke risk faktörü, sektör risk faktörü, enflasyon gibi finansal etkiler de dahil edilerek yatırılan ana paranın ne kadar sürede geri kazanılabileceği hesaplanmıştır. Makul değerler olup olmadığının araştırılması için de sektörün lider firmalarından konu hakkında görüş alınmıştır.

Bu tez ile rüzgar türbin kulesi tasarımında malzemenin önemi, prefabrikasyonun tasarıma ve maliyete etkileri görülebilmektedir. Ülkemizde de rüzgar enerjisine yönelik çalışmalar ve yatırımlar son yıllarda hızlı bir artış göstermiştir. Üretim için pratikleştirilen ve uygunlaştırılan tasarım ile birlikte çalışma, sektöre yönelik bir araştırma niteği haline gelmiştir.

DESIGN AND FEASIBILITY OF PREFABRICATED WIND TURBIN TOWER

SUMMARY

The importance of the renewable energy is growing rapidly. Wind energy is one of the most preferred system because of low maintenance costs, fast construction potential and environmentally friendly. With the advantages of mass production and easy transportation, precast system will be used as construction technique.

The higher from the ground, the more stable and faster wind is. So, at more altitude, more energy can be produced with more efficient. In this thesis, 120m high wind turbine tower is designed for precast construction method.

Data is provided from previous studies, local and international codes, manufacturers' statements and statistics from some institutions.

At the earlier chapters of the thesis, wind and wind turbines are introduced. Statical datas of Turkey for wind and wind turbines are given.

Then, the section of the tower is introduced as circle cross-section and decreasing linearly longitudinal section. Loads that are expected to effect to the structure will be determined. For death and live loads, the standart calculation methods will be used. Own weight of structure is the death load and there will be assumption that the live load is 0,2 kN per metersquare. This assumption comes from the Turkish Code, TS500.

For earthquake loads, Bingol Earthquake on the May 1st, 2003 will be taken as reference earthquake. And the equation of motion given below will be used:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t)$$

where m is mass of the structure, c is damping coefficient, k is stiffness coefficient, u(t) is the function of deformation with respect to time and $\ddot{u}_g(t)$ is the ground acceleration. Ground acceleration is taken from the earthquake datas which in this thesis will be taken from the Bingol earthquake. If this equation is divided by m, the equation below will be found:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2u(t) = -\ddot{u}_g(t)$$

where ξ is the damping ratio, ω_n is the natural frequency of the system. Damping ratio will be assumed 5% like commonly assumed for reinforced concrete.

System will also be solved as single degree of freedom system and continuous system. In calculations, the acceleration response spectrum given in TS500 will be used for the analysis. The largest values that are acquired from those methods will be taken as design loads for earthquake loading.

Wind datas have been taken from the Turkish State Meteorological Service. By using those datas, the wind load will be taken as a dynamic load, which means turbulence, as well as a static load. Wind speed is measured for 10 meters from the ground. So, those datas must be extrapolated for using higher elevations like 120 meters from the ground.

$$V_m = C_r(z)V_b$$

$$C_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)$$

$$k_r = 0,234z_o^{0,07}$$

where z is the height of the structure, z_o is the roughness length, $C_r(z)$ is the friction constant and V_m is the gust wind speed and will be calculated according to EN-1991-1-4 and ASCE 7-05. The critical ones will be taken as design values. Wind speed will be calculated for the scenarios, Extreme Wind Speed Model (EMW) and Extreme Operation Gust (EOG), which are mentioned in IEC-61400, for the wind that has occurrence period of 50 years.

Roughness length and friction constant are constants that changes according to the roughness of the region. There are four kinds of regions. Turbine towers are generally built in wide open areas or areas where trees and small buildings rarely are. For those regions, z_o is taken as 0,002 meters and z_{min} is taken as 1m. Gust wind speed is now can be determined.

Generally, V_b is taken as the speed of wind that occur every 50 years. But in this thesis, the datas which is titled as “Maximum Wind Speed of Long Years” from meteorological service will be taken as the base wind speed. After the gust speed is calculated, the pressure of the wind load will be calculated according to EN-1991-1-4 and ASCE 7-05. The values aquired from ASCE 7-05 will be design values as shown in section 4.

In combinations, IEC 61400 and ASCE 7-05, will be used as reference. Also, the thesis about this subject will be considered. In design, Turkish Codes, TS500 and TS9967 will be used as reference as well as foreign sources. The main objective here is to design a tower that can hold extreme cases of nature loads and can stand still for at least 20 years. Of course, design should also be practical and economic.

After designing a single modular form, costs around the county have been investigated and start-up capital has been calculated. Then periodical operation-maintenance costs have been determined in purpose of finding the profit. By using calculated start-up capital, profit and financial parameters, the amortization time will be calculated.

Prefabrication costs include cast, workmanship, material and transportation. Worksite costs include workmanship, lifting and worksite expenses. Also establishment and facility, transmission of energy and initiation costs will be added to the start-up capital with the prefabrication costs and worksite costs. Taxes and red tape expenses will not be calculated but be assumed. Start-up capital will be calculated for only one tower.

For calculating the profit, the expenses will be grouped into two main title: operation expenses and maintenance expenses. Selling the product, in this case energy, is the only income. In calculation of that, capacity of the turbine and unit price of energy

will be used. Financial parameters like country risk factor, industry risk factor, inflation etc. will be taken in account.

After calculation of the profit, amortization time will be calculated. Result of this calculation have been asked to the leader firms of this industry if the results are logical enough to make investment or not.

The feasibility should be searched according to the local facilities such as factories, quarries, concrete plants and accessibility of construction site. In this thesis all of these factors will be chosen for an average state. The fees given to the authorities and government will be neglected.

Turkey is growing in the field of renewable energy and has high potential in the field of producing energy from natural resources as sun, wind and water. In previous years, investments on this field have been increased more than ever. This is why costs and feasibility is important. Even though wind turbines are one of the least expensive of the renewal energy systems, it still requires quite high financial risks and start-up capital. With this thesis, the importance of material, effects of prefabrication over the design and costs will be seen clearly. With the design that have been made and optimized for production, this study is intended for industrial research.

1. GİRİŞ

Enerji, elektriğin keşfinden beri bir konu olsa da, sanayi devriminden sonra insanoğlu için birinci derecede önemli bir kaynak haline gelmiştir. Üreten toplumların yükselebilmesi için yeterli enerji temin edilmesi gerektiğini fark eden ülkeler, bu konuda araştırma ve yatırımlara önem verdiler.

Petrol ve kömür gibi tükenebilir enerji kaynaklarının belirli bir servis yılı olması ve bu kaynakların kullanımı sonucu oluşan çevresel kaygılar, 1970’li yıllarda yenilenebilir enerji kaynaklarını gündeme getirmiştir. Güneş enerjisi sistemleri, yenilenebilir enerji üretiminin ilk ürünleridir. Ancak yüksek kapital ihtiyacı sebebiyle az gelişmiş ülkeler ve gelişmekte olan ülkeler için kurulumu zor olmaktadır.

Yakın zamanda ülkemizde de gündemde olan rüzgar enerjisinin tercih edilmesi ise basit işletme olanakları, düşük maliyetli bakım-onarım ihtiyacı ve kısa sürede işletmeye açılabilmesi gibi nedenlere dayanır. Yapının toplam maliyetinin %30 gibi büyük bir kalemini oluşturan inşa aşaması da bu nedenle önem kazanmaktadır. Doğru malzeme ve kesitlerde, doğru bölgelere yapılan rüzgar türbinleri hem ekonomiye hem de çevreye büyük katkılar sağlamaktadır.

1.1 Tezin Amacı

Doğru malzeme ve kesit seçiminin araştırılacağı bu tezde bir çok istatistik ve veriden yararlanılarak ülkemiz için genel bir model çıkarılması amaçlanmış, bu doğrultuda fizibilitesi yapılmıştır.

1.2 Literatür Araştırması

Bu çalışmada istatistiksel verilerden, bu konuda daha önce yazılmış benzer tezlerden, yapısal tasarım kitaplarından ve bağlantıya geçilen şirketlerin yorumlarından yararlanılmıştır.

İstatistiksel veriler genel olarak meteorolojik veriler olmakla birlikte bazı veriler Enerji ve Tabii Kaynaklar Bakanlığı veritabanından alınmıştır. Bakanlığın verileri ile ülkemizdeki yenilenebilir enerjinin kullanımı ve rüzgar enerjisinin ülkemizdeki önemini tanıtmakta kullanılmıştır. Meteorolojiden alınan veriler ise rüzgarın, türbinin tasarlanacağı bölgedeki davranışlarını görebilmek ve bu davranışlara yönelik model oluşturabilmek amacıyla alınmıştır. Rüzgar davranışlarının tespit edilebilmesi yüklerin analizinde ve emniyetli bir yapı oluşturmada önemli rol oynamaktadır.

Yapısal tasarım kitaplarından yararlanılarak, tasarlanması planlanan rüzgar türbin kulesi için bir yaklaşım elde edilmeye çalışılmıştır. Daha önce yapılan tezler de yine bu amaçla incelenmiş ve yerli ve yabancı standartlarda bu konu ile alakalı olabilecek bölümler araştırılıp incelenmiştir. Böylece yapının emniyetinin birkaç kaynağa dayandırılması amaçlanmıştır.

Sektörün önde gelen şirketleri ile yapılan görüşmelerde bu tezin geleceğe yönelik ve etkili bir tez olması amacıyla fikir alınmıştır. Aynı zamanda projenin gerçekleşmesi halinde ortaya çıkabilecek sorunlar ile ilgili görüşülerek tasarımda dikkat edilmesi gereken yeni noktalar eklenmiştir. Tezin bir projelendirme olması nedeniyle uygulanabilir olması amaçlanmaktadır. Dolayısıyla bu uygulamayı hali hazırda yapan tecrübeli şirketlerin fikirleri önem taşımaktadır.

1.3 Hipotez

Rüzgar türbinleri 100m üzeri yükseklikte inşa edilerek daha yüksek rüzgar hızlarına ve yüksek kapasiteli enerji üretimine ulaşılabilir. Bu aşamada irtifanın kazanılabilmesi ancak kule vasıtasıyla gerçekleşebilmektedir. Ancak kulenin hem bu yüksekliğe kadar çıkması, hem emniyetli olması, hem de yatırımcılar için avantajlı olması gerekmektedir. Bu gereklilik prefabrike inşaatın sağlamış olduğu fabrika koşullarında yüksek kalitede üretim, nakliye kolaylığı ve montaj kolaylığı ile sağlanabilir.

2. GENEL BAKIŞ

2.1 Rüzgar Kavramı

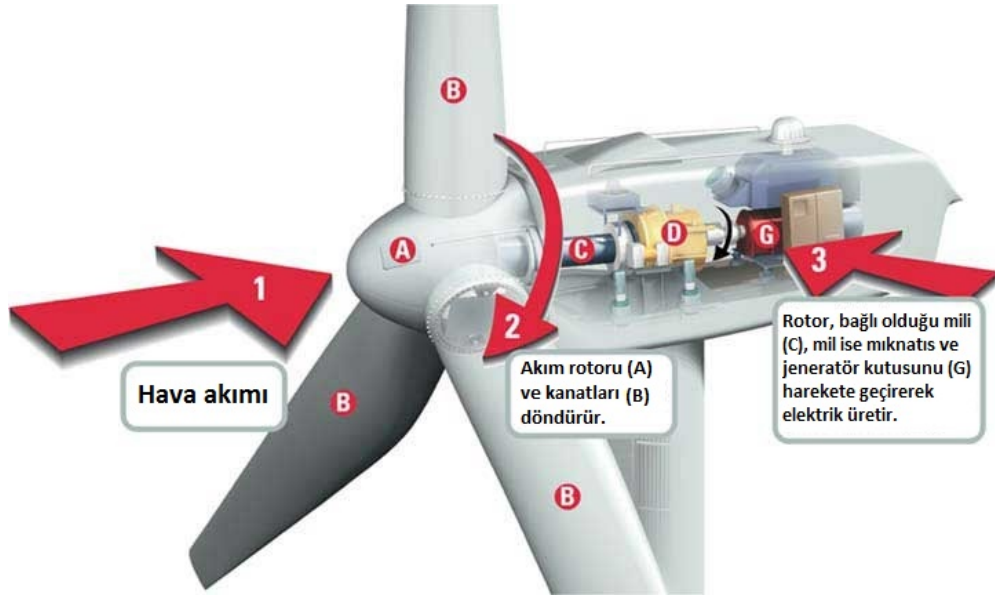
Rüzgar, atmosferdeki hava akımına verilen isimdir. Atmosferde oluşan yüksek basınç bölgelerinden alçak basınç bölgeleri arasında yer değiştiren hava akımları rüzgar oluşturur. İki basınç bölgesi arasındaki basınç farkı ne kadar fazla olursa rüzgar hızı da o kadar yüksek olmaktadır. Bu hız anemometre ile ölçülür. Basınç arasındaki farkın büyümesinde de hava sıcaklıkları en büyük etkindir.

Rüzgar, okyanusların dalgalarından, kara şekillerinin değişmesine kadar bir çok olayda rol alabilecek kadar güçlü bir hava akımıdır. Yüksek hızlı rüzgarlar, veya bilinen ismiyle fırtınalar, özellikle okyanus ülkelerinde zaman zaman büyük mal ve can kaybına neden olabilmektedir.

2.2 Rüzgar Enerjisi Üretimi

Rüzgar enerjisi, rüzgar türbinleri kullanılarak rüzgarın sahip olduğu kinetik enerjinin önce mekanik enerjiye, daha sonra elektrik enerjisine dönüştürülmesi prensibine dayanır. Rüzgar gücü ile pervanenin döndürülmesi; pervane milinin dönmesi ile mekanik enerjiye dönüşüm gerçekleşir. Mil ucundaki mıknatıslar ve jeneratör sayesinde bu hareket alternatif akım oluşturur. Orta gerilimli bu akım aküler yardımıyla toplanarak transformatörlere iletilir. Transformatörler orta gerilimi yüksek gerilime dönüştürerek şebekeye iletir.

Bu aşamada tez konusu olan kulenin önemi, yüksekliğidir. Bilindiği üzere rüzgar hızı karaya yaklaştıkça azalır. Bu nedenle yüksek hızlı rüzgarlardan yararlanabilmek, dolayısıyla tam kapasite enerji üretimi için kulenin mümkün olduğunca yüksek olması gerekir. Ancak jeneratör kapasitesi ve akülerin kondansatör kapasitesi aşılacak olursa, üretilen elektrik de boşa gitmiş olacaktır. Bu nedenle kule ne çok yüksek, ne de çok kısa kalmalıdır. Optimum kule yüksekliği akü ve jeneratör kapasitesi, bölgenin hakim rüzgar hızı gibi etkenlere bağlıdır.



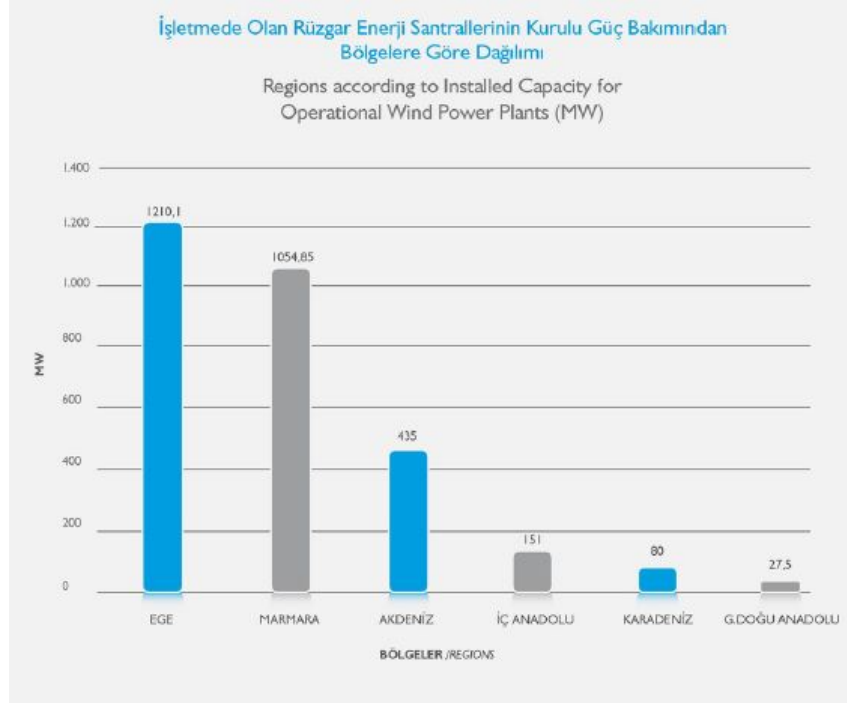
Şekil 2.1 : Türbinde elektrik üretim şeması.

2.3 Türkiye’de Rüzgar Enerjisi

Ülkemiz Dünya çapında rüzgar enerjisi kullanımının hızla arttığı ülkelerden biridir. Öyle ki, 2005 yılında rüzgar türbinlerinden 20 MW enerji üretilirken sadece 6 sene içinde bu değer 90 kattan fazla artarak 2011 yılında 1806 MW değerlerine ulaşmıştır. 2013 yılında bu değer 2900 MW’ın üzerine çıkmıştır. Bu üretim önümüzdeki 10 yıl içerisinde 20 GW kapasiteye ulaşması öngörülmektedir. Bu durum da Dünya enerji devlerinin ülkemize yatırımını cazip kılmaktadır.

Ülkemizdeki türbinler çoğunlukla Ege ve Marmara bölgelerinde bulunmaktadır. 2014 yılının Ocak ayı itibariyle Ege bölgesindeki türbinler 1210 MW enerji üretirken bunu Marmara bölgesi 1055 MW enerji üretimi ile izlemektedir. En düşük üretim ise 27,5 MW üretim ile Güneydoğu Anadolu bölgemizde yapılmaktadır. Yine 2014 Ocak ayında inşası süren en fazla türbin Marmara bölgesinde bulunmaktadır.

İl bazında bakıldığında ise en yüksek üretim 712 MW ile Balıkesir ilimizde gerçekleşmektedir. Bunu 577 MW üretim ile İzmir, 366 MW üretim ile Manisa izlemektedir. Hali hazırda inşa halinde bulunan en fazla türbin ise İzmir ilimizde bulunmaktadır.



Şekil 2.2 : 2014 yılı Ocak ayında işletmede olan rüzgar enerji santrallerinin kurulu güç bakımından bölgelere göre dağılımı.

Rüzgar enerjisinin daha da artması dışa bağımlılığı azaltmakla birlikte, ekonomide ve refah düzeyinde artışları beraberinde getirecektir. Aynı şekilde hidroelektrik santrallerinin sadece tarım için kullanılması da gündeme alınabilir bir opsiyon olarak karşımıza çıkabilecektir.

Rüzgar enerjisinin kullanımında diğer bir öngörü ise suyun hidrolizini bu tesislerde gerçekleştirip hidrojen ve oksijen elde edilmesine yöneliktir. Geleceğin yakıtlarından görülen hidrojen ve endüstriyel bir yakıt olan oksijenin üretilmesi ile enerjide büyük adımlar atılabilir. Ülkemizin bir yarım adada bulunması ve belirli bölgelerde bol yağmur alması bu proje için yardımcı olacak birer avantaj olarak göze çarpmaktadır. Bunun karşısında duran en büyük sorun ise küresel ısınma ve su stokundaki hızlı azalış olarak görülebilir.

2.4 Rüzgar Türbini Kavramı

Rüzgar türbini, pervane, dişli kutusu, elektrik-elektronik elemanlar ve kuleden oluşur. Genel olarak yatay eksenli türbinler kullanılsa da, düşey eksenli türbinler de deney amaçlı olarak bir dönem üretilmiştir.

Yatay eksenli türbinler rüzgar yönüne paralel olarak yerleştirilen yapılardır. Rüzgarı önden alan sistemler daha çok tercih edilir. Bunun en temel nedeni kulenin oluşturduğu rüzgar gölgelenmesinden etkilenmeyerek tüm rüzgarın kullanılabilmesidir. Kötü yanı ise pervanenin bağlı bulunduğu rotor elemanının dönebilir olarak tasarlanması gerekmektedir.



Şekil 2.3 : Dikey eksenli bir rüzgar türbini.

Elektrik üretmek amacıyla kullanılan türbinlerin pervanesinde üç adet kanat kullanılır. Kanatlar rüzgar yönüyle dik açı yaparlar. Dümen sistemi sayesinde dönebilen rotor, kanatları hakim rüzgar yönüne çevirerek rüzgardan daha fazla yararlanılmasına yardımcı olur.

2.5 Rüzgar Türbini Çalışma Prensibi

Rüzgarın kinetik enerjisi rotorda mekanik enerjiye çevrilir. Rotor milinin devir hızı arttırılarak gövdede bulunan jeneratöre iletilir. Jeneratörde oluşturulan akım aküler vasıtasıyla depolanarak transformatörlere, daha sonra şebekeye iletilir.

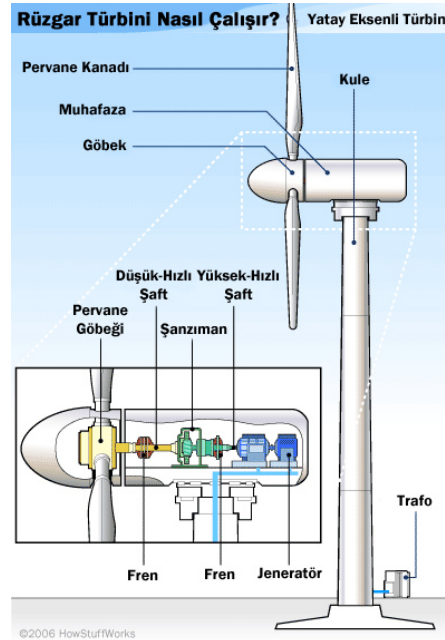
Rüzgar türbinlerinin çalışma prensibini anlayabilmek için iki aerodinamik kuvvetin de anlaşılması gerekir:

1. Sürüklenme Kuvveti: Sıvı ve gaz halinde bulunan maddelerin akış sırasında önünde bulunan cisimlere yaptıkları, cismin üzerine akış yönünde uygulanan kuvvettir. Cisim akış yönüne dik yerleştirildiğinde maksimum değerini, paralel yerleştirildiğinde minimum değerini alır. Paraşütlerin çalışma prensibi bu kuvvetle açıklanabilir. Bu kuvveti minimuma

indiren şekil ise elipstir. Balıklar bu nedenle sürüklenme kuvvetini minimum alırlar. Bu nedenle kulenin rüzgar yönüne paralel ve elips şeklinde yerleştirilmesi, yapı üzerine etkiyen kuvveti azaltacaktır. Ancak bu yapı formu, diğer yönlerden gelebilecek etkilere karşı zayıf kalacağından, rüzgar türbin kulelerinde dairesel formlar tercih edilir.

2. Kaldırma Kuvveti: Bernoulli etkisi de denir. Akış yönüne dik olarak meydana gelen kuvvettir. Hava akışı cisme paralel olduğunda görülür. Bu durumda cismin etrafındaki alanda havanın itilmesi veya birikmesi ile basınçta artma veya azalma meydana gelir. Bunun sonucunda cisimde emme veya çekme kuvveti meydana gelir. Uçaklar kalkış sırasında altında bulunan basıncı artırarak yükselir, iniş sırasında ise bu yüksek basıncı yavaşça dengelerler. Bu durum kaldırma kuvvetinin bir sonucudur.

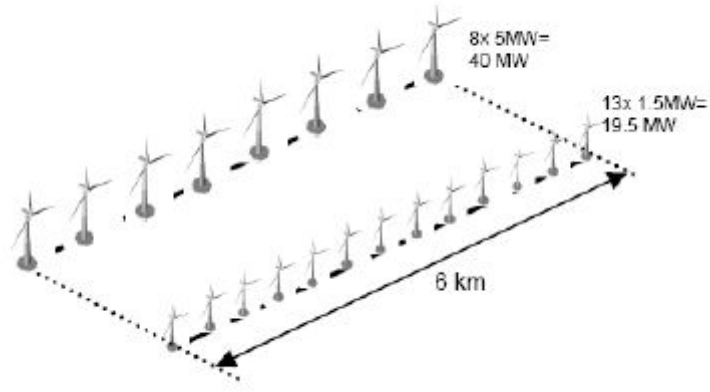
Rüzgar enerjisinin gücü, rüzgar hızının küpü ile doğru orantılı olarak değişir. Bunun anlamı, rüzgar hızında meydana gelen küçük değişiklikler bile enerji üretiminde ciddi farklara yol açabilir. Yine üretilen enerji pervane kanatlarının süpürme hacmine bağlıdır. Süpürme hacmi, kanatların dönme sırasında oluşturduğu çemberin alanına ve kanatların yüzey alanına bağlıdır. Bölgedeki sıcaklığın ve hava yoğunluğunun da rüzgarı etkileyeceği düşünüldüğünde, bu parametrelerin de güç hesabında etkili olduğu görülecektir. Pratikte ise sıcaklık ve hava yoğunluğu sabit kabul edilerek ampirik bir formül üretilmiştir. Dolayısıyla pratikte güç, sadece kanat alanı, kanat çapı ve rüzgar hızına bağlıdır.



Şekil 2.4 : Rüzgar türbini çalışma prensibi.

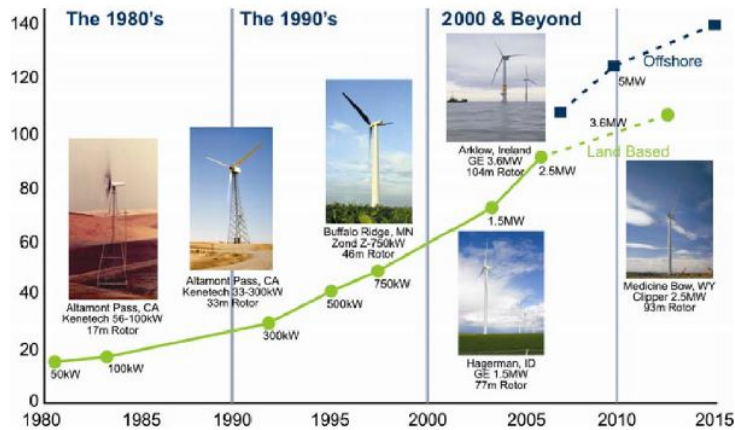
Rüzgar türbinleri genelde tek olarak inşa edilmemektedir. Birden fazla rüzgar türbini aynı bölgeye inşa edilerek, o bölgede oluşan rüzgarda olabildiğince faydalanılır. Bu bölgelere rüzgar tarlaları denmektedir.

Rüzgarlar sayesinde teorik olarak yüksek enerjiler üretilebilse de türbinin bu rüzgarı üretebilecek güçte olmaması nedeniyle üretim, türbinin gücü ile sınırlı kalmaktadır. Dolayısıyla rüzgar tarlalarında bulunacak rüzgar türbinleri bu anlamda önem kazanır. Kulelerin yüksek ve türbülanslı olmayan veya çok az olan akıma maruz kalmaları, hem kulenin stabilitesi, hem de üretilecek enerjinin yoğunluğu ve istikrarı için önemlidir.



Şekil 2.5 : Rüzgar tarlalarında yerleşim biçimi.

Şekilden de görüleceği üzere, kule yüksekliği ve kulenin gücü arttıkça, aynı rüzgardan daha fazla enerji üretilebilmektedir. Bu nedenle, rüzgar enerjisi alanında yapılan çalışmalar daha yüksek kuleler ve daha güçlü türbinler hedeflemektedir.



Şekil 2.6 : Yıllara göre türbin yüksekliği ve türbin gücü değişimi.

3. İSTATİSTİKLER

3.1 Rüzgar Bölgeleri ve Rüzgar Türbinleri

Bu tezde ülkemizin en çok rüzgar alan ve farklı bölgelerden seçilmiş 12 il ile çalışılacaktır. Bu illerden elde edilen veriler doğrultusunda ülke çapında modüler bir tasarım yapılacaktır. Bu iller Balıkesir, Çanakkale, Hatay, İzmir, Kayseri, Kırklareli, Manisa, Mersin, Osmaniye, Tekirdağ, Tokat ve Yalova olarak belirlenmiştir. Aşağıdaki tabloda 50 metre irtifada, 300-400 W/m² güç ve 6,8-7,5 m/sn hızındaki rüzgarın il bazında rüzgar alanı yüzdesi ve elde edilebilecek güç verilmiştir:

Çizelge 3.1 : 50 m irtifada, 300-400 W/m² güç ve 6,8-7,5 m/sn hızında rüzgarın illere göre rüzgar alanı yüzdesi ve elde edilebilecek güç kapasitesi.

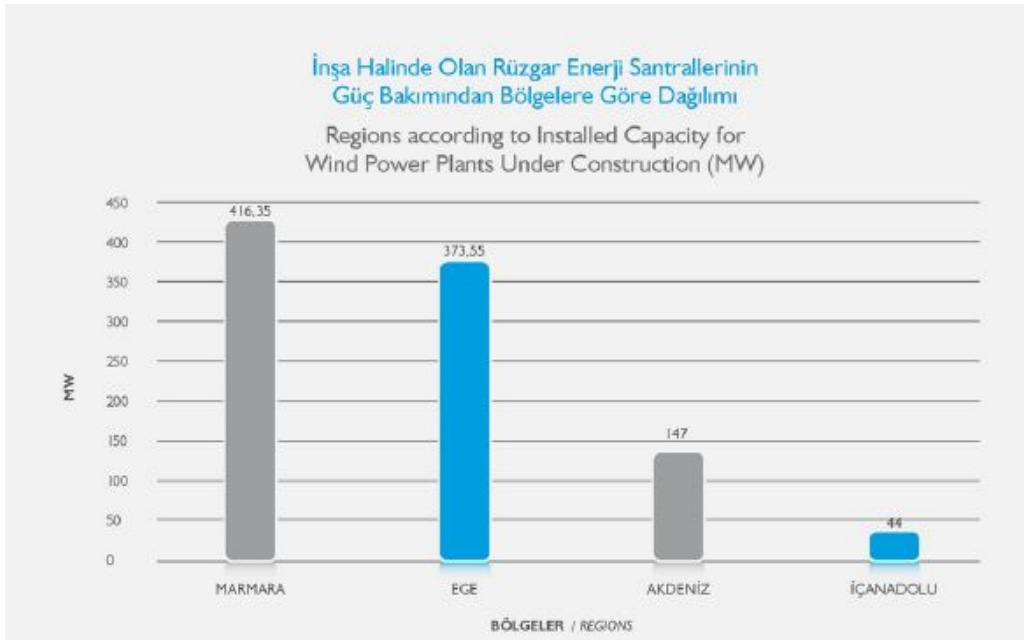
	Rüzgar Alanı Yüzdesi (%)	Elde Edilebilecek Güç (MW)
Balıkesir	54,6	7557,12
Çanakkale	33,2	4318,48
Hatay	38,9	1329,16
İzmir	39,3	4665,44
Kayseri	73,4	1383,44
Kırklareli	93	2863,28
Manisa	44,7	2371,76
Mersin	48,2	1702,8
Osmaniye	97,1	697,36
Tekirdağ	95,6	4423,04
Tokat	90,2	2708,56
Yalova	72,6	386,8

Bu tablodan şu sonuç çıkarılabilir: yüzdesi düşük olan illerde diğer yüzdelik kısım daha yüksek güçteki rüzgarlara aittir. Diğer bir deyişle düşük yüzdesi olan illerde enerji üretimi daha yüksek olmaktadır. Yaklaşık bir hesap ile belirtilen rüzgar alanı yüzdesi, üretilen enerjinin yüzdesi olarak da alınabilir. Örnek olarak Balıkesir ili için 54,6 olan rüzgar alanı yüzdesiyle 7552,12 MW enerji üretilabiliyorsa, toplamda yaklaşık olarak 13800 MW

potansiyelinde enerji üretilebilir diyebiliriz. Daha önceki bölümde verilen verilerde Balıkesir ili için 2014 Ocak ayında 712 MW üretim yapıldığı görülmektedir. Bunun anlamı ise Balıkesir ili için bu potansiyel enerjinin teorik olarak sadece %5'i üretilmektedir.

3.2 Rüzgar Türbini İnşası

Ülkemizde rüzgar enerjisi günümüzde de cazip bir yatırım kaynağıdır. Hali hazırda devam eden yaklaşık 1000 MW gücünde rüzgar elektrik santrali inşaatı bulunmaktadır. 2014 Ocak ayı itibriyle bu inşaatların %42 gibi büyük bir dilimi Marmara bölgemizde yapılmaktadır. Bunu %38'lik bir dilim ile Ege bölgemiz izlemektedir. Ne yazık ki Karadeniz, Doğu Anadolu ve Güneydoğu Anadolu bölgelerimizde inşa edilmekte olan santraller oldukça azdır.



Şekil 3.1 : İnşa edilmekte olan rüzgar enerji santrallerinin bölgelere göre dağılımı.

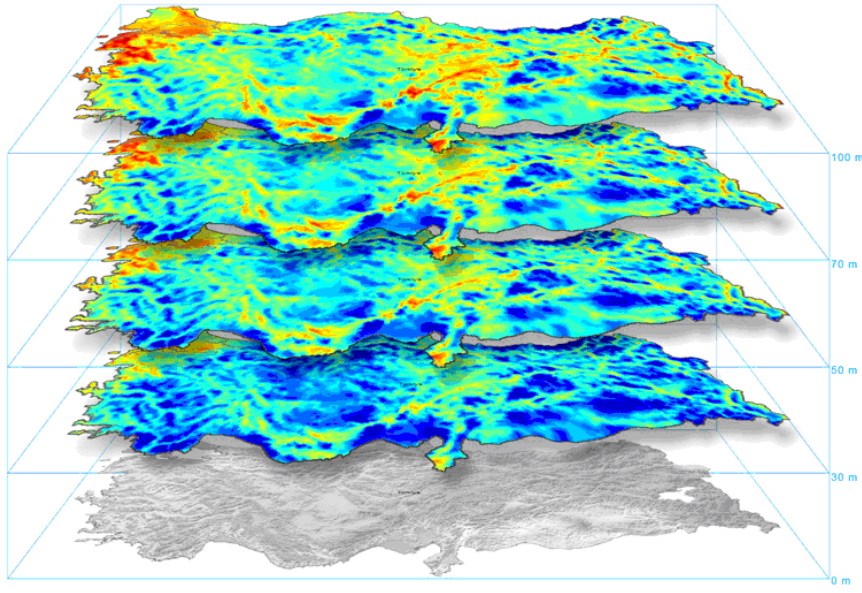
İl bazında bakıldığında ise inşa halinde olan santraller en çok %13 ile İzmir ilimizde bulunmaktadır. Daha sonra %10 ile Muğla ve Hatay gelmektedir. Güç bazında bakıldığında ise İzmir'de inşa edilmekte olan santrallerin toplam kapasitesi 124,3 MW'dır. Muğla için bu değer 98,4 MW iken Hatay için 97 MW olmaktadır.

3.3 Türkiye’de Rüzgar

Ülkemizdeki coğrafi yapıdan dolayı rüzgar çoğunlukla sahil bölgelerinde görülmekte, iç kısımlara girememektedir. Ülkemiz üzerinde etkili altı adet rüzgar bulunmaktadır. Bunlar kısaca şu şekildedir:

1. Samyeli: Ülkemize güneydoğu yönünden Suriye ve Irak üzerinden, yani çöl bölgelerinden giren sıcak ve kuru rüzgardır. Bir diğer adı keşişleme rüzgarıdır. Sıcaklığı ve buharlaşmayı artırır. Suriye ve Irak'a en yakın olan bölgemiz olan Güneydoğu Anadolu bölgesinde daha etkilidir. Yazın bu bölgede bunaltıcı bir etkisi vardır.
2. Kible: Ülkemize güney yönünden Orta Akdeniz üzerinden girer. Sıcak ve nemli bir karakteristiği vardır. Akdeniz bölgesini nemli olmasında bu rüzgarın büyük rolü vardır.
3. Lodos: Ülkemize güneybatı yönünden girer. Batı Akdeniz, Ege ve Marmara bölgesinde etkilidir. Sıcak ve nemli bir yapıya sahiptir. Etkili olduğu dönemlerde yağışı artırır hatta sel ve taşkınlara bile neden olabilir. Hızı saatte 130 kilometreye kadar çıkabilir.
4. Poyraz: Ülkemize kuzeydoğu yönünden girer. Soğuk ve kar getirir. Erzurum - Kars bölümünde daha etkilidir. Etkili olduğu dönemlerde kışların sert geçmesine neden olur.
5. Yıldız: Ülkemize kuzey yönünden girer. Karadeniz'de etkilidir. Yazın havayı serinletici etki yapar, kışın ise havayı soğutarak sert kışların yaşanmasına neden olur.
6. Karayel: Ülkemize kuzeybatı yönünden girer. Daha çok Marmara ve Batı Karadeniz'de etkilidir. Kuzeyden esen her rüzgar gibi soğuk karakterlidir.

Rüzgarın bir özelliği olarak ülkemizde de yüksek bölgelerde daha fazla rüzgar hissedilmektedir. Bunun en büyük nedenlerinden birisi alçak bölgelere ulaşan rüzgarın ulaşmadan önce bir çok engel tarafından hızı yavaşlarken yüksek bölgelerde bu engeller daha az olacağından etkili rüzgarlar görülür.



Şekil 3.2 : Ülkemizin, yüksekliğe göre rüzgar hızları haritası.

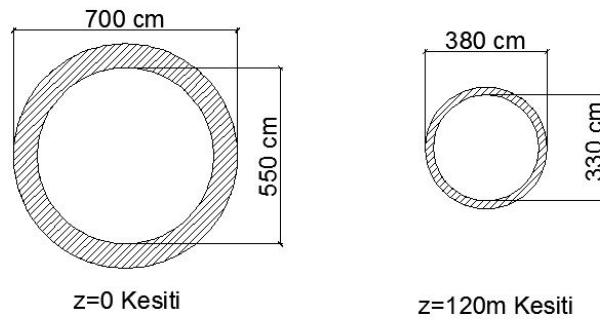
Haritalardan da görüleceği üzere bu çalışma için seçilen iller, ülkemizin en rüzgarlı bölgelerinde kalmaktadır. Yine haritadan görüleceği gibi yükseklik arttıkça rüzgar hızı da artmaktadır. 100m yüksekliğinde kırmızı olarak görünen bölgelerde hız saatte 33 kilometreye ulaşmaktadır. Bu hız ile yaklaşık olarak yılda 2800 MWh enerji üretimi mümkündür. Yüksekliğin önemine dikkat çekmek için bir de şu açıdan düşünülmelidir: 33 km/sa hızda esen bir rüzgar yaklaşık 2800 MWh enerji üretirken bu hız 30 km/sa hıza düştüğünde enerji üretimi 2200 MWh olmaktadır. Diğer bir deyişle hızda meydana gelecek %9 oranında bir düşüş, üretilen enerjiyi %21 düşürmektedir.

4. TASARIM VERİLERİ VE HESAPLAR

Ülkemizde henüz bir rüzgar türbin kulesi inşası için standart bulunmamaktadır. Genel yaklaşımlar belirli bir mertebeye kadar yardımcı olsa da özellikle 100m ve üzerinde yapılacak türbinler için çok doğru sonuçlar vermemektedir. Yine de bu çalışmada standartlarda belirtilen yöntemler ile yapılan hesaplara yer verilecek, daha sonra elastik teori ve dinamik kuramlarıyla yapılan hesap ile karşılaştırılacaktır.

4.1 Tipik Kesitin Tanıtılması

Bu çalışmada da tipik kesit olarak içi boş daire veya diğer bir deyişle halka kesit seçilmiştir. Kesit ortasında ise kule içi görevlerin yapılabilmesi için bir boşluk bırakılacaktır. Burada 120m yükseklikteki kesitin boyutları, türbinin oturacağı kısım olduğundan, kesitlerin ne olacağı üretici firmalardan gelecek türbin boyut bilgilerine göre netlik kazanacaktır. Bu çalışmada ise NREL 5MW türbinine ait değerler kullanılarak işlem yapılmıştır. Bu türbine ait boyutlara göre $z=120\text{m}$ yükseklikte olması gereken kesit ve $z=0$ için öngörülen kesit şekil 4.1 ile verilmiştir;



Şekil 4.1 : Tipik kesit görünümü.

Kesit donatılarında artgerme donatısı ve inşaat demiri kullanılacak olup sargı donatısının, işçiliğin kolay yapılabilmesi adına fretli donatı yerine etriye tercih edilmiştir.

İç dairenin amacı, gerektiğinde nasıl bölümüne erişim ve teknik müdahaleyi mümkün kılmaktır. Ayrıca kule içinde meydana gelebilecek hasarların tespiti, onarımı ve

kulenin bakımı için de yine bu alan kullanılacaktır. Daire iç çapının $z=0$ noktasında 550cm; $z=120$ m noktasında ise 330cm olacak şekilde yükseklik boyunca doğrusal azalarak daralması öngörülmüştür. Dış daire çapı küçültülerek kulenin daha az rüzgar yüküne maruz kalması hedeflenmiş, ayrıca gereksiz beton kütlelerinden arındırılması ile deprem kuvvetlerinin küçültülmesi amaçlanmıştır.

Yüksek çekme ve basınç bölgeleri uç kısımlarda beklenmemektedir. Bu nedenle uç kısımlarda yoğun beton kütlesi ve donatı bulundurulmayacaktır.

Kulede kullanılacağı varsayılan NREL 5MW türbinine ve kuleye ait özellikler ise şu şekildedir;

Çizelge 4.1 : NREL 5MW türbinine ait teknik özellikler.

Güç	5 MW
Rotor Yerleşimi, Konfigürasyon	Önden Alan Sistem, 3 Kanatlı
Kontrol	Çeşitli Hızlarda, Ortak Eğimli
Sürücü	Yüksek Hızlı, Çok Aşamalı Dişli Kutusu
Rotor ve Hub Çapı	168 m, 4m
Hub Yüksekliği	122,5 m
Cut-In, Çalışma, Cut-Out Rüzgar Hızları	3 m/sn, 11,4 m/sn, 25 m/sn
Cut-In, Çalışma Rotor Hızları	6.9 rpm, 12.1 rpm
Çalışma Uç Hızı	80 m/sn
Kanat Uç Mesafe, Şaft Eğimi, Kanat Eğimi	5 m, 5°, 2.5°
Rotor Ağırlığı	110 ton
Nasil Ağırlığı	287 ton

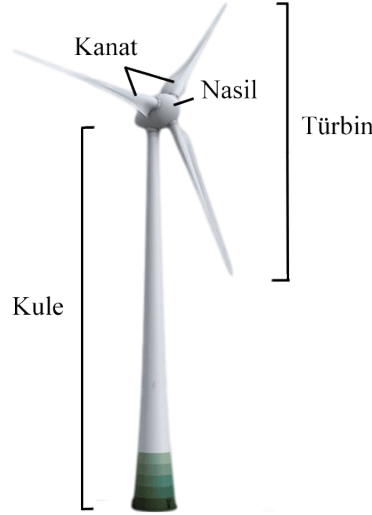
4.2 Kuvvet Tanımları

Yapı üzerine etkiyeceği öngörülen iki ana dinamik yük ve bir ana statik yük başlığı düşünülmüştür. Statik yükler tek ana başlık olarak ölü ve hareketli yüklerdir. Dinamik yükler ise iki ana başlık olarak rüzgar ve deprem yükleridir. Ayrıca yapıda dikkate alınacak olan yorulma yükleri ile rüzgar türbininden yapıya aktarılabilecek yükler de yer almaktadır.

4.2.1 Ölü ve hareketli yükler

Ölü yükler, diğer adıyla zati yükler, yapının kendi ağırlığından ve yapıyı oluşturan diğer temel bileşenlerin ağırlığından meydana gelen yüklerdir. Rüzgar türbinleri temel olarak üç bölgeden oluşur. Bunlar türbin, kule ve temel bölümleridir. Türbin ise nasil ve kanatlar olmak üzere iki ana bölümden oluşur. Nasil, rotorun ve milin bulunduğu

bölüme verilen isimdir. Temel kısmının ağırlığı kule tasarımında karşımıza çıkmamaktadır. Bu nedenle kule kendi ağırlığı ile birlikte üzerinde bulunan nasil ağırlığını ve kanat ağırlıklarını taşımalıdır.



Şekil 4.2 : Üstyapı bölümleri.

NREL 5MW türbin modeli verilerine göre türbinin, kanatlar hariç olmak üzere nasile ait toplam ağırlık 240 ton olarak verilmiştir. 80m kanatların ağırlığı için ise VESTAS V164 tipi denizaşırı rüzgar türbininde kullanılan kanatların ve rotorun ağırlığı esas alınmış ve kanatların her birisi için 35 ton kabul edilmiştir. Rotor ağırlığı NREL 5W türbini için 110 ton olarak verilmiştir. Kanatların her birisi ise yaklaşık 19 tondur. Aynı rotor sistemine VESTAS V164 kanatlarına benzer kanat kullanılacağı varsayılmıştır. Bu veriler kullanılarak kule ucundaki toplam ağırlık 398 ton olarak bulunmuştur.

Kulenin zati ağırlığı ise şu formül ile hesaplanacaktır:

$$W_{kule} = \int_0^{120} A(z) \rho dz \quad (4.1)$$

Bu formülde;

W_{kule} kulenin toplam ağırlığını;

$A(z)$ z 'ye bağlı kesit alanı denklemini;

ρ betonarme için birim hacim ağırlığını;

göstermektedir.

Bu yapı prefabrike bir yapı olacağından yerinde birleştirilebilen parçalardan, diğer bir deyişle segmentlerden oluşacaktır. Nakliyenin yapılabilmesi için her bir segmentin, tırlar için tek kasanın taşıma limiti olan 40 tonu geçmemesi gerekmektedir. Ayrıca şartnamede belirtilen limitler gereğince, segmentin genişliği 3,5m'den, yüksekliği ise 4m'den yüksek olamaz. Bu boyutları aşan segmentler parça olarak getirilmesi gerekecektir.

Kulenin tamamında boyut olarak bu sınırlamalar aşılmaktadır. Dolayısıyla kulenin her bir segmentin iki veya üç parçada getirilmesi gerekecek veya parçaların dökümü şantiye sahasında yapılacaktır. Segmentlerin parçalar halinde getirilip harç ve donatı gibi bağlantı elemanları ile birleştirilmesi, düşey doğrultuda zayıf noktaların oluşmasına neden olacaktır. Bu nedenle segment dökümlerinin tek bir parça halinde ve şantiye sahasında dökümünün daha emniyetli olacağı düşünülmüştür. Ancak bu çalışmada, kule segmentlerinin iki adet yarım halka olarak hazırlanıp şantiye sahasında montajlanarak halka kesit elde edileceği varsayılmıştır.

Kesit alanı denkleminin bulunabilmesi için aşağıdaki denklemler kullanılabilir;

$$r_{dış}(z) = -13,33 \times 10^{-3}z + 3,5 \quad (4.2)$$

$$r_{iç}(z) = -9,167 \times 10^{-3}z + 2,75 \quad (4.3)$$

$$A(z) = \pi(r_{dış}^2 - r_{iç}^2) \quad (4.4)$$

Verilen denklemler kullanıldığında alana ait denklem şu şekilde bulunur;

$$A(z) = \pi(9,37 \times 10^{-5}z^2 - 4,29 \times 10^{-2}z + 4,69)$$

$z=40m$ için kesit alanı ortalama kesit olacağı, $120m$ boyunda bir kule için bütün kesitlerin bu şekilde gittiği ve beton birim hacim ağırlığının $2,5 t/m^3$ kabul edildiği düşünülürse, kule ağırlığı kaba bir hesapla yaklaşık 2941 ton olmaktadır. Enercon şirketi tarafından üretilen $135 m$ boyundaki türbinde ise kule ağırlığı 2800 ton olarak verilmektedir. Bu kule de yine prefabrike olarak ve inşa aşamasında alt segmentler üç parça, orta segmentler iki parça ve üst segmentler tek parça halinde tasarlanmıştır.

Denklem 4.1 kullanılarak toplam ağırlık şu şekilde elde edilir;

$$W_{kule} = \int_0^{120} \rho \pi(9,37 \times 10^{-5}z^2 - 4,29 \times 10^{-2}z + 4,69) dz$$

$$W_{kule} = 2415 \text{ ton}$$

Hareketli yük için ise her segmentte iç daire için metrekare başına 200 kg (0,2 ton) yük bulunacağı kabul edilmiştir. Hesaplama formülü şu şekildedir:

$$Q = \int_0^{120} 0,2A(z)dz \quad (4.5)$$

Denklem 4.5 kullanılarak bölgelerdeki toplam hareketli yük denklemi şu şekilde bulunur;

$$Q = \int_0^{120} 0,2\pi(9,37 \times 10^{-5}z^2 - 4,29 \times 10^{-2}z + 4,69)dz$$

$$Q = 193 \text{ ton}$$

Kule yükü ve hareketli yüke 398 tonluk nasil ve kanat ağırlığı da eklenerek toplam ağırlık elde edilir.

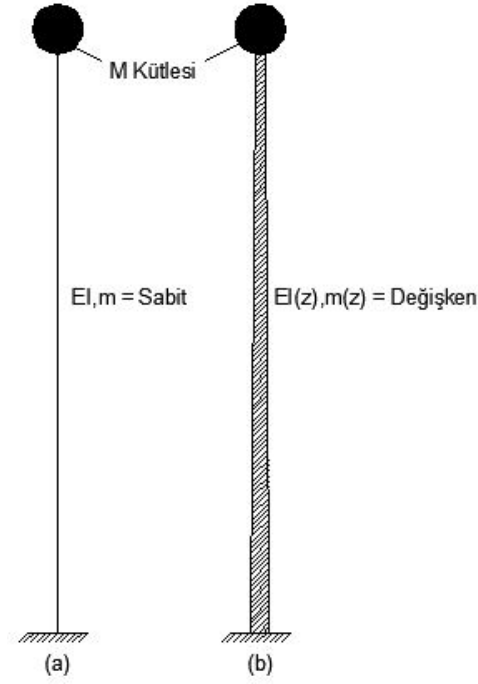
$$W = 2415 + 193 + 398 = 3006 \text{ ton} \cong 30000 \text{ kN}$$

4.2.2 Deprem yükü

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY-2007) kapsamında verilen eşdeğer deprem yükü hesabı, 75 metre ve altındaki yapılara uygulanabilmektedir. Dolayısıyla burada yönetmelik ile ilgili bir karşılaştırma doğru bir şekilde yapılamamaktadır. Yine de yönetmeliğin 2.7.1.1 maddesinde verilen kesme kuvveti formülünden yapıya etkiyecek deprem yükü, karşılaştırma amaçlı belirlenecektir.

Yapılması planlanan sistemin modeli kurulmak istenirse bu model tek serbestlik dereceli bir model veya sürekli sistem şeklinde model olarak kurulabilir. Periyodun özellikle önem kazandığı yüksek yapılarda sürekli sistem modelin kullanılması önem kazanmaktadır. Ancak görülebilmesi açısından belirli bir adıma kadar tek serbestlik dereceli düşünüldüğünde elde edilecek veriler ile sürekli sistem düşünüldüğünde elde edilecek veriler karşılaştırılacaktır.

Tek serbestlik dereceli sistemde tüm kütle uçta toplanmış olarak varsayılırken, sürekli sistemde kule boyunca değişen rijitlik ve kütlelerin olduğu, nasil ve kanatları temsil etmek üzere, bir kütle olduğu düşünülecektir. Şekil 4.3 ile sistemlerin modellenmesi gösterilmiştir;



Şekil 4.3 : Kabul edilen serbestlik dereceleri; (a) tek serbestlik dereceli sistem, (b) sürekli sistem.

Şekilde de görüleceği üzere tek serbestlik dereceli sistemde tüm kütle üstte toplanmıştır. Bu kütlenin ağırlığı, hesaplandığı üzere yaklaşık 2415 ton olacaktır.

Tek serbestlik dereceli sistem için genel hareket denklemi yapısı şu şekildedir:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (4.6)$$

Burada;

- m kütleyi;
- c sönümleme katsayısını;
- k rijitlik katsayısını;
- $u(t)$ zamana bağlı yerdeğiştirme fonksiyonunu;
- $u_g(t)$ zamana bağlı zemin yerdeğiştirme fonksiyonunu;

göstermektedir.

Çok serbestlik dereceli sistemde ise sistem, birden fazla bölgeye ayrılarak, her bölge için bir toplu kütle tanımı ve kütle noktası belirlenir. Bu kütle noktalarına ve bu noktanın diğer fiziksel özelliklerine bir matris oluşturulur. Çok serbestlik dereceli sistemlerde bu yolla elde edilecek genel denklem yapısı ise şu şekildedir:

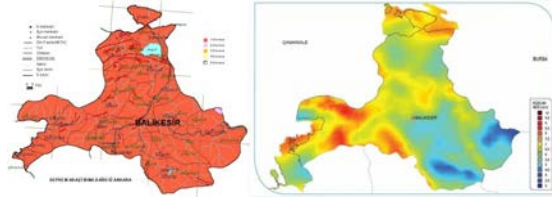
$$[m]\ddot{u}(t) + [c]\dot{u}(t) + [k]u(t) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (4.7)$$

Burada;

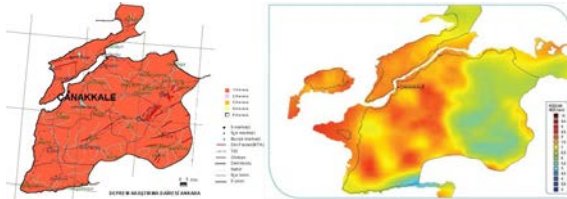
- $[m]$ kütle matrisini;
- $[c]$ sönümleme matrisini;
- $[k]$ rijitlik matrisini;
- M toplam kütle;

göstermektedir.

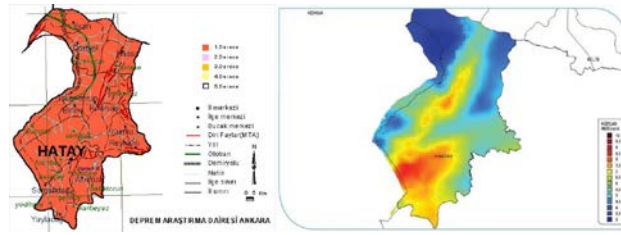
Deprem sırasında rüzgarın yok sayılması gibi bir durum söz konusu olamaz. Dolayısıyla kombinasyonlarda rüzgar yükünün deprem sırasında da meydana gelebileceği düşünülecektir. Ancak bu rüzgar yükü maksimum hıza ait değil, ortalama hıza ait rüzgar yükü alınacaktır. Seçilen illerde deprem bölgeleri ile rüzgar arasında bir bağlantı bulunamadığından, diğer bir deyişle “1. derece deprem bölgesinde rüzgar hızları da yüksektir.” gibi bir varsayımı herhangi bir dayanağa oturtamayacağımızdan, bu iki doğa kuvvetinin birbiriyle bir ilişkisi olmadığı düşünülecektir. Aşağıda, seçilen 12 il için deprem haritası ile 50m irtifada rüzgar hızı haritası birlikte verilmiştir:



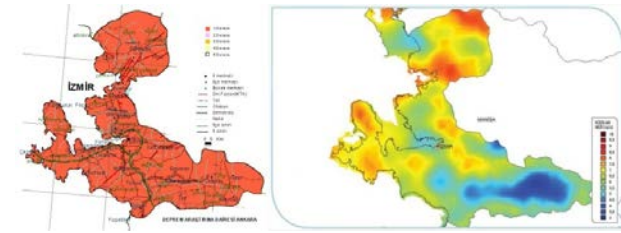
(a)



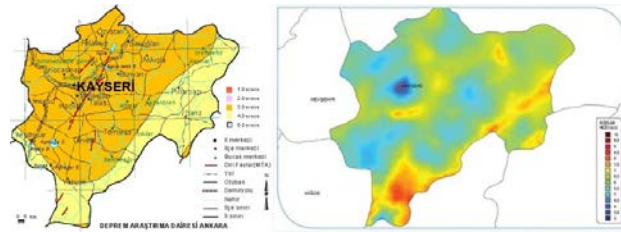
(b)



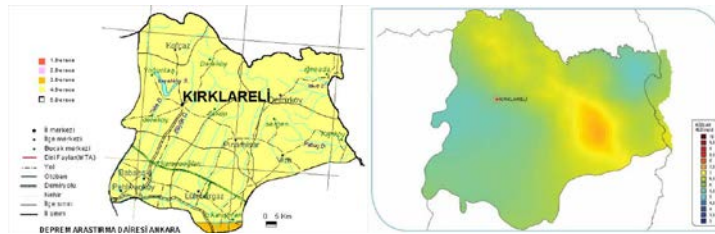
(c)



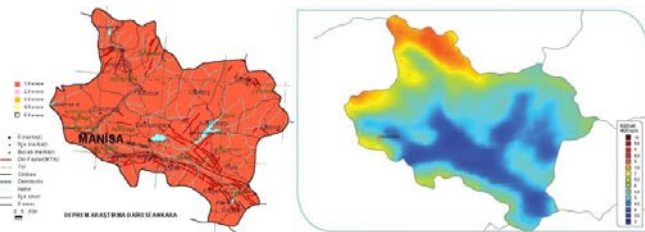
(d)



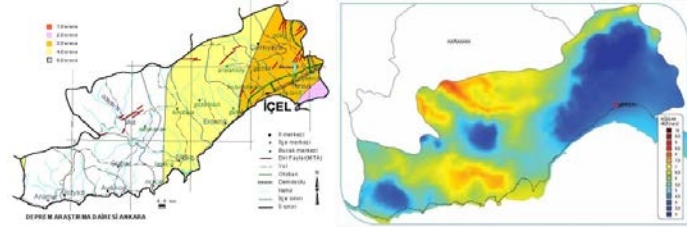
(e)



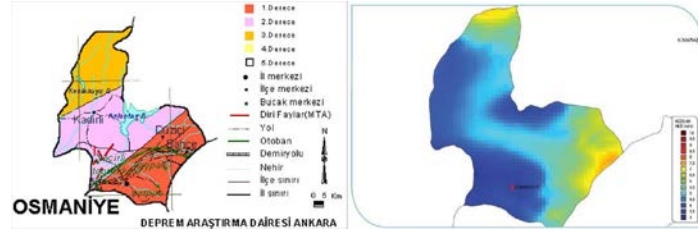
(f)



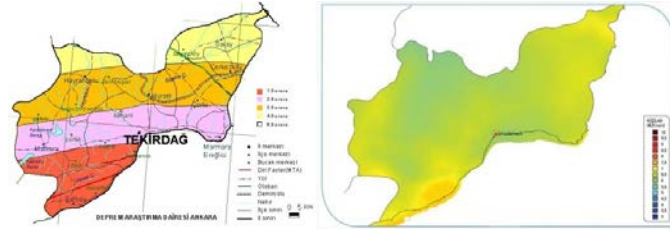
(g)



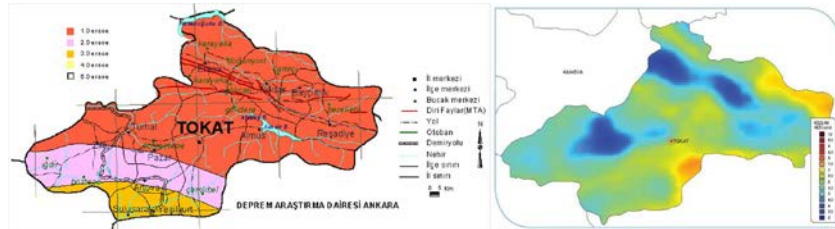
(h)



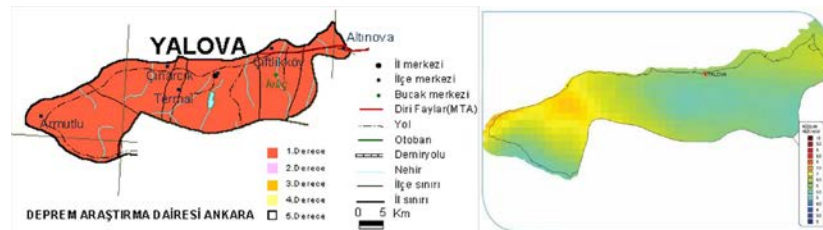
(i)



(j)



(k)



(l)

Şekil 4.4 : Seçilen illere ait rüzgar ve deprem haritaları; (a) Balıkesir, (b) Çanakkale, (c) Hatay. (d) İzmir, (e) Kayseri, (f) Kırklareli. (g) Manisa, (h) Mersin, (i) Osmaniye. (j) Tekirdağ, (k) Tokat, (l) Yalova.

Şekil 4.4 üzerinden görüleceği gibi rüzgar hızları ile deprem bölgeleri arasında gösterilebilecek somut bir bağlantı bulunmamaktadır. Balıkesir, Çanakkale veya Yalova gibi bölgelerimizde rüzgar tamamen 1. derece bölgelerde bulunmakta; Tekirdağ gibi bölgelerimizde ise rüzgar dört deprem bölgesinde de görülebilmektedir. Ayrıca Mersin ilimizde, şekilden de görüleceği üzere en yüksek rüzgar hızının bulunduğu bölge 5. deprem bölgesinde kalmaktadır.

Tasarımda, hem Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY-2007) ile belirlenmiş deprem bölgelerindeki ivme katsayıları kullanılacak, hem ülkemizde gerçekleşen büyük depremlere ait ivme kayıtlarından yararlanılacak, hem de uluslar arası standartlarda belirtilen şartlara göre çözüm yapılacak ve çözümler arasındaki farklılıklar belirlenecektir.

4.2.1.1 Tek serbestlik dereceli sistem ve DBYBHY-2007 ile çözüm

Tek serbestlik dereceli sistem, su kulesi gibi kule tarzı yapılarda kullanılan bir yöntem olmasına karşın, bu projede kütlenin en üstte toplandığını varsaymak doğru bir yaklaşım olmayacaktır. Çünkü su kulesi gibi yapılarda yükün büyük bir bölümü üstte toplanmaktadır ancak bu projede üstte bulunan ağırlık 398 ton iken kule ağırlığı yaklaşık 2415 ton olmaktadır. Yine de bu sistem ile karşılaştırma amaçlı çözüm yapılacak, ancak bulunan değerler tasarımda kullanılmayacaktır.

Yapının periyodu bu aşamada Rayleigh Yöntemi ile hesaplanacak olup, sürekli sistem çözümünde SAP-2000 kullanılarak elde edilmiş modal analiz sonucuna göre bulunan periyot ile Baumeister metodu ile bulunan periyot sonuçları da verilecektir. Rayleigh yöntemine göre şu şekilde hesaplanır;

$$w^2 = \frac{\int_0^{120} EI(z)\varphi''(z)^2 dz}{\int_0^{120} m(z)\varphi(z)^2 dz + M\varphi(z = 120)^2} \quad (4.8)$$

Burada;

- w frekansı;
- $m(z)$ kütle denklemini;
- $\varphi(z)$ mod şekli için tahmini fonksiyonu;
- M kule ucu kütleyi;

$I(z)$ atalet momenti denklemini;

göstermektedir.

Yapının kütle formülü denklem 4.4 ile verilen fonksiyondan türetilerek şu şekilde bulunur;

$$m(z) = 2500\pi(9,37 \times 10^{-5} z^2 - 4,29 \times 10^{-2} z + 4,69) \quad (4.9)$$

Atalet momenti ise şu fonksiyon ile hesaplanabilir;

$$I(z) = \frac{\pi(r_{dış}^4 - r_{iç}^4)}{4} \quad (4.10)$$

Denklem 4.10 üzerinde gerekli hesaplamalar yapıldığında atalet momentine ait denklem şu şekilde bulunur;

$$I(z) = \pi(6,135 \times 10^{-9} z^4 - 6,177 \times 10^{-6} z^3 + 2,313 \times 10^{-3} z^2 - 0,381 z + 23,218)$$

Elastisite modülü TS500 ile verilen şu formül ile hesaplanacaktır:

$$E = 3250 \sqrt{f_{ckj}} + 14000 \quad (4.11)$$

Burada;

E Elastisite modülünü (N/mm^2);

f_{ckj} j günlük betonun karakteristik dayanımını (N/mm^2);

göstermektedir.

Yüksek kuvvetlerin ve momentlerin beklendiği bu projede beton sınıfı C80, yüksek dayanımlı beton seçilecektir. Buna göre 28 günlük betonun elastisite modülü şu şekilde hesaplanır:

$$E = 3250 \times \sqrt{80} + 14000 = 43000 \text{ N/mm}^2$$

Öyleyse;

$$EI(z) = \pi(263,81 z^4 - 265621 z^3 + 9,95 \times 10^7 z^2 - 1,64 \times 10^{10} z + 9,98 \times 10^{11}) \text{ Nm}^2$$

Bir ucu ankastre mesnet, diğer ucu serbest olan modellemelerde tahmini mod şekli fonksiyonu aşağıdaki denklemde verilmiştir;

$$\varphi(z) = \left(1 - \cos\left(\frac{\pi z}{2L}\right)\right) \quad (4.12)$$

Denklem 4.12’de ilgili değerler yerine yazılır ve gerekli türevler ve noktasal değerler hesaplanırsa;

$$\varphi''(z) = -\left(\frac{\pi^2}{57600} \cos\left(\frac{\pi z}{240}\right)\right)$$

$$\varphi(120) = \left(1 - \cos\left(\frac{120\pi}{240}\right)\right) = 1$$

Kule ucunda bulunan nasil ve kanatların kütlesi ise bu bölümün başında verilmiş olup 398 tondur.

Bulunan değerler denklem 4.8’de yerine yazılırsa yapının frekansı şu şekilde bulunur;

$$w^2 = \frac{\int_0^{120} EI(z)\varphi''(z)^2 dz}{\int_0^{120} m(z)\varphi(z)^2 dz + M\varphi(z=120)^2} = \frac{3,17946 \times 10^6}{300113 + 398000} = 4,554 \text{ rad/sn}$$

Bu değer sönümsüz titreşim için geçerli olan frekans değeridir. Oysa gerçekte, sistemde sönüm mevcuttur. Bu değerın doğal frekansa dönüştürülmesi gerekir. Bunun için aşağıdaki formül kullanılır;

$$w_n = w\sqrt{1 - \xi^2} \quad (4.13)$$

Betonun sönüm oranı 0,05 olarak kabul edilebilir. Buna göre doğal frekans şu şekilde bulunur;

$$w_n = w\sqrt{1 - \xi^2} = 2,134 \times \sqrt{1 - 0,05^2} = 2,131 \text{ rad/sn}$$

Bu frekans için periyod şu şekilde hesaplanır;

$$T = \frac{2\pi}{w^2} = \frac{2\pi}{2,131^2} = 1,383 \text{ sn}$$

Artık DBYBHY-2007’ye göre kuvvet belirlenebilir. Ancak bu adım yalnızca karşılaştırma amacı taşımaktadır ve yönetmelikte de belirtildiği üzere 120m yüksekliğindeki yapılar için geçerli değildir.

Madde 2.4 ve madde 2.7.1.1’de verilen formüller şu şekildedir:

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0,1A_o I W \quad (4.14)$$

$$A(T_1) = A_o I S(T) \quad (4.15)$$

Burada;

V_t Taban kesme kuvvetini;

$A(T_1)$ Spektral ivme katsayısını;

$R_a(T_1)$ Taşıyıcı sistem davranış katsayısını;

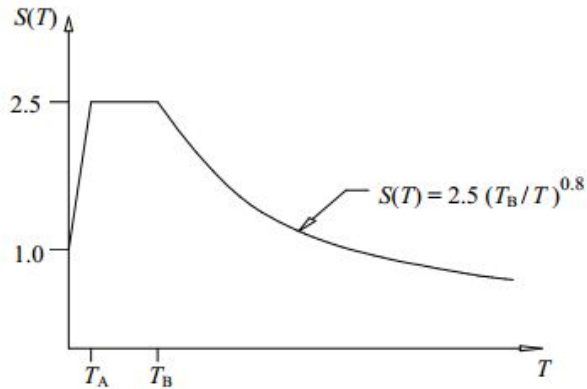
I Bina önem katsayısını;

A_o Etkin yer ivmesi katsayısını;

$S(T)$ Spektrum katsayısını;

göstermektedir.

Spektrum katsayısı aşağıda verilen şekilden bulunur:



Şekil 4.5 : Tasarım ivme spektrumu.

T_A ve T_B değerleri spektrum karakteristik periyodları olup her zemin bölgesi için farklı değer almaktadır. Ancak tasarlanan kulenin periyodu tüm bölgelerin periyodlarından büyük olduğu için spektrum katsayısı şekil üzerinde verilen denklem ile hesaplanabilmektedir. Rüzgar türbin kuleleri genellikle dağlık arazilere yapıldığından zemin sınıfı Z1 veya Z2 olarak alınması hatalı olmayacaktır. Ancak bu tip yüksek yapıların periyodları gereği daha yumuşak zeminlerde daha kritik sonuçlar elde edileceğinden, çözümde zemin tipi Z3 olarak kabul edilmiştir. Bu denklem kullanılır, zemin sınıfı Z3 alınır ve kulenin birinci deprem bölgesinde yer aldığı

varsayılırsa $T_B = 0,60$ sn ve $A_o = 0,40$ alınır. Buna göre güçlü eksen doğrultusunda değerler şu şekilde elde edilir;

$$S(T) = 2,5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0,8} = 2,5 \left(\frac{0,60}{1,383} \right)^{0,8} = 1,28$$

Bina önem katsayısı ise “Elektrik üretim ve dağıtım tesisleri” kapsamında kaldığı için 1,5 olarak alınacaktır. Buna göre spektral ivme katsayısı;

$$A(T_1) = A_o I S(T) = 0,4 \times 1,5 \times 2,28 = 0,77$$

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı ise yapıların kuvveti sönümleyebileceği gerçeğini ihmal etmemek ve hesaba katmak için gereken bir katsayıdır. Yönetmelikte belirtildiği üzere $T_A < T$ durumunda $R_a(T_1) = R$ alınır. R katsayısı ise yönetmelikte bulunan tablo 2.5’den okunmaktadır. Tabloya göre “Deprem yüklerinin tamamının bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen çerçevelerle taşındığı binalar” ve “Kütlesi tepede yığılı, bağımsız tek bir taşıyıcı eleman tarafından taşınan ters sarkaç türü yapılar” kapsamında R değeri 2 alınır.

Buna göre;

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} = \frac{30000 \times 0,77}{2} = 11549 \text{ kN}$$

Taban kesme kuvvetinin alabileceği minimum değer ise;

$$0,1A_o I W = 0,1 \times 0,4 \times 1,5 \times 30000 = 1800 \text{ kN}$$

olarak bulunur. Alınması gereken kuvvet, hesaplanan değer minimum değerden büyük olduğundan, hesaplanan değer olacaktır. Yapının rijitliği ise aşağıdaki formül ile bulunabilir;

$$k^* = \frac{1}{2} \int_0^{120} EI(z) \varphi''(z)^2 dz = 1589,73 \text{ kN/m}$$

Hareket denklemiyle deprem etkileri bulunmak istenirse denklem 4.6 kullanılmalıdır:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t)$$

Denklemini kütleye bölerek sadeleştirme işlemi yapılırsa şu denklem elde edilir:

$$\ddot{u}(t) + 2\xi w_n \dot{u}(t) + w_n^2 u(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (4.16)$$

$$\xi = \frac{c}{2mw_n} \quad (4.17)$$

$$w_n = \frac{2\pi}{T} \quad (4.18)$$

Burada;

w_n Açısal frekansı;

ξ Sönüm oranını;

göstermektedir.

Sönüm oranı betonarme yapılarda genel görüş olarak 0,03 ile 0,08 arasında alınır. Bu projede 0,05 olarak kabul edilmiştir. Açısal frekans ise 2,179 rad/sn olarak hesaplanmıştır.

Hesaplanan değerler hareket denkleminde yerine yazılırsa;

$$\ddot{u}(t) + 2 \times 0,05 \times 2,131 \times \dot{u}(t) + 2,131^2 \times u(t) = -\ddot{u}_g(t)$$

$$\ddot{u}(t) + 0,2131 \times \dot{u}(t) + 4,541 \times u(t) = -\ddot{u}_g(t)$$

Zemin yer değiştirme fonksiyonunun zamana göre ikinci türevi zemin ivmesini verir. Diğer bir söylemle, $\ddot{u}_g(t)$ değeri deprem ivmesini ifade etmektedir. Bu değer ise rasathaneler tarafından tutulan kayıtlardan veya yapay deprem kayıtlarından elde edilir. Deprem kayıtları alınmaya başlandığından beri seçilen illerin bazıılarında meydana gelen en büyük depremler ve magnitüdüleri Çizelge 4.2 ile verilmiştir.

2010 yılında Akkar ve Bommer, deprem büyüklüğü, zemin cinsi ve fay türüne göre belirli yaklaşımlar kullanarak deprem ivmesini veren bir formül üretmişlerdir. Bu formül ile en büyük magnitüde sahip Tekirdağ'da, A sınıfı zemin varsayımıyla zeminden 10km derinliğinde gerçekleşen depremin ivmesi hesaplandığında 254,16 cm/sn² olarak bulunur. Bu değer 0,26g olarak alınabilir. Aynı özelliklerde, ve D sınıfı zemin olarak alındığında ise ivme 0,32g değerine yükselmektedir.

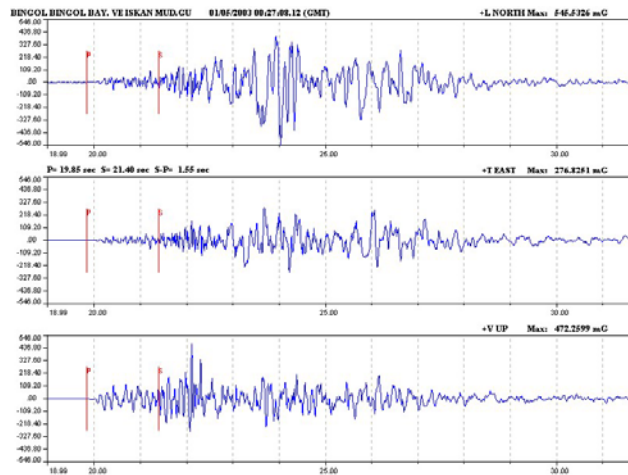
2004 yılında Ulusay tarafından geliştirilen formüle göre ise yine aynı özelliklerdeki depremin A sınıfı zemindeki ivmesi 0,36g olurken, D sınıfı zemindeki ivmesi 0,54g olmaktadır.

Ülkemizde gerçekleşen 17 Ağustos 1999 Gölcük depreminin maksimum ivmesi 0,42g olarak ölçülmüştür. 12 Eylül 1999 Düzce depreminde bu değer 0,52g, 1 Mayıs 2003 Bingöl depreminde 0,56g, 23 Ekim 2011 Van depreminde 0.18g, 9 Kasım 2011 Van depreminde ise 0,25g olarak ölçülmüştür. 2011 yılında Japonya’da gerçekleşen ve 9,0 magnitüd büyüklüğünde olduğu açıklanan depremde ise ivme 2,7g olarak ölçülmüştür.

Çizelge 4.2 : En büyük depremlerin magnitüd değerleri ve tarihleri.

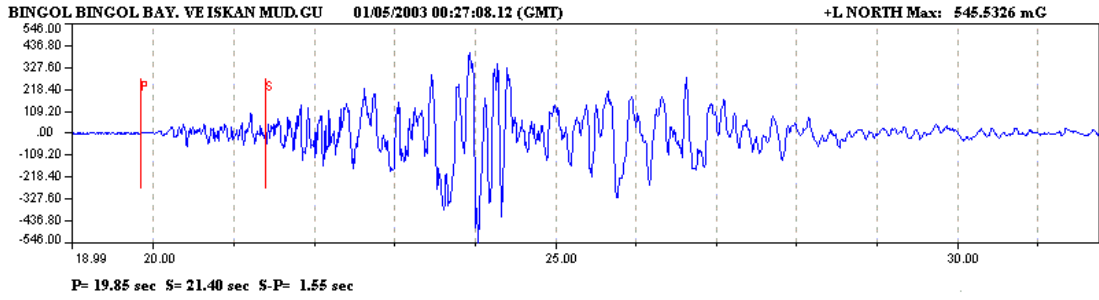
İl	Magnitüd (Mw)	Tarih
Balıkesir	5,4	22.12.1924
Çanakkale	6	28.11.1961
Hatay	5,5	22.01.1977
İzmir	5,9	10.04.2003
Kayseri	4,6	14.12.1998
Manisa	4,3	12.01.1995
Mersin	4,5	18.08.2004
Osmaniye	5,6	14.12.2002
Tekirdağ	7,3	09.08.1912
Tokat	7	20.12.1942

Veriler neticesinde ülkemizde yapılacak prefabrike rüzgar türbin kulesi için örnek yer ivmesi Bingöl depremi referans alınacaktır. DBYBHY-2007’ye göre gerçek veya yapay deprem verilerinin kullanılabilmesi için en az üç adet deprem kaydı ile çözüm yapılması gerekmektedir. Ancak bu hesap, karşılaştırma amaçlı olduğundan tek bir deprem kaydı ile çözüm sürdürülecektir.



Şekil 4.6 : Bingöl depremine ait kuzey-güney, doğu-batı ve düşey yönde ivme kayıtları.

Deprem esnasında maksimum ivme kuzey-güney doğrultusunda meydana gelmiştir.

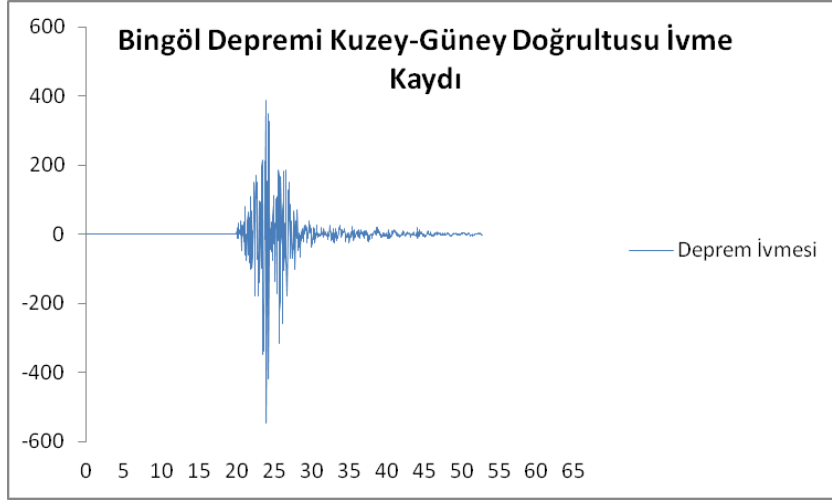


Şekil 4.7 : Bingöl depremine ait kuzey-güney ivme kaydı.

Deprem dalgalarının başlangıç saniyesi, P, 19.85. sn olarak belirlenmiş, maksimum ivme ise 24,04. saniyede meydana gelmiştir. Burada şekilde görülen S değeri deprem titreşimlerinin ölçüm istasyonuna ulaştığı saniyeyi göstermektedir. Verilere göre depremin en büyük ivme değerine 4,15 saniyede ulaşılmıştır. Ancak bu, en yüksek deplasman ve iç kuvvetlerin bu saniyede olduğu manasına gelmez. Özellikle yüksek ve narin yapılarda, yani yüksek periyoda sahip yapılarda, maksimum deplasman genellikle deprem hızı ile alakalıdır. Yani depremin ivmesinden çok hızı daha kritik olmaktadır. Ayrıca deprem kuvvetlerinin yapıya etkimesinden sonra da bir salınım olacaktır. Dolayısıyla depremden sonra salınım esnasında da yapının göçme durumu olabilir.

Deprem ivmesi, denklem 4.6'da zamana bağlı bir fonksiyon olarak tanımlanmıştır. Dolayısıyla ivme kaydı verileri sayısal değerler olup zamana bağlı bir fonksiyon olarak kaydedilmediğinden direk olarak denklemde kullanılamaz. Bunun için ivme kaydının varsa fonksiyonu kullanılmalı, yoksa fonksiyon üretilmeli veya sayısal hesap yöntemleri kullanılmalıdır. Fonksiyon üretmek, yani eğri uydurmak, oldukça zor ve hata oranı yüksek bir hesap yöntemi olmasından dolayı bu çalışmada sayısal hesap yöntemlerinin kullanılması uygun bulunmuştur. Buna göre Bingöl depremine ait deprem başlangıcından itibaren kuzey-güney yönünde 19. saniyeden başlamak üzere 30 saniyeye kadar, 11 saniyelik ivme kayıtları her 0,01 saniyede bir olacak şekilde hazırlanmıştır. İvme grafiğinin değerlere göre çizilmiş hali Şekil 4.8 ile verilmiştir. Denklem 4.16'de verilen hareket denklemi çözüldüğünde aşağıdaki denklem elde edilir:

$$u(t, \xi, w) = -\frac{1}{w_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi w(t-\tau)} \sin [w_D(t-\tau)] d\tau \quad (4.19)$$



Şekil 4.8 : Bingöl depremine ait kuzey-güney doğrultusu ivme kaydı (0,01 sn aralıklı).

Denklem 4.19 ile verilen eşitliğin bir diğer adı da Duhammel İntegrali olarak da bilinir. Duhamel integrali ile zaman tanım alanında çözüm yapmak mümkün olmaktadır. Bu denklem mantığında, deprem yükünün zamana bağlı bir sürekli titreşim olarak yüklenmesi yerine; depremin, çok küçük zaman aralıklarında tanımlı ani yüklerin oluşturduğu bir etki olarak ele alınmaktadır.

Burada;

τ Kabul edilen ani yüklemenin gerçekleştiği zaman noktasını;

$t - \tau$ Ani yüklemenin gerçekleşmesinden beri geçen zamanı;

göstermektedir.

Deprem ivmeleri 0,01 saniyede bir olarak verilmiştir ancak çözüm kolaylığı olması açısından sayısal hesapta ani yüklemelerin alınacağı aralık daha yüksek belirlenmiştir. t süresi tüm deprem kaydı boyunca alınacak olduğundan, integralin sınırları 0-64,76 saniye olacaktır. Buna göre tek serbestlik dereceli sistem için hesaplanan kesit değerleri 4.19 denkleminde yerine konursa, şu denklem elde edilir:

$$u(t, \xi, w) = -\frac{1}{2,131} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-0,1066(t-\tau)} \sin [2,131(t - \tau)] d\tau$$

Bu integralin çözülebilmesi için yer ivmesinin denklemine ihtiyaç duyulmaktadır. Ancak denklem bulunmadığı ve eldesi zor olduğu için çözümde sayısal yöntemlere

başvurulacaktır. İntegralin tek bir fonksiyon halinde dönüştürülecek ve bu fonksiyon 0,05 sn aralıklarda trapez yöntemi kullanılarak sayısal integrasyon uygulanacaktır:

$$u(t, \xi, w) = \int_0^t F(\tau) d\tau$$

$$F(\tau) = -\frac{1}{2,131} \ddot{u}_g(\tau) e^{-0,1066(t-\tau)} \sin [2,131(t - \tau)]$$

Trapez kuralına göre bir fonksiyonun integrali aşağıdaki denklem ile hesaplanır;

$$\int_a^b f(x) dx = \sum \frac{h(f_i + f_{i+1})}{2} \quad (4.20)$$

Burada;

h Artım miktarını;

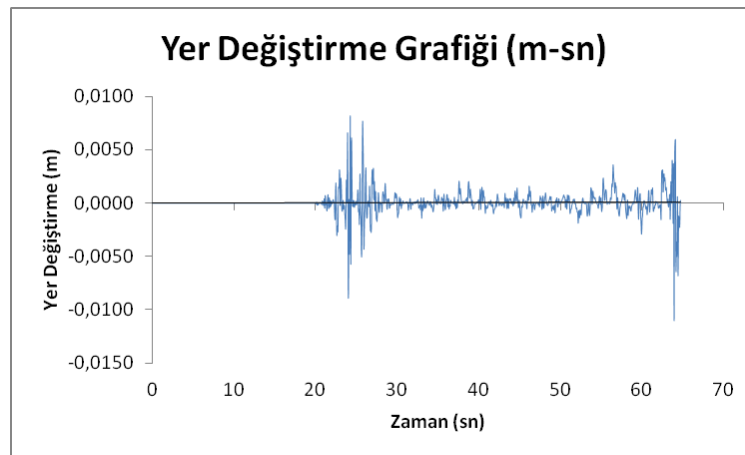
f_i i noktasındaki fonksiyon değerini;

f_{i+1} $i+1$ noktasındaki fonksiyon değerini;

göstermektedir.

Çözüm her 0,05sn için yapılacağından artım miktarı da 0,04 olacaktır. t için ise değer 64,76 sn alınıp işlemler buna göre sürdürülecektir.

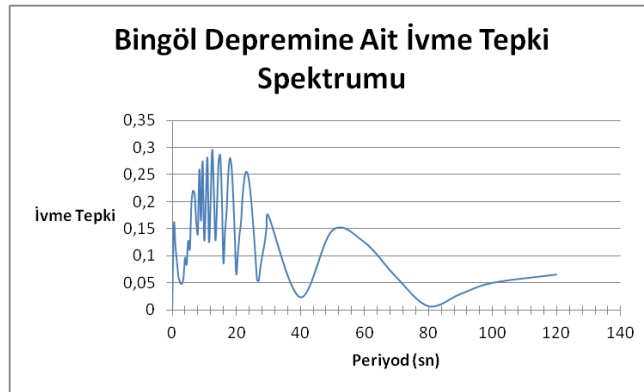
Bulunan değerler ile çizilecek $u(t, \xi, w)$ grafiği şekil 4.9 ile gösterilmiştir.



Şekil 4.9 : Bingöl depremi yüklemesine ait yer değiştirme grafiği.

Hesaplanan değerler sonucu sistemde oluşacak maksimum yer değiştirme, deprem başladıktan, 8,32 sn sonra, yani 27,32. sn'de meydana gelmektedir. Maksimum yer değiştirme, $u(t)_{max} = u(63,92) = 0,011g$ olarak hesaplanmıştır. Bu değer yaklaşık olarak 11 cm olmaktadır. Görüleceği üzere depremin maksimum ivmesine ulaşıldığında, maksimum deplasman oluşmamaktadır.

Yapının daha doğru analizi için depreme ait ivme tepki spektrumu oluşturulmalıdır. Bu spektrum şekil 4.10 ile verilmiştir,



Şekil 4.10 : Bingöl depremine ait ivme tepki spektrumu.

Bu spektrum için yapının periyodu olan 1,381. saniyesine ait ivme tepki değeri okunduğunda 0,095g olarak bulunur. Bu değer aşağıdaki formülde yerine yazılırsa yapının bu deprem altında tabanda oluşacak kesme kuvveti elde edilir;

$$V = \frac{WA_0IS_a}{R} \quad (4.21)$$

Değerler yerine yazıldığında;

$$V = \frac{WA_0IS_a}{R} = \frac{3000000 \times 9,81 \times 0,4 \times 1,5 \times 0,095}{2} = 8388 \text{ kN}$$

Bu hesap karşılaştırma amaçlı olduğundan yaklaşık bir hesap yöntemi kullanılmıştır.

Deprem ivme spektrumunda görülen maksimum ivme tepki değeri, yönetmelikte belirlenen 0,4g değerinden daha düşük kalmaktadır. Bu durum, ülkemiz standartlarında verilen ivme tepki değerlerinin güvenli olduğunu gösterir niteliktedir.

Görüleceği üzere DBYBHY-2007 ile eşdeğer yük yönteminde verilen formüllerle hesaplanan yer değiştirme, yönetmeliğin öngördüğü kuvvetler alındığında taban

kesme kuvveti 11549 kN olarak bulunmuştur. Bu değer daha sonra sürekli sistem kabulü ile çözüm halinde elde edilen hesaplama sonucu ile karşılaştırılacaktır.

4.2.1.2 Sürekli sistem ile çözüm

Sürekli dereceli sistemler ile bir yapının kütle ve rijitlik gibi fiziksel ve mekanik değerleri, gerçeğe yakın olarak yapıya yayılı şekilde kabul edilip çözüm yapılabilir. Bu çözüm tek serbestlik dereceli sistemlere göre gerçeğe daha yakın bir sonuç vermektedir.

Sistemde herhangi bir noktanın deplasmanı, o noktanın yüksekliğine ve zamana bağlı olarak, $u(z,t)$ şeklinde ifade edilebilir. Bu ifadenin terimlerinin iki farklı değişkenli denklem olarak ayrılıp çarpım halinde yazılabildiğini varsayarsak;

$$u(z,t) = \phi(z)Y(t) \quad (4.22)$$

Bu denklem vasıtasıyla hareket denklemi tekrar yazılacak olursa;

$$\ddot{Y}(t) + 2\xi\omega_n\dot{Y}(t) + \omega_n^2Y(t) = -\ddot{u}_g(t)$$

Denklemin diğer çarpanı da şu şekilde kabul edilsin:

$$\phi(z) = A_1\sin(az) + A_2\cos(az) + A_3\sinh(az) + A_4\cosh(az); \quad a^4 = \frac{m(z)\omega^2}{EI(z)}$$

Bu denklemde A_1, A_2, A_3, A_4 katsayıları sınır ve süreklilik koşulları yardımıyla elde edilecektir. Bu katsayıların belirlenebilmesi için öncelikle sınır koşulları belirlenmelidir. Bu sayede bu koşulları sağlayacak değerler hesaplanarak bilinmeyenler elde edilebilir. Bu süreklilik ve sınır koşulları ise şu şekildedir;

$$\phi(z=0) = 0; \quad \phi'(z=0) = 0$$

$$\phi''(z=L) = 0; \quad EI(z=L)\phi'''(z=L) = Mw^2\phi(z=L)$$

Bu sınır şartları uygulanır ve ilgili sadeleştirmeler yapılırsa;

$$\phi(z=0)_1 = 0; \quad \phi'(z=0)_1 = 0 \text{ ise;}$$

$$\phi(0) = A_1\sin(0) + A_2\cos(0) + A_3\sinh(0) + A_4\cosh(0) = 0;$$

$$\phi'(0) = A_1\cos(0) - A_2\sin(0) + A_3\cosh(0) + A_4\sinh(0) = 0;$$

$$\phi''(z=L) = 0; \quad \phi'''(z=L) = \frac{Mw^2}{EI(z=L)}\phi(z=L) \text{ ise;}$$

$$\emptyset''(L) = A_1 D_1 + A_2 D_2 + A_3 D_3 + A_4 D_4 = 0 ;$$

$$\emptyset'''(L) = A_1 E_1 + A_2 E_2 + A_3 E_3 + A_4 E_4 = 0 ;$$

Burada D_i ve E_i katsayıları frekansa bağlı değişkenler olup aşağıda verilmiştir;

$$D_1 = -3,97 \times 10^{-4} w \sin(1,6763\sqrt{w}) + 1,838 \times 10^{-4} \sqrt{w} \cos(1,6763\sqrt{w})$$

$$D_2 = -3,97 \times 10^{-4} w \cos(1,6763\sqrt{w}) - 1,838 \times 10^{-4} \sqrt{w} \sin(1,6763\sqrt{w})$$

$$D_3 = 3,97 \times 10^{-4} w \sinh(1,6763\sqrt{w}) + 1,838 \times 10^{-4} \sqrt{w} \cosh(1,6763\sqrt{w})$$

$$D_4 = 3,97 \times 10^{-4} w \cosh(1,6763\sqrt{w}) + 1,838 \times 10^{-4} \sqrt{w} \sinh(1,6763\sqrt{w})$$

$$E_1 = (-7,909 \times 10^{-6} \sqrt{w^3} + 5,129 \times 10^{-6} \sqrt{w}) \cos(1,6763\sqrt{w}) - (1,103 \times 10^{-5} w + 2,165 \times 10^{-6} w^2) \sin(1,662\sqrt{w})$$

$$E_2 = (7,909 \times 10^{-6} \sqrt{w^3} - 5,129 \times 10^{-6} \sqrt{w}) \sin(1,6763\sqrt{w}) - (1,103 \times 10^{-5} w + 2,165 \times 10^{-6} w^2) \cos(1,662\sqrt{w})$$

$$E_3 = (7,909 \times 10^{-6} \sqrt{w^3} + 5,129 \times 10^{-6} \sqrt{w}) \cosh(1,6763\sqrt{w}) + (1,103 \times 10^{-5} w - 2,165 \times 10^{-6} w^2) \sinh(1,662\sqrt{w})$$

$$E_4 = (7,909 \times 10^{-6} \sqrt{w^3} + 5,129 \times 10^{-6} \sqrt{w}) \sinh(1,6763\sqrt{w}) + (1,103 \times 10^{-5} w - 2,165 \times 10^{-6} w^2) \cosh(1,662\sqrt{w})$$

Burada bilinmeyenlerin bulunabilmesi için denklem sistemlerinin tanımlanması matris formda yapılır. Tüm denklemler sıfıra eşit olduğundan matrislerin vektörel çarpımı da sıfıra eşit olacaktır. Bu durum, katsayılar matrisinin determinantının sıfır olması veya tüm bilinmeyenlerin sıfır olması ile mümkündür. Tüm bilinmeyenlerin sıfır olmadığı bilindiğinden, katsayıların determinantı sıfır olmalıdır. Burada tek bilinmeyen değer artık frekans, yani “w” değeridir. Matrisin determinantını sıfıra eşitleyecek her frekans değeri, sistemin frekansı olabilir. Sürekli bir sistem olarak çözüm yapıldığından, yani serbestlik derecesi sonsuz alındığından, sonsuz sayıda frekans değeri olacaktır. Ancak ilk bir kaç frekans değeri genellikle en yüksek kuvvet değerlerini vermektedir.

Matris determinantı hesaplanıp sıfıra eşitlendiğinde yüksek dereceden bir denklem elde edilir. Bu denklemin kökleri frekansı verecektir. Sistem MATLAB programı

kullanılarak çözüldüğünde matrisin determinantını sıfıra eşitleyen üç frekans şu şekilde bulunmuştur:

$$w_1 = 2,206055 \text{ rad/sn};$$

$$w_2 = 14,1644475 \text{ rad/sn};$$

$$w_3 = 34,124727941 \text{ rad/sn};$$

Bu frekanslar için periyod değerleri sırasıyla 1,29 saniye, 0,03 saniye, 0,0054 saniye olarak bulunur. Bu değerlere ait frekanslar sırasıyla 0,774 Hz, 33 Hz ve 185 Hz olmaktadır.

Frekans değerleri hesaplandıktan sonra denklem sistemindeki 4 adet bilinmeyen hesaplanabilir. Ancak sistem homojen lineer bir denklem sistemidir. Matrisin kare alt matrislerinde sıfırdan farklı determinant da mevcut olduğundan problemin sonsuz çözümü bulunmaktadır. Matrisin rankı 3 olarak hesaplanmıştır. Matrisin boyutları da 4x4 olduğundan matrisin serbestlik derecesinin 1 olduğu bulunabilir. Diğer bir deyişle bilinmeyenlerden birisinin bilinmeyen olarak kalması ve çözümün bu yönde olması gerekir. Frekans bulunma aşamasında determinant sıfıra eşitlendiğinden, bu sonuç beklenen bir sonuçtur. Bu nedenle A_1 sayısı sabit kabul edilerek denklemler bu bilinmeyen cinsinden yazılacaktır. Çözüm bu şekilde ele alındığında birinci frekans değeri için denklemler şu şekilde bulunur;

$$\emptyset(z) = A_1[\sin(az) - 1,1914\cos(az) - \sinh(az) + 1,1914\cosh(az)]$$

Bu denklem bulunduktan sonra yer değiştirme denkleminin ikinci çarpanı olan ve zamana bağlı kısmını oluşturan denklemin çözülmesi gerekir. Burada birinci frekans için belirlenen değerler kullanılarak hesap yapılacaktır. Yukarıda verilen denklemlerin diğer frekanslarıyla yapılan hesabı ve sonuçları doğrultusunda çizilmiş deplasman halleri şekil 4.12 ile gösterilmiştir.

Hareket denkleminin formu şu şekilde olduğu verilmişti;

$$\ddot{Y}_i(t) + 2\xi w_i \dot{Y}_i(t) + w_i^2 Y_i(t) = -\ddot{u}_g(t)$$

Çözümde, yönetmelikte verilen birinci derece deprem bölgesi ve Z3 tipi için olan ivme tepki spektrumu eğrisi değerleri kullanılacaktır. Bunun nedeni, kule, köprü ve çok katlı yapılarda periyodun yüksek çıkması ve yumuşak zeminlerde yüksek periyodlarda daha yüksek ivmelerin yapıya etkimesidir.

Çözüm için denklem 4.20'den yararlanılmıştır. Elde edilen zamana bağlı yer değiştirme grafiği aşağıda verilmiştir;

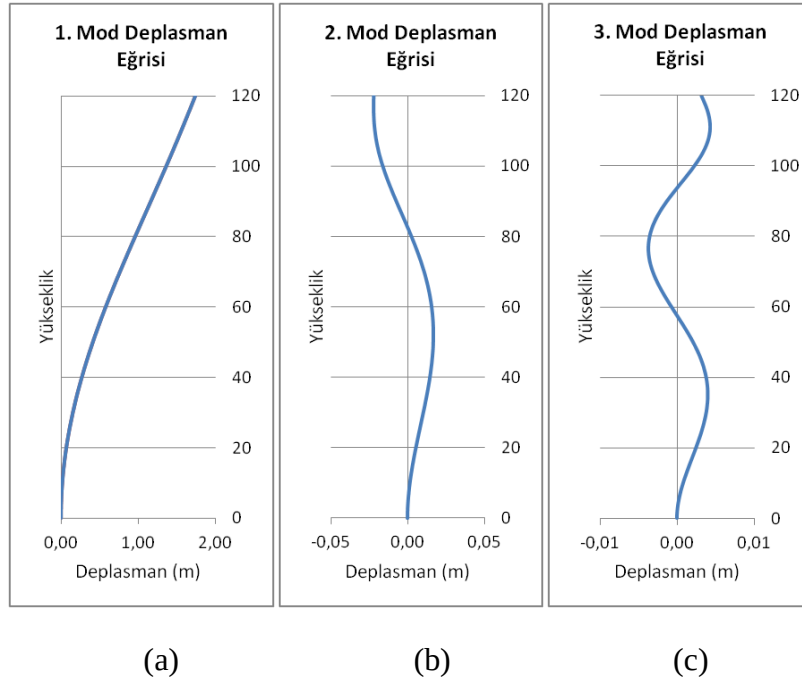


Şekil 4.11 : Sürekli sistemin birinci frekansına göre yer değiştirme grafiği.

Bu değerler incelediğinde en yüksek yer değiştirme değerine 0,2. saniyede ulaşıldığı görülmektedir. Bu saniyede kulede meydana gelecek iç kuvvetler maksimum düzeyde olacaktır. Dolayısıyla bu noktaya ait yer değiştirme, maksimum yer değiştirme bileşeni, yani $Y(t)_{maks}$ olacaktır. Bu değer 62,4 cm olarak bulunur.

Bilinmeyenler bulunduğu göre denklemler ve buna bağlı olarak iç kuvvetler de bulunabilir;

$$u_{maks}(z, t) = \phi(z)Y(t)_{maks}$$



Şekil 4.12 : Bulunan frekanslara göre kulenin yer değiştirme grafikleri: (a) 1. frekans; (b) 2. frekans; (c) 3. frekans.

Burada en uçta oluşacak yer değiştirmelerin mutlak değeri 1. modda 175 cm; 2. modda 2,2 cm ve 3. modda 0,16 cm olmaktadır.

4.2.1.3 IEC 61400-1 ve ASCE/AWEA yönetmeliklerine göre zm

IEC 61400-1 yönetmeliğinde belirtilen esaslarda deprem analizinin bu tip yapılarda şart olmadığı belirtilmiştir. Ancak yapılmasının gerekli görülmesi halinde ise şu adımlar izlenerek analiz yapılabilir;

- 1- Bölge hakkında zemin ve inşaat alanına ait veriler toplanır veya tahmin edilir.
- 2- Sönüm oranı %1 kabul edilerek bulunmuş frekans için tasarım ivme spektrumu ve deprem bölgesi katsayısı kullanılır.
- 3- Kule ucunda, nasil, rotor ve kule ağırlığının yarısının toplamı toplu kütle olarak kabul edilir ve deprem ivmesi bu kütleye etkitilir.
- 4- Bulunan kesit tesirleri efektif rüzgar hızı ile elde edilmiş kesit tesirlerine ilave edilir.
- 5- ıkan sonuçlar diğer tasarım yükleriyle ve gerilme değerleriyle karşılaştırılır.

Görüleceği üzere bu yönetmelikte önerilen hesap yöntemi tek serbestlik dereceli sisteme benzerdir.

ASCE/AWEA yönetmeliğinde ise sönüm oranı %5 kabul edilerek ASCE 7-05 kriterlerinin uygulanabileceği belirtilmiştir. ASCE 7-05 yönetmeliğinde ise tasarım şu adımlar izlenerek yapılır;

- 1- Bina kullanım grubu belirlenir.
- 2- Yer hareketi parametreleri belirlenir.
- 3- Zemin sınıfı belirlenir.
- 4- Zemin katsayı düzeltme faktörleri belirlenir.
- 5- Tasarım yer hareketi parametreleri belirlenir.
- 6- Deprem tasarım sınıfı belirlenir.
- 7- nem katsayısı belirlenir.
- 8- Yapısal sistem katsayısı belirlenir.
- 9- Sistemdeki düzensizlikler incelenir.

- 10- Diyafram davranışı belirlenir.
- 11- Azaltma faktörü belirlenir.
- 12- Yanal kuvvet prosedürü belirlenir.
- 13- Yanal kuvvet hesaplanır.
- 14- Kombinasyonlar uygulanır.
- 15- Gerilme, deplasman ve stabilite analizleri yapılır.

Bu yönetmelik ise ülkemiz yönetmeliklerindeki yaklaşım ile örtüşmektedir.

IEC 61400-1 yönetmeliğine göre çözüm adım adım yapılırsa;

1- Zemin sınıfının yumuşak killi zemin ve deprem bölgesinin 1. deprem bölgesi olduğu kabul edilmiştir.

2- Sönümsüz sistem için bulunan frekans değeri, 3,075 rad/sn, sönüm oranı %1 olduğunda bu değer ihmal edilebilir ölçüde azaldığından, bu frekans değeri kabul edilecektir. Bu kabule göre yapının periyodu 0,664 saniye alınmıştır. Sürekli sistem kabulü ile çözüm yapılarak bu periyoda ulaşıldığından, sistemin sönümü ve sünekliliği de bu yöntemde zaten hesaba katılmıştır. Dolayısıyla tasarım ivme spektrumu bulunurken kullanılacak azaltma katsayısı, $R_a(T)$, değeri 1 alınacaktır.

$$S(T) = 2,5 \left(\frac{T_B}{T} \right)^{0,8} = 2,5 \left(\frac{0,60}{1,29} \right)^{0,8} = 1,355$$

$$S_a = \frac{S(T)}{R_a(T)} = \frac{1,355}{1} = 1,355$$

3- Nasıl, rotor ve kulenin yarısının toplam ağırlığı, daha önce hesaplanan değerler kullanıldığında 17020 kN olarak bulunabilir. Öyleyse taban kesme kuvveti;

$$V = W A_0 S_a = 17020 \times 0,4 \times 1,355 = 9226 \text{ kN}$$

ASCE/AWEA yönetmeliğine göre, yönetmeliğin referans gösterdiği IBC-2006 (International Building Code) yönetmeliğinden de yararlanılarak, çözüm yapılırsa;

1- Bina kullanım grubu “Güç İstasyonları” niteliği nedeniyle III grubundadır (IBC 2006 Tablo 1604.5).

2- Yer hareketi için karakteristik spektral ivme değerleri kısa periyod için $S_s = 0,6$ ve $T=1\text{sn}$ periyodu için $S_1 = 1,5$ olarak belirlenmiştir (ASCE 7-05 Şekil 22-3).

3- Zemin grubu, yapının niteliği ve deprem kuvvetlerinin daha yoğun olduğu D grubu olarak seçilmiştir.

4- Zemin sınıfı düzeltme katsayıları $F_a = 1,48$ ve $F_v = 1,5$ olarak belirlenmiştir (IBC 2006 Tablo 1613.5.3)

5- Tasarım yer hareketi parametreleri IBC 2006, Denklem 16-37 – Denklem 16-40 aralığındaki denklemler ile şu şekilde belirlenir;

$$S_{MS} = F_a S_s = 0,89$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 2,25$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = 0,59$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 1,50$$

6- Deprem tasarım sınıfı D olarak belirlenmiştir (IBC 2006 Tablo 1613.5.6).

7- Bina önem katsayısı III grup yapılar için 1,25 olarak alınır (ASCE 7-05 Tablo 11.5-1)

8- Sırasıyla tepki modifikasyon katsayısı, sönüm katsayısı ve deplasman büyütme katsayısı şu şekilde belirlenmiştir (ASCE 7-05 Tablo 15.4-2);

$$R = 2$$

$$\Omega_D = 2$$

$$C_D = 2$$

9- Yönetmelikte verilen düzensizliklerin hiç biri tasarlanan yapıda mevcut değildir.

10- Yapı, “binalar ile benzerlik göstermeyen yapılar” sınıfına girmektedir (ASCE 7-05 Madde 12.3.4.1).

11- “Binalar ile benzerlik göstermeyen yapılar” için azaltma katsayısı, $\rho = 1$ alınır (ASCE 7-05 Madde 12.3.4.1)

12- Yanal yük prosedürü olarak ASCE 7-05 Madde 12.8 ile belirtilen Eşdeğer Yanal Yük Prosedürü uygulanacaktır.

13- ASCE 7-05, Denklem 12.8-1 ile Denklem 12.8-7 ve ilgili tablolar ile yanal yük hesaplaması yapılabilir;

$$V = C_s W$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s-max} = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I}\right)}$$

$$C_{s-min} = \min\{0,044S_{DS}I \text{ veya } 0,01\}$$

$$C_T = 0,020 ; x = 0,75$$

$$T_a = C_T h_n^x$$

$$S_{D1} > 0,40 \text{ için } C_u = 1,40$$

$$T = C_u T_a$$

Denklemler hesaplanırsa;

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,59}{\left(\frac{2}{1,25}\right)} = 0,369$$

$$T_a = C_T h_n^x = 0,020 \times 120^{0,75} = 0,725 \text{ sn}$$

$$T = C_u T_a = 1,4 \times 0,725 = 1,015 \text{ sn}$$

$$C_{s-max} = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I}\right)} = \frac{0,369}{1,015 \left(\frac{2}{1,25}\right)} = 0,227$$

$$C_{s-min} = \min \left\{ 0,044S_{DS}I \text{ veya } \frac{0,5S_1}{\left(\frac{R}{I}\right)} \right\} = \min\{0,032 \text{ veya } 0,01\} = 0,032$$

$$C_s = C_{s-max} = 0,227$$

$$V = C_s W = 0,231 \times 30000 = 6818 \text{ kN}$$

Görüleceği üzere ASCE 7-05 ve IEC 61400-1 yönetmelikleri esaslarına ve çalışma için kabul edilen varsayımlara göre yapılan hesaplamalar birbirinden farklı sonuçlar vermektedir.

Ülkemiz yönetmeliklerinde belirtilen eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılarak yeni frekansa göre işlem yapıldığında taban kesme kuvveti 12195 kN bulunur. Bu değer, ASCE yönetmeliğine göre oldukça yüksek kalmakta iken IEC yönetmeliğine yakın bir değer vermektedir.

4.2.1.4 Tasarım kuvvetlerinin belirlenmesi

Sürekli sisteme ait kesme kuvvetinin ve momentin bulunabilmesi için aşağıdaki denklemden yararlanılır;

$$V = -\frac{\partial}{\partial z} \left[EI(z) \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial z^2} \right] = -\frac{d}{dz} \left[EI(z) \frac{d^2 \phi(z)}{dz^2} \right] Y(t) \quad (4.23a)$$

$$M = -EI(z) \frac{\partial^2 u(z, t)}{\partial z^2} = -EI(z) \frac{d^2 \phi(z)}{dz^2} Y(t) \quad (4.23b)$$

$Y(t)$ denklemi için değer 1. modda 0,624 olarak bulunmuştu. Eğilme rijitliğinin $z=0$ noktasındaki değeri de yerine yazılırsa tabanda oluşacak kesme kuvveti şu şekilde bulunur;

$$V = 20603 \text{ kN}$$

Taban kesme kuvveti, yapının sürekli sistem olarak çözümü halinde üç modun birleştirilmesi ile elde edilmesi gerekir. Ülkemiz yönetmeliklerinde belirtildiği şekilde $T_m/T_n > 0,80$ şartının herhangi bir periyod için sağlanması durumunda tam karesel birleştirme metodu uygulanır. Bunun için aşağıdaki denklemlerden faydalanır;

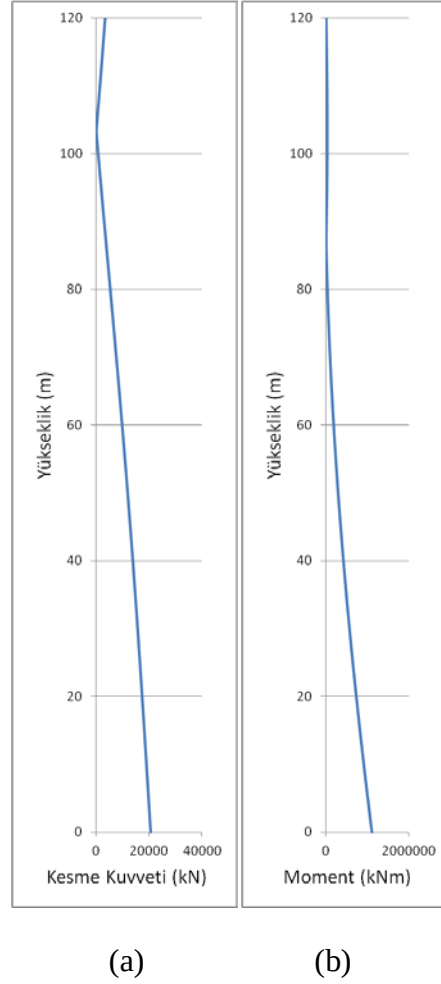
$$\rho_{nm} = \frac{8\xi^2(1+r)r^{3/2}}{(1-r^2)^2 + 4\xi^2r(1+r)^2 + 8\xi^2r^2} \quad (4.24)$$

$$r = \frac{w_n}{w_m} \quad (4.25)$$

$$F = \sqrt{\sum \sum f_n \rho_{nm} f_m} \quad (4.26)$$

Bu denklemler ile çözüm yapıldığında her bir modun iç kuvvetlere katkısı belirlenebilir. Burada mod sayısı, modların her biri için etkin kütlenin toplamının, toplam kütlenin %90'ı kadar olmasıdır. Sürekli sistemlerde sonsuz mod mevcut olduğundan, seçilen ilk üç modun bu şartı sağladığı kabul edilerek işlemler sürdürülmüştür.

3 mod için de tam karesel yöntemle göre mod birleştirme yapıldığında kesme ve moment kuvvetleri şu şekilde bulunur;



Şekil 4.13 : Mod birleştirme yöntemine göre deprem kuvvetlerinin oluşturduğu kesme ve moment diyagramları: (a) kesme diyagramı; (b) moment diyagramı.

Taban kesme kuvveti mod birleştirme işlemi sonucunda şu şekilde bulunmuştur;

$$V_{taban} = 20633 \text{ kN}$$

Bu değer ASCE ve IEC yönetmeliklerinden ve ülkemiz yönetmeliklerinden hesaplanan değerlerden daha yüksek kalmaktadır. İlk mod ile mod birleştirme yöntemi sonucunda, diğer modlardan gelen katkı yaklaşık 30 kN olup, bu değer, ilk modun %0,146 kadardır. Diğer bir deyişle, bu kuvvetin %99,85'i 1. moddan gelen kuvvet katkısıdır. İşleme katılan mod sayısı arttıkça, ilk modun katılım payı ihmal edilebilir boyutta düşmektedir. Dolayısıyla işleme alınan mod sayısı yeterlidir. Buna göre yeni maksimum kesit tesirleri şu şekilde bulunur;

$$V_{taban} = 22117 \text{ kN}$$

$$M_{taban} = 961653 \text{ kNm}$$

Görüleceği üzere taban kesme kuvveti ülkemiz yönetmeliklerinde belirtilen şartları sağlamakla birlikte ASCE ve IEC yönetmeliklerinde verilen değerlerden de yüksek çıkmaktadır. Deprem kuvvetlerinden oluşacak tasarım kesit tesirleri olarak bu değerler alınacaktır.

4.3 Rüzgar Yükü

Yapıya etkiyecek rüzgar yükü, yapının rüzgar doğrultusundaki yüzey alanına, yapının geometrisine ve rüzgarın hızına bağlı olarak değişmektedir. Rüzgar cisimlere hem sürükleme, hem de kaldırma kuvveti uygular. Bu kuvvetlerden sadece sürükleme kuvveti kuleye etki edecektir. Ancak kanatlarda kaldırma kuvveti ve sürükleme kuvvetinin her ikisi de etki edecek, bu etki eden kuvvetler de dolayısıyla kuleye aktarılacaktır.

Bu alışmada IEC ve ASCE/AWEA yönetmeliklerinde belirtilen kriterler üzerinden rüzgar yükü hesaplanacaktır. Hesaplama Meteoroloji Genel Müdürlüğü'nden edinilen verilerden de yararlanılacaktır.

4.3.1 Rüzgar kayıtlarının değerlendirilmesi

Temin edilen verilerin tümü 10m yükseklikte yapılan ölçümler sonucunda elde edilen rüzgar hızlarıdır. Rüzgar hızı yüksekliğe bağlı olarak artacağından, bu hızların da kule yüksekliğine göre yeniden düzenlenmesi gerekir.

Konu, kulenin dayanımı olunca temel alınacak rüzgar kuvvetinin de maksimum düzeyde olması, dolayısıyla maksimum rüzgar hızının alınması gerekmektedir. Bu hız, geçilen bölgelerden biri olan Çanakkale ilinin Bozcaada istasyonunda ölçülmüş

olup, saatte 162 kilometre hıza sahip olan rüzgardır. Tasarlanan kulenin bu hızda bir rüzgar basıncını da karşılayabilmesi gerekir. Ortalama hız olarak ise uzun yıllar aylık ortalama rüzgar hızı olan ve yine Çanakkale ilinin Bozcaada istasyonunda ölçülen, saatte 25,2 kilometre hıza sahip rüzgar esas alınacaktır.

Aylık ortalama ve maksimum rüzgar hızları ile aylık kuvvetli rüzgarlı günlerin sayısı kullanılarak kule fizibilitesi, verimi ve üretim miktarı yüzeysel olarak hesaplanacaktır.

4.3.2 Maksimum rüzgar hızı ve yapıya etkiyecek rüzgar yükü

IEC ve ASCE standartlarında, rüzgar türbini için sekiz farklı senaryo verilmiştir. Bu senaryolar hem türbinin hem de kulenin tasarlanması için kullanılmaktadır. İnşaat mühendisliğinde oluşabilecek en elverişsiz koşullar dikkate alınmaktadır. Dolayısıyla bu çalışmada, sekiz senaryo içerisinde bulunan “En Elverişsiz Rüzgar Modeli (EWM)” ve “En Elverişsiz Sınır İşletme Hızı (EOG)” senaryoları değerlendirilecektir.

IEC ve ASCE standartlarına göre referans rüzgar hızı türbin tipine göre değişmektedir. Bu çalışmada örnek olarak alınan NREF 5MW türbininin sınıfı 1B’dir. Bu sınıf için ise standartlarda verilen hub yüksekliğindeki referans rüzgar hızı 50 m/sn olmaktadır. Standartta, fırtına koşulları için ise hub yüksekliğindeki referans hızın aşağıdaki formül ile hesaplanması önerilmektedir;

$$V_{e50} = 1,4V_{ref} \quad (4.27)$$

Burada;

V_{e50} fırtına koşulları için hub yüksekliğindeki referans hızını;

V_{ref} türbin tipine göre belirlenmiş hub yüksekliğindeki referans hızını;

göstermektedir.

Bunun yanı sıra, yönetmeliklerde bu değerlerin minimal değerler olduğu, kulenin yapılacağı bölgenin koşullarının da dikkate alınması gerektiği belirtilmektedir. Dolayısıyla Meteoroloji Genel Müdürlüğü’nden alınan “Uzun Yıllar Maksimum Rüzgar Hızı” verileri de değerlendirilecektir.

Alınan verilerde 10m yükseklik için maksimum rüzgar hızı 162 km/sa veya 45m/sn olduğu görülmektedir. Ancak rüzgar hızı yükseklik ile artacaktır. Bu artış miktarı denklem 4.28 ile hesaplanabilir.

$$V(z) = \left(\frac{z}{z_r} \right)^\alpha V_r \quad (4.28)$$

Burada;

- $V(z)$ rüzgar profili denklemini;
- z yüksekliği;
- z_r rüzgar hızının ölçüldüğü yüksekliği;
- α yüzey pürüzlülük katsayısını;
- V_r ölçülen rüzgar hızını;

göstermektedir.

Formülde bulunan yüzey pürüzlülük katsayısı, kulenin bulunacağı eğimsiz ve az yada hiç engelin bulunmadığı bölgeler için 0,2 alınır. Hub yüksekliğinde rüzgar hızı hesaplanacağından, $z_{hub} = 122,5m$ yükseklikteki hız hesaplanırsa;

$$V_{e50} = 1,4V_{ref} = 1,4 \times 50 = 70 \text{ m/sn}$$

$$V(z) = \left(\frac{z}{z_r} \right)^\alpha V_r = \left(\frac{122,50}{10} \right)^{0,20} \times 45 = 74 \text{ m/sn}$$

Rüzgar hızları hesaplandığında 122,50 m yükseklik için alınacak referans fırtına hızlarının birbirine yakın olduğu görülür. Hesaplamalarda büyük değer olan 74 m/sn değeri, V_{e50} olarak kabul edilecektir. Bu hız EWM senaryosu için hesaplanan hızdır.

EOG senaryosu için ise hız şu formüller yardımı ile hesaplanır;

$$V_{e1} = 1,12V_{ref} \quad (4.29)$$

$$\sigma_1 = I_{ref}(0,75V_{hub} + b) \quad (4.30)$$

$$V_{gust} = \min \left\{ 1,35(V_{e1} - V_{hub}) \left| 3,30 \left(\frac{\sigma_1}{1 + 0,1 \frac{D}{\Lambda_1}} \right) \right. \right\} \quad (4.31)$$

$$V(z) = \left(\frac{z}{z_{hub}} \right)^{0,20} V_{hub} \quad (4.32)$$

$$V(z, t) = V(z) - 0,37V_{gust} \sin \left(\frac{3\pi}{T} \right) \left[1 - \cos \left(\frac{2\pi}{T} \right) \right] \quad (4.33)$$

Burada;

- V_{e1} 1 yıl tekrar periyodlu 10 saniyelik rüzgar hızını;
- σ_1 türbülans standart sapmasını;
- I_{ref} türbülans yoğunluk değerini (1B sınıfı için 0,14 alınır.);
- b IEC 61400-1 Denklem 6.11 ile verilen değer (5,6 m/sn alınır.);
- V_{gust} yüzey pürüzlülük katsayısını;
- V_{hub} İmalatçı tarafından verilen cut-out hızını (NREL 5MW için 25 m/sn);
- D rotor yarıçapını;
- Λ_1 türbülans oranı parametresi (60 metreden yüksek türbinler için 42 alınır.);
- T ölçülen rüzgar hızını;

göstermektedir.

Bu denklemler kullanılarak EOG senaryosuna ait hub yüksekliğindeki rüzgar hız profili çıkartılırsa;

$$V_{e1} = 1,12V_{ref} = 1,12 \times 50 = 56 \text{ m/sn} \quad \sigma_1 = 0,14(0,75 \times 25 + 5,6)$$

$$V_{gust} = \min \left\{ 1,35(56 - 25) \left| 3,30 \left(\frac{3,409}{1 + 0,1 \frac{80}{42}} \right) \right. \right\}$$

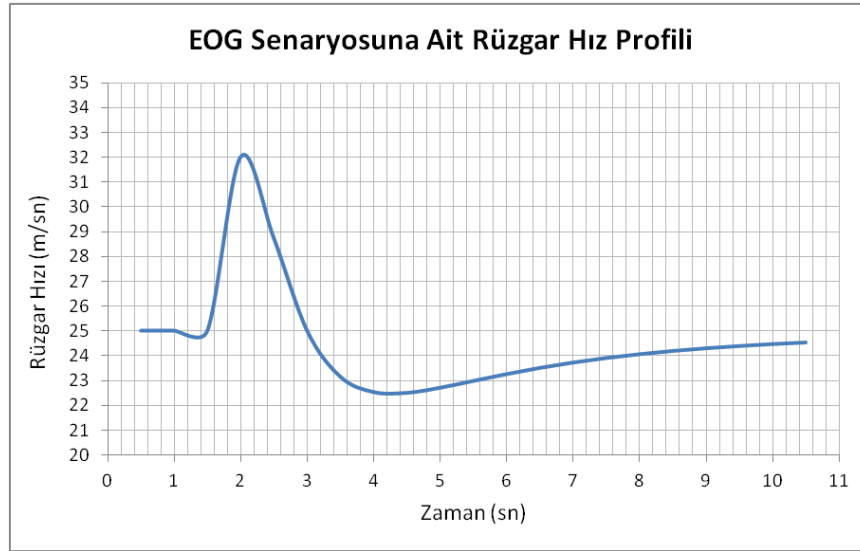
$$V_{gust} = \min\{41,85|9,45\}$$

$$V_{gust} = 9,45 \text{ m/sn}$$

$$V(z = 122,5) = \left(\frac{122,5}{122,5}\right)^{0,20} \times 25 = 25 \text{ m/sn}$$

$$V(z = 122,5, t) = 25 - 3,50 \sin\left(\frac{3\pi}{T}\right) \left[1 - \cos\left(\frac{2\pi}{T}\right)\right]$$

Hız denkleminde T=10,5 saniye alınır. 0-10,5 sn arasında oluşacak rüzgar hız profili şu şekildedir;



Şekil 4.14 : EOG senaryosuna ait 0-10,5 sn aralığındaki rüzgar hız profili.

Maksimum hız 2. saniyede meydana gelmekte olup $V(z = 120, t = 2) = 32 \text{ m/sn}$ olarak bulunur.

Bu hızların kule yüzeyinde yaratacağı basıncın bulunabilmesi için Eurocode 1991-1-4 ve ASCE 7-05 yönetmeliklerinden yararlanılacaktır. Aşağıdaki denklemler yardımıyla Eurocode 1991-1-4 yönetmeliğine uygun hesap yapılabilir;

$$C_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (4.34)$$

$$k_r = 0,234 z_0^{0,07} \quad (4.35)$$

Burada;

$C_r(z)$ yüzey pürüzlülük katsayısını;

z_0 yüzey pürüzlülük parametresini;

göstermektedir.

Yüzey pürüzlülük katsayısı için verilen denklem, yüksekliğin minimum yükseklik ile 200m arasında değiştiği koşul için geçerli olan denklemdir. Burada minimum yükseklik ifadesi, yapının kurulduğu bölgenin topoğrafik özelliklerine göre belirlenmiş bir yüksekliktir. Rüzgar türbin kuleleri genellikle açık düzlüklere kurulduğu için bu topoğrafyada minimum yükseklik, z_{min} , 1m olmaktadır. Ayrıca yine bu topoğrafyada z_o değeri 0,01m alınır.

Bu bilgilere göre 122,5m yüksekliğe sahip kulenin oluşturacağı rüzgar hız profiline ait denklem şu şekilde hesaplanır:

$$k_r = 0,234z_o^{0,07} = 0,234 \times 0,01^{0,07} = 0,1695$$

$$C_r(z) = k_r \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) = 0,1695 \times \ln\left(\frac{z}{0,01}\right) = 0,1695 \ln(z) + 0,781$$

$$C_r(z = 120) = 1,592$$

Temel rüzgar hızı aşağıdaki formül yardımıyla hesaplanır;

$$V_b = \frac{V(z)}{C_r(z)C_o(z)} \quad (4.36)$$

Burada;

$C_o(z)$ orografik katsayısı;

göstermektedir.

Orografik katsayı, rüzgar hızını %5 veya daha fazla etkilemiyorsa 1 olarak alınır. Bu etkilenme durumu belirli arazi prosedürleri ile yapılmaktadır. Bu çalışmada bu katsayı $C_o(z) = 1$ kabul edilmiştir. Denklem 4.36 ile hesap yapıldığında;

$$V_b = \frac{32}{1,592} = 20 \text{ m/sn}$$

$$V_b = \frac{74}{1,592} = 46,48 \text{ m/sn}$$

Temel rüzgar hızı $V_b = 46,50 \text{ m/sn}$ alınabilir. Bu hızların kule yüzeyinde yaratacakları basınç aşağıdaki denklemler yardımıyla hesaplanır;

$$\sigma_v = k_r k_1 V_b \quad (4.37)$$

$$I_v(z) = \frac{\sigma_v}{V_m(z)} \quad (4.38)$$

$$V_m(z) = C_r(z)C_o(z)V_b \quad (4.39)$$

$$q_p(z) = \frac{1}{2} [1 + 7I_v(z)] \rho V_m(z)^2 \quad (4.40)$$

Burada;

σ_v türbülans standart sapmasını;

k_1 arazi katsayısını ($k_1 = 1$ alınacak.);

$I_v(z)$ türbülans katsayısını;

$V_m(z)$ ortalama rüzgar hızını;

ρ hava yoğunluğunu ($1,25 \text{ kg/m}^3$ alınacak.);

$q_p(z)$ yüzey basıncını;

göstermektedir.

Denklemler sırasıyla hesaplanırsa;

$$\sigma_v = 0,1695 \times 46,50 = 7,882 \quad V_m(z) = 46,50 \times (0,1695 \ln(z) + 0,781)$$

$$I_v(z) = \frac{7,882}{7,882 \ln(z) + 36,32}$$

$$q_p(z) = 0,625 \left[1 + \frac{55,174}{7,882 \ln(z) + 36,32} \right] (7,882 \ln(z) + 36,32)^2$$

Bu denkleme ait basınç profili şekil 4.15a ile verilmiştir. Hub yüksekliğinde ve kule ucunda meydana gelecek rüzgar basınçları şu şekilde bulunur;

$$q_p(z = 122,5) = 6002 \text{ N/m}^2$$

$$q_p(z = 120) = 5981 \text{ N/m}^2$$

Bu değerler EWM senaryosu için geçerli olan değerlerdir. Aynı formüller EOG senaryosuna uyarlanır ve $V_b = 25 \text{ m/sn}$ kabul edilirse basınç profili şekil 4. 15b olarak elde edilir.

Bu değerler bulunduktan sonra yapıya etkiyecek yük dağılımı denklem 4.41 ile hesaplanabilir;

$$Q(z) = C_s C_d \sum q_p(z) C_{pe} A_{ref} \quad (4.41)$$

Burada;

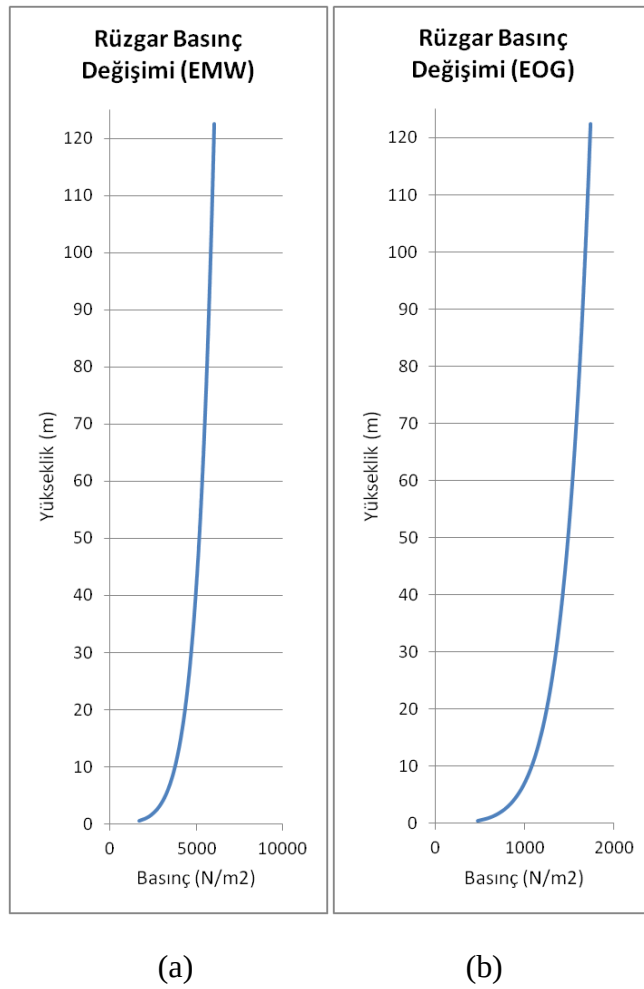
$Q(z)$ kule boyunca oluşacak rüzgar basıncını;

$C_s C_d$ yapısal faktörü;

C_{pe} dış basınç katsayısını;

A_{ref} referans alanı;

göstermektedir.



şekil 4.15 : Rüzgar basınç profilleri: (a) EWM senaryosu; (b) EOG senaryosu.

Referans alanı için şu formül verilmiştir;

$$A_{ref} = b \times l \quad (4.42)$$

Referans alan, belirli bir yüzey üzerindeki basınç ve çekmelerin hesaplanabilmesi için kullanılmaktadır. Ancak bu çalışmada referans yüzeyi, kule yüzeyi olacaktır. Alan hesabında birim yükseklik alınarak kuvvet, kule boyunca yayılı bir yüke dönüştürülecektir. Alan hesabında yüksekliğin birim yükseklik alınması, referans alanın, çevreye eşit olduğu manasına gelir. Buna göre referans alan;

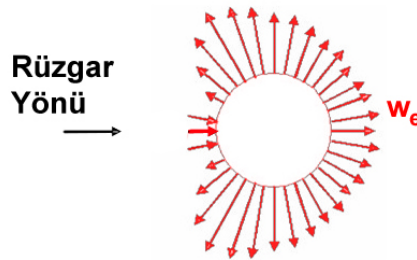
$$A_{ref} = 2r_{dış} \quad (4.43)$$

Dış basınç katsayısının aşağıdaki formül ile hesaplanması önerilmiştir;

$$C_{pe} = -0,55 + 0,25 \cos(\alpha) + \cos(2\alpha) + 0,45 \cos(3\alpha) - 0,15 \cos(4\alpha) \quad (4.44)$$

Burada α açısı, yüzey üzerindeki herhangi bir noktanın, rüzgar yönü ile saat yönünde yaptığı açıdır. Bu katsayı kullanıldığında dairesel kesitte oluşacak yayılı yüklemeye ait denklem aşağıda verilmiş olup, denkleme ait dağılım şekil 4.16 ile gösterilmiştir.

$$w_e = q_p(z)C_{pe} \quad (4.45)$$



Şekil 4.16 : Dairesel kesit üzerinde yük dağılımı.

Kulede, herhangi bir yükseklikte 1 derecelik açının çevresi, o açığa ait dış basınç katsayısı ve o yüksekliğe ait rüzgar basıncı ile çarpılırsa şu formül elde edilir;

$$w_e(z_h, \alpha) = q_p(z_h)C_{pe}(\alpha) \frac{2\pi r_{dış}(z_h)}{360} \quad (4.46)$$

Bu denklemin sinüs bileşeni rüzgar yönüne dik kuvveti, kosinüs bileşeni ise rüzgar yönüne paralel kuvveti verecektir. Yük dağılımının simetrik olmasından dolayı herhangi bir rüzgar yönü altında, o rüzgar yönüne dik kuvvetlerin bileşkesi sıfırdır. Rüzgar kuvvetlerine paralel yüklerin bileşkesi ise şu denklem ile bulunabilir;

$$w_e(z_h) = 2 \sum_{\alpha=1}^{180} \cos(\alpha) q_p(z_h) C_{pe}(\alpha) \frac{2\pi r_{dış}(z_h)}{360} \quad (4.47)$$

Denklem 4.47, denklem 4.41’de yerine yazılırsa;

$$Q(z) = 2x \left[C_s C_d \sum_{\alpha=1}^{180} \cos(\alpha) q_p(z_h) C_{pe}(\alpha) \frac{2\pi r_{dış}(z_h)}{360} \right] \quad (4.48)$$

Yapısal katsayı EN-1991-1-4 yönetmeliğinde verilen şartlara göre bu yapı için aşağıda verilen formüller ile hesaplanmalıdır;

$$C_s C_d = \frac{1 + 2k_p I_v(z_s) \sqrt{B^2 + R^2}}{1 + 7I_v(z_s)} \quad (4.49)$$

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{b+h}{L(z_s)} \right)^{0,63}} \quad (4.50)$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2\delta} S_L(z_s, n_{1,x}) R_h(\eta_h) R_b(\eta_b) \quad (4.51)$$

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6,8 f_L(z_s, n_{1,x})}{[1 + 10,2 f_L(z_s, n_{1,x})]^{5/3}} \quad (4.52)$$

$$f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{n_{1,x} L(z_s)}{V_m(z_s)} \quad (4.53)$$

$$L(z_s) = L_t \left(\frac{z_s}{z_t} \right)^{0,67 + 0,05 \ln(z_0)} \quad (4.54)$$

$$R_h(\eta_h) = \frac{1}{\eta_h} - \frac{1}{2 - \eta_h^2} (1 - e^{-2\eta_h}) \quad (4.55)$$

$$R_b(\eta_b) = \frac{1}{\eta_b} - \frac{1}{2 - \eta_b^2} (1 - e^{-2\eta_b}) \quad (4.56)$$

$$\eta_h = \frac{4,6h}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (4.57)$$

$$\eta_b = \frac{4,6b}{L(z_s)} f_L(z_s, n_{1,x}) \quad (4.58)$$

$$k_p = \sqrt{2 \ln(vT)} + \frac{0,6}{2 \ln(vT)} > 3 \quad (4.59)$$

$$v = n_{1,x} \sqrt{\frac{R^2}{B^2 + R^2}} > 0,08 \quad (4.60)$$

Burada;

B	zemin faktörünü;
b	kesit genişliğini;
h	yapı yüksekliğini;
z_s	referans yüksekliğini (EN-1991-1-4 Grafik 6.3'e uymayanlar için $z_s = h = 120m$ alınır.) ;
$L(z_s)$	türbülans uzunluğunu;
R	rezonans tepki katsayısını;
δ	sönüme bağlı logaritmik azaltma katsayısını (0,03 alınır.);
$n_{1,x}$	yapı doğal frekansını;
$S_L(z_s, n_{1,x})$	güç spektral yoğunluk fonksiyonunu;
$R_h(\eta_h)$	yüksekliğe bağlı aerodinamik katsayısı;
$R_b(\eta_b)$	genişliğe bağlı aerodinamik katsayısı;
$f_L(z_s, n_{1,x})$	doğal frekansa göre belirlenen boyutsuz frekansı;
L_t	referans türbülans boyunu (300m alınır.);
z_t	referans yüksekliği (200m alınır.);

z_0	pürüzlülük katsayısını (1. sınıf araziler için 0,001 m alınır.);
k_p	salınım tepe faktörünü;
ν	eksi-artı nokta frekansını;
T	ortalama rüzgar hızı süresini (600 saniye alınır.);

göstermektedir.

Verilen formüller ile EMW senaryosu için hesap yapıldığında;

$$V_m(z = 120) = 46,50x(0,1695 \ln(120) + 0,781) = 74,05 \text{ m/sn}$$

$$L(z_s) = 300 \left(\frac{120}{200} \right)^{0,67+0,05 \ln(0,01)} = 239,64m$$

$$f_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{1,51x239,64}{74,05}$$

$$f_L(z_s, n_{1,x}) = 4,852$$

$$S_L(z_s, n_{1,x}) = \frac{6,8x4,852}{[1 + 10,2x4,852]^{5/3}} = 0,0478$$

$$\eta_h = \frac{4,6x120}{239,64} x4,852 = 11,18$$

$$\eta_b = \frac{4,6x3,8}{239,64} x4,852 = 0,354$$

$$R_h(\eta_h) = \frac{1}{11,18} - \frac{1}{2 - 11,18^2} (1 - e^{-2x11,18}) = 0,0976$$

$$R_b(\eta_b) = \frac{1}{0,354} - \frac{1}{2 - 0,354^2} (1 - e^{-2x0,354}) = 2,562$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2x0,03} x0,0478x0,0976x2,562 = 1,967$$

$$B^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left(\frac{3,8 + 120}{239,64} \right)^{0,63}} = 0,594$$

$$\nu = 1,51 \sqrt{\frac{1,967}{0,594 + 1,967}}$$

$$\nu = 1,323$$

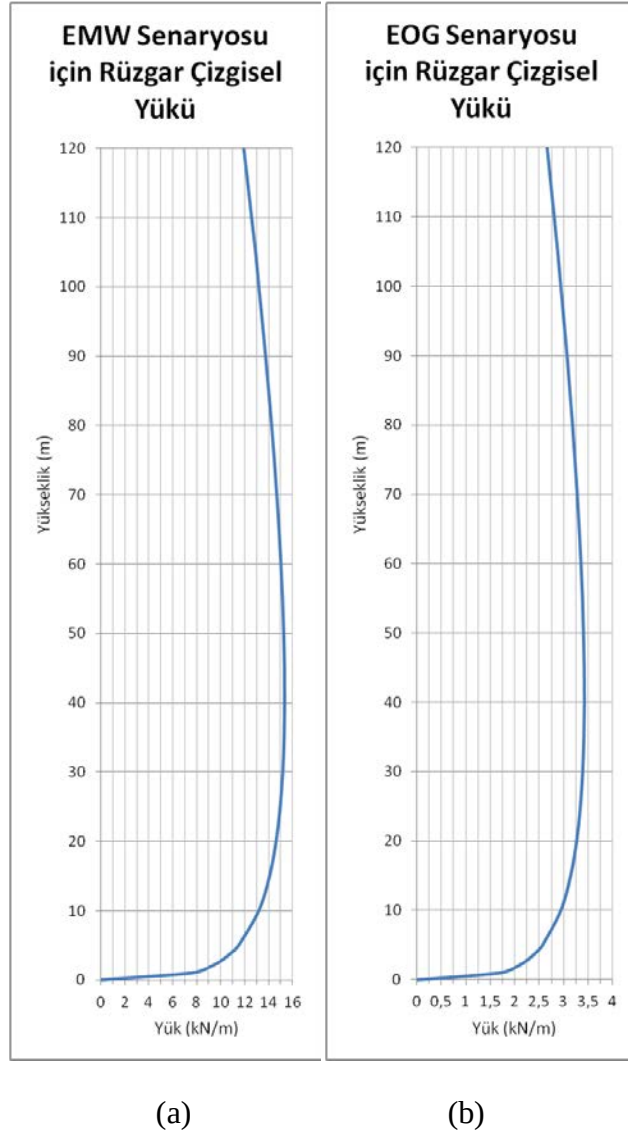
$$k_p = \sqrt{2 \ln(1,323x600)} + \frac{0,6}{2 \ln(1,323x600)}$$

$$k_p = 3,70$$

$$I_v(z) = \frac{7,882}{74,05} = 0,106$$

$$C_s C_d = \frac{1 + 2 \times 3,70 \times 0,106 \times \sqrt{0,594 + 1,967}}{1 + 7 \times 0,106} = 1,295$$

Aynı işlemler EOG senaryosu için yapıldığında yapısal faktör $C_s C_d = 1$ olarak hesaplanmıştır. Bu hesaplardan sonra rüzgardan dolayı kulede meydana gelecek rüzgar yayılı yükü, her iki senaryo için de aşağıdaki şekilde verilmiştir.



Şekil 4.17 : EMW ve EOG senaryolarına ait yayılı rüzgar yükleri (EN-1991-1-4).
 Çözüm ASCE 7-05 yönetmeliğine göre yapılmak istenirse, 10 dakikalık hızların aşağıdaki formüller ile yönetmeliğe uygun 3 saniyelik ve 1 dakikalık hızlara dönüştürülmesi gerekir;

$$V_{m-1h}(z) = \frac{V_m(z)}{1 + \frac{\beta^{0,5} c_{10m}}{2,5 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}} \quad (4.61)$$

$$V_{m-3s}(z) = V_{m-1h}(z) \left(1 + \frac{\beta^{0,5} c_{3s}}{2,5 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right) \quad (4.62)$$

Burada;

$V_{m-1h}(z)$	bir saatlik rüzgar hızını;
$V_{m-3s}(z)$	üç saniyelik rüzgar hızını;
c_{10m}	incelenen zamana bağlı katsayıyı (0,36 alınır.);
c_{3s}	incelenen zamana bağlı katsayıyı (2,85 alınır.);
z_0	yüzey pürüzlülük katsayısını;

göstermektedir.

Denklemlerde değerler yerine konursa yeni formül şu şekilde bulunur;

$$V_{m-3s}(z) = \left(\frac{V_m(z)}{1 + \frac{\beta^{0,5} c_{10m}}{2,5 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}} \right) \left(1 + \frac{\beta^{0,5} c_{3s}}{2,5 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right) = V_m(z) \left(\frac{\beta^{0,5} c_{3s} + 2,5 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}{\beta^{0,5} c_{10m} + 2,5 \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \right)$$

Burada β katsayısı 6,5 alınmaktadır. Yüzey pürüzlülük katsayısı ASCE 7-05 yönetmeliğine göre belirlenmesi gerekir. Yapının, yönetmelikte belirtilen, açık araziler ve engellerin genellikle 9m'den daha kısa olduğu arazileri tanımlayan C sınıfı zemin grubunda yer aldığı kabul edilmiştir. Maruziyet katsayısı ise madde 6.5.6.3'de verilen tanımlardan D sınıfı maruziyet bölgesinde kaldığı varsayılarak belirlenecektir. Bu kabule göre yüzey pürüzlülük katsayısı 0,05m olarak alınır (Tablo C6-8).

Değerler yerine yazıldığında;

$$V_{m-3s}(z) = V_m(z) \left(\frac{6,5^{0,5} \times 2,85 + 2,5 \ln\left(\frac{122,5}{0,05}\right)}{6,5^{0,5} \times 0,36 + 2,5 \ln\left(\frac{122,5}{0,05}\right)} \right) = 1,31 V_m(z)$$

$$V_{m-3s}(z) = 1,31 \times 46,50 \times (0,1695 \ln(z) + 0,781) = 10,33 \ln(z) + 47,57$$

Rüzgar basıncı ise aşağıdaki formül ile hesaplanır;

$$q_z = 0,613K_zK_{zt}K_dV_{m-3s}(z)^2I \quad (4.63)$$

Burada;

K_z hız basıncı maruziyet katsayısını;

K_{zt} topoğrafik katsayısı;

K_d rüzgar yön katsayısını;

I önem katsayısını;

göstermektedir.

Hız basıncı maruziyet katsayısı yönetmelikte verilen denklem C4-a'ya göre uygun olan şu fonksiyon ile hesaplanır;

$$K_z = 2,01 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\alpha} \quad (4.64)$$

Denklemde yer alan α ve z_g değerleri yönetmelikte D maruziyet sınıfı için $\alpha = 11,5$ ve $z_g = 213,36m$ olarak verilmiştir. Buna göre;

$$K_z = 2,01 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2/\alpha} = 2,01x \left(\frac{z}{213,36} \right)^{2/11,5} = 0,79z^{2/11,5}$$

Topoğrafik katsayı, kulenin kurulacağı bölgede yapılan izohips haritalarından yararlanılarak elde edilecek bir katsayıdır. Bu katsayı azaltıcı etkiye sahip olup $K_{zt} < 1$ sınır koşuluna sahiptir. Bu çalışmada bu değer güvenli yönde kalarak $K_{zt} = 1$ alınmıştır.

Rüzgar yön katsayısı, yönetmelikte yer alan Çizelge 6-4'den alınacak olup, baca tipi dairesel kesitli yapılar için $K_d = 0,95$ alınmaktadır.

Önem katsayısı yönetmelikte yer alan Çizelge 1-1'de belirtilen bina sınıfına ve rüzgar hızına bağlı olarak, çizelge 6-1'de belirtilen katsayıdır. Enerji tesisleri kategorisi için rüzgar hızına bağlı olmaksızın $I = 1,15$ alınır.

Buna göre rüzgar basıncı;

$$q_z = 0,613x0,79z^{2/11,5}x1x0,95x1,15xV_{m-3s}(z)^2 = 0,53z^{2/11,5}V_{m-3s}(z)^2$$

$$q_z = 56,56z^{2/11,5}[\ln(z) + 4,61]^2$$

Rüzgar basıncını kuvvete dönüştürmek için şu denklemden yararlanılır;

$$F(z) = q_z G C_f A_f \quad (4.65)$$

Burada;

$F(z)$ rüzgarın oluşturduğu basınç kuvvetini;

G fırtına etkisi katsayısını;

C_f kuvvet katsayısını;

A_f izdüşüm alanını;

göstermektedir.

Fırtına etkisi katsayısı, yapının rijitlik seviyesine göre değişmekte olup, bu çalışmada tasarlanan yapının frekansı 1 Hz'den daha büyük olduğu için rijit yapı sınıfındadır. Bu sınıftaki binalar için $G = 0,85$ kabulü yapılabilir.

Kuvvet katsayısı binanın türü ve kesitine göre değişiklik gösteren bir katsayı olup, çap ve yüksekliğe bağlı olarak farklı değerler almaktadır. Betonarme baca ve benzeri yapılar için, dairesel kesitlerde ve yüzeyinde destek veya rüzgarlık bulunmaması halinde şu şekilde değişmektedir;

$$C_f = f(x) = \begin{cases} h/D = 1 & ; C_f = 0,5 \\ h/D = 7 & ; C_f = 0,6 \\ h/D = 25 & ; C_f = 0,7 \end{cases}$$

Değerler hesaplanırken interpolasyon yapılabilir. Ancak yüksekliğin kule çapına oranı $h/D > 25$ olduğundan $C_f = 0,7$ kabul edilmiştir.

İzdüşüm alanı rüzgar yönüne dik kule kesit alanı olup, yükün çizgisel olarak hesaplanması nedeniyle, yüksekliği 1 birim alınacaktır. Buna göre;

$$A_f = 2r_{dış} = 2(-0,0133z + 3,5)$$

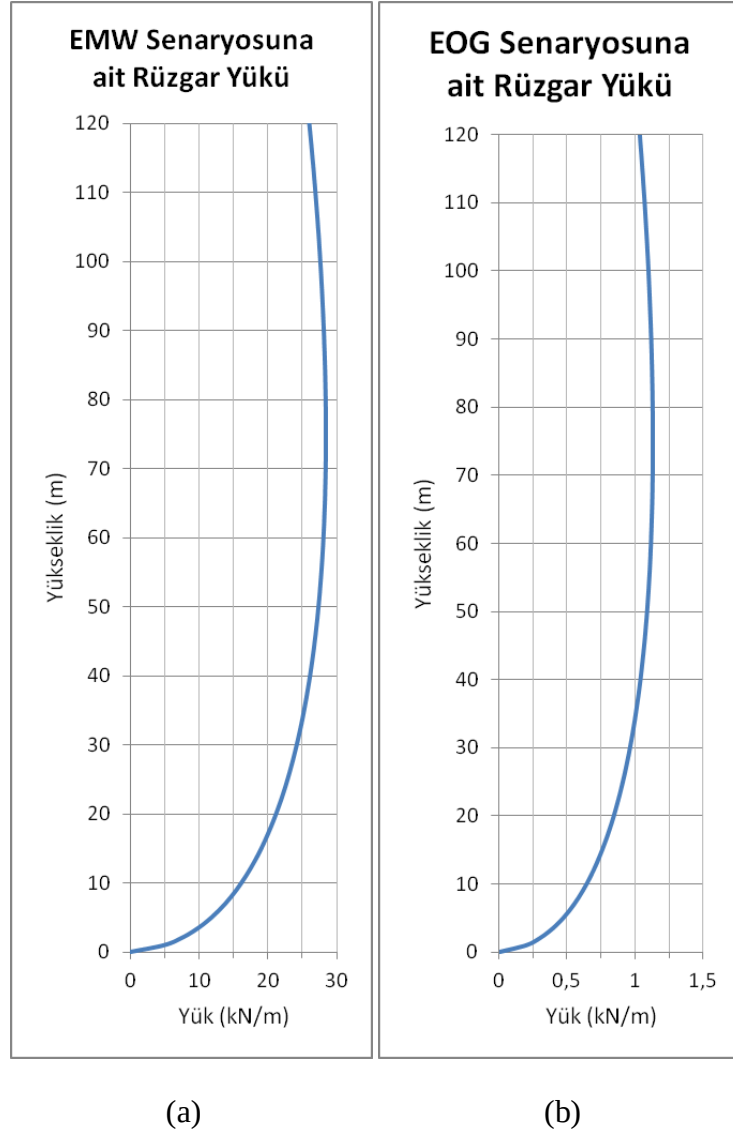
Değerler denklem 4.65'de yerine konursa;

$$F(z) = \{56,56z^{2/11,5}[\ln(z) + 4,61]^2\} \times 2(-0,0133z + 3,5) \times 0,85 \times 0,7$$

$$F(z) = z^{0,1739}(235,57 - 0,089z^{1,1739})[\ln(z) + 4,61]^2$$

Bulunan değer EMW senaryosu için olup, her iki senaryoya ait yayılı rüzgar yükleri ekil 4.18 ile verilmiştir.

EN-1991-1-4 standartı ile ASCE 7-05 standartı arasındaki fark, EMW senaryosunda yüksek çıkmakta iken, EOG senaryosu için birbirine yakın bulunmaktadır. Büyük olan değerlere sahip ASCE yönteminden elde edilen formüller ve değerler, tasarım değerlerinin hesabında kullanılacaktır.



Şekil 4.18 : EMW ve EOG senaryolarına ait yayılı rüzgar yükleri (ASCE 7-05).

4.3.3 Rüzgar kesit tesirleri

Rüzgar yükünün bulunmasıyla birlikte, bu yükün kesit üzerinde yaratacağı yüklemeler de hesaplanabilir. Bu hesaplama yapılırken kesin sonuçlar için

diferansiyel yöntem kullanılabilir. Denklem 4.66 ile yüklemeye ait elastik eğrinin denklemi bulunabilir.

$$[EI(z)u(z)']' = -F(z) \quad (4.66)$$

Aşama aşama integral alınırsa;

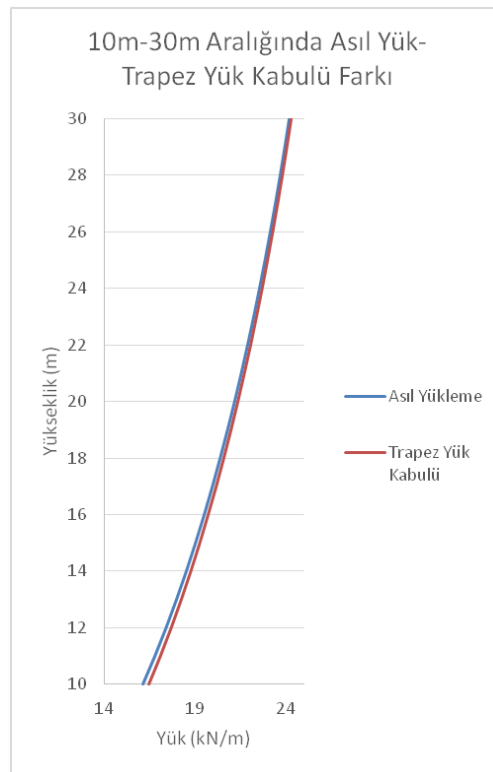
$$[EI(z)u(z)']' = EI(z)u''(z) + 2EI'(z)u'(z) + EI(z)u'''(z) = -F(z)$$

$$[EI(z)u(z)']' = EI(z)u''(z) + EI'(z)u'(z) = -V(z)$$

$$EI(z)u''(z) = -M(z)$$

$$EI(z)u'(z) = \theta(z)$$

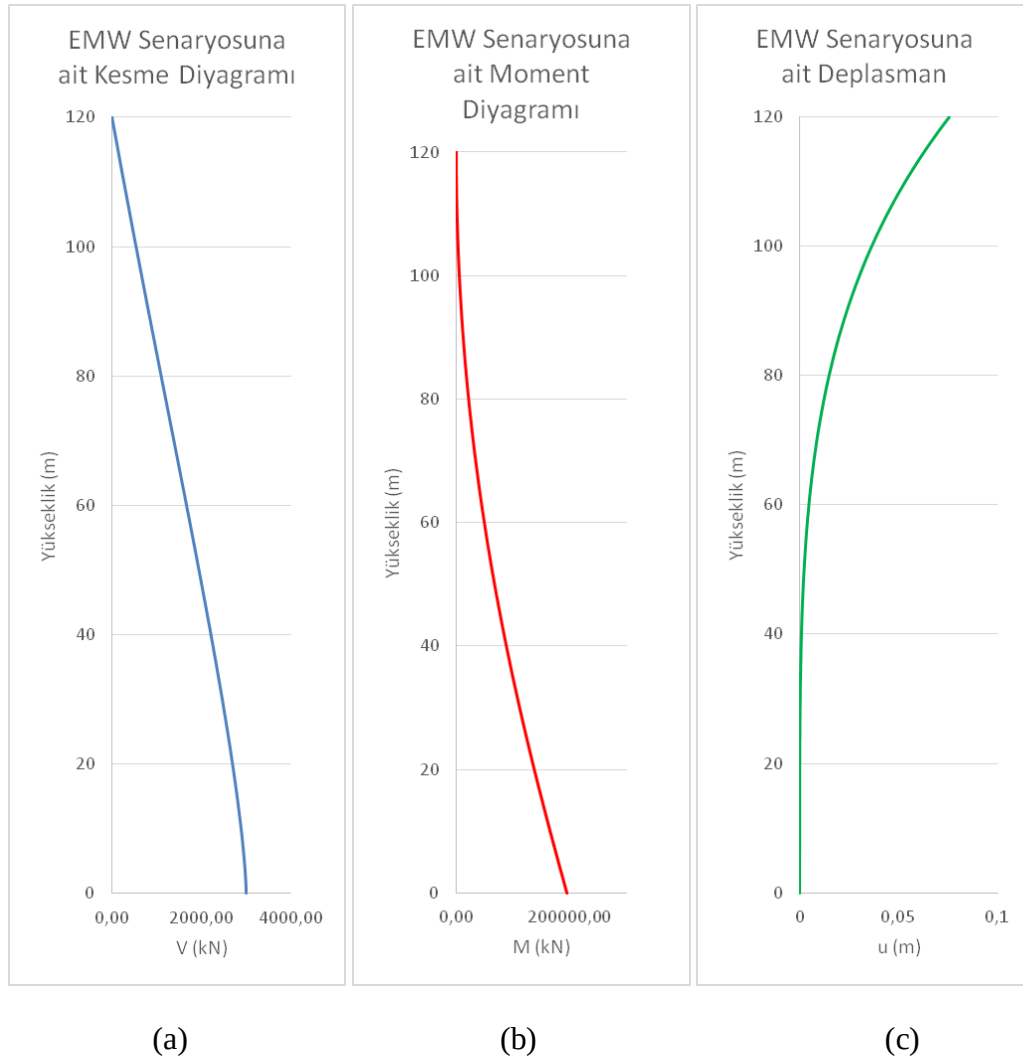
Verilen ilk denklem yüksek mertebeli homojen olmayan lineer diferansiyel denklem olup, homojen ve özel çözümünün toplamı yer değiştirme fonksiyonunu verecektir. Ancak bu çözüm karmaşık ve çözümü zor bir yoldur. Bunun yerine eğrisel olarak bulunan rüzgar yükü fonksiyonu, her metrede trapez yük olacak şekilde bir kabul yapıldığında işlemler daha kolay bir hal alacaktır. İki yükleme arasında değişimin nispeten yüksek olduğu bölgede EMW için trapez yük kabulü ve asıl yükleme eğrisi aşağıdaki şekilde verilmiştir;



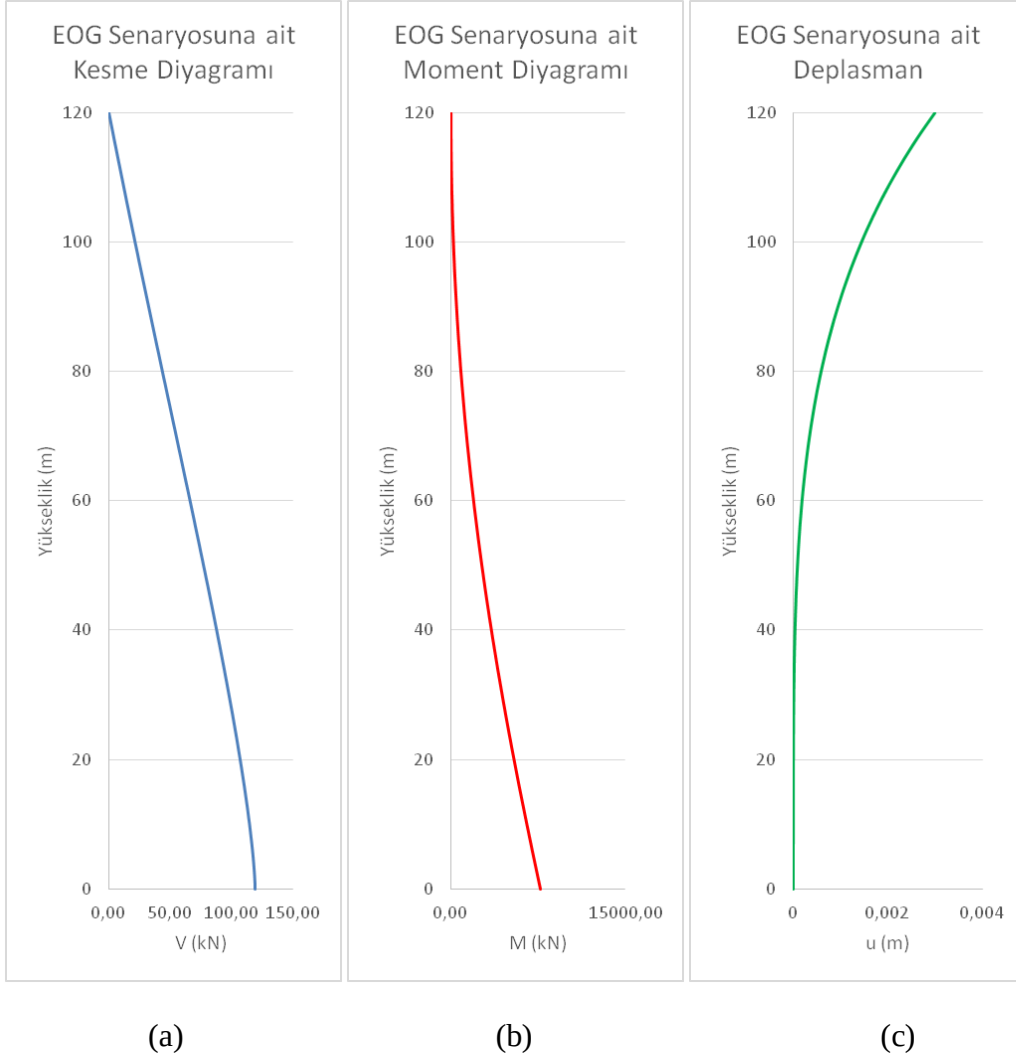
Şekil 4.19 : Asıl yükleme ile trapez yük kabulü arasındaki yükleme farkı.

Bu kabule göre kesme ve moment diyagramları hesaplanabilir. Hesaplama, tipik bir ankastre sistemde parçalı olarak trapez yayılı yük bulunması şeklinde yapılabilir.

Kesme ve moment değerleri bulunduktan sonra yer değiştirme bulunmalıdır. Bunun için moment değerleri yayılı yük olarak kabul edilir ve sistem eşdeğer sisteme dönüştürülürse, yeni sistemin momenti, asıl sistemin yerdeğiştirmesine eşit olacaktır. Bu yöntemle eşdeğer sistem yöntemi denilmektedir. Hesaplar yapıldığında EMW ve EOG senaryoları için elde edilen değerler aşağıdaki şekillerde gösterilmiştir;



Şekil 4.20 : EMW Senaryosuna ait kesme moment ve deplasman diyagramları; (a) kesme diyagramı, (b) moment diyagramı, (c) yer değiştirme diyagramı.



Şekil 4.21 : EOG Senaryosuna ait kesme moment ve deplasman diyagramları; (a) kesme diyagramı, (b) moment diyagramı, (c) yer değiştirme diyagramı.

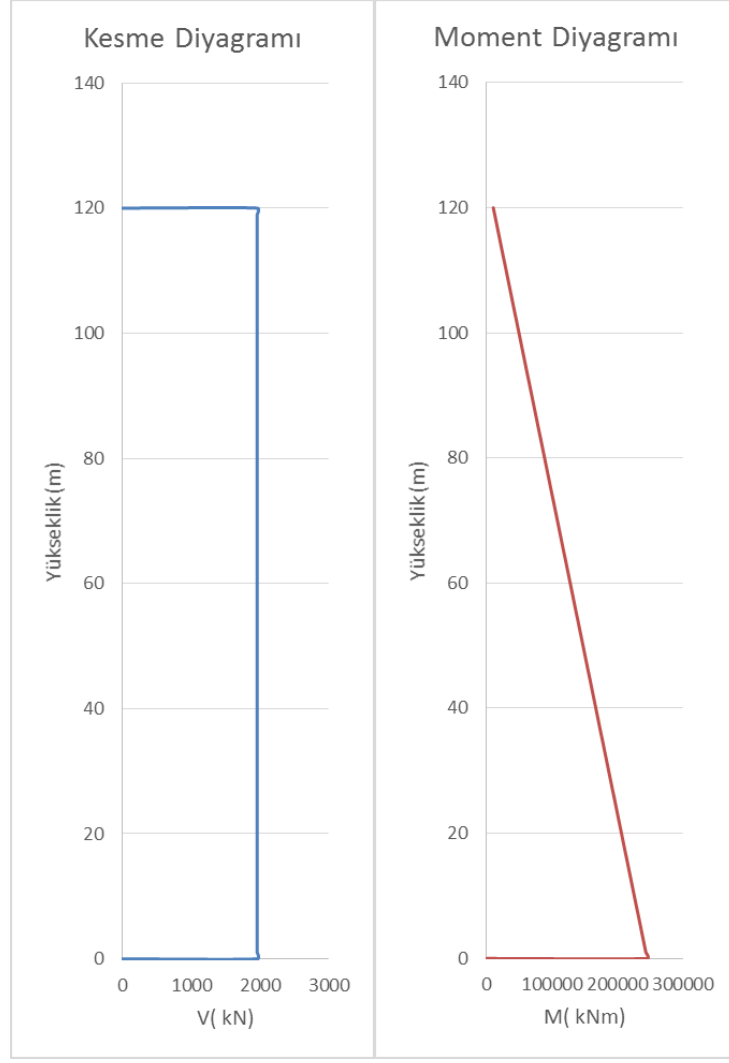
4.1.4 Türbinden aktarılan yükler

Rüzgarın kuleye aktardığı yükten başka, türbine aktardığı yük de kule tarafından taşınacaktır. Bu değerler üretici firmalar tarafından tasarımcıya sağlanmalıdır. NREL 5MW türbin için türbin ağırlıkları verilmişti. Cut-out hızı için EMW ve EOG senaryolarında alınabilecek kesme ve moment diyagramları ise şu şekildedir;

$$V_{turbin} = 1960 \text{ kN}$$

$$M_{turbin} = 10500 \text{ kNm}$$

Bu değerlere ait kesme ve moment diyagramları ise bir sonraki şekilde gösterilmiştir. Türbinden gelen etkiler daha sonra kombinasyonlarda ayrıca bir etki olarak dikkate alınacaktır.



(a)

(b)

Şekil 4.22 : Türbinden gelecek etkiler; (a) kesme diyagramı, (b) moment diyagramı.

4.4 Kombinasyonlar ve Kritik Yükleme

Kesit tesirlerinin bulunmasından sonra bu kesit tesirlerinin bir arada bulunduğu durumlar incelenerek, kulenin en fazla gerilme altında kaldığı durum araştırılacaktır. Bu amaçla yapılan kabuller kombinasyonlar ile birlikte belirtilmiştir.

4.4.1 Olası yük birleşimleri ve kombinasyonlar

4.4.1.1 Dinamik etki ve narinlik etkisi

Daha önceki bölümlerde kule frekansı Rayleigh yöntemi ve sürekli sistem ile çözümünden elde edilmişti. Bu iki değer birbirine yakın bulunmuş olup sırasıyla 1,481 Hz ve 1,505 Hz olarak elde edilmişti. Bu bölümde Baumeister yöntemi ve

SAP2000 programı kullanılarak elde edilen frekanslar verilecek, ayrıca Winkler modeli ile zemin-yapı etkileşimi sonucu elde edilen frekanslar gösterilecektir. Baumeister yönteminde frekans şu formül ile hesaplanır;

$$f_n = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{3EI}{h^3(0,23m_{kule} + m_{uç})}} \quad (4.67)$$

Burada;

f_n yapı frekansını;

h yapı yüksekliğini;

m_{kule} kulenin toplam kütesini;

$m_{uç}$ kule ucunda bulunan nasil, rotor ve kanatların toplam ağırlığını;

göstermektedir.

Formülde bulunan rijitlik sabit bir katsayı olarak verilmiştir ancak tasarlanan yapıda rijitlik yükseklik boyunca değişkendir. Dolayısıyla bu değişkenliğin bir sabit ile ifade edilmesi gerekmektedir. Ortalama değer, rijitliğin kule boyunca harmonik ortalaması alınarak belirlenmiştir. Değerler yerine yazıldığında;

$$f_n = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{3 \times 2,473 \times 10^9}{120^3(0,23 \times 2603 + 398)}} = 0,661 \text{ Hz}$$

SAP2000 modellemesine ait veriler 5. bölümde verilmiştir. Burada zemine ankastre bağlı yapı için periyod 1,364 sn olarak bulunurken, Vinkler zemini şeklinde modellenen yapı için periyod 1,53 sn bulunmuştur. Frekanslar sırasıyla 0,733 Hz ve 0,653 Hz olarak elde edilir. Bu değerler, daha önce hesaplanan periyodlar ile benzerlik göstermektedir.

Rüzgar türbinine ait 1P ve 3P kanat geçiş frekansları şu formül ile bulunabilir;

$$f_{1P} = 2\pi \frac{W}{60} \quad (4.68)$$

Burada;

f_{1P} 1P frekansını;

W kanadın dakikada yaptığı dönüş sayısını;

göstermektedir.

Dördüncü bölümde verilen verilere istinaden kulenin kanat geçiş frekansları şu şekilde hesaplanır;

$$f_{1P} = \frac{W}{60} = \frac{12,10}{60} = 0,202 \text{ Hz}$$

$$f_{3P} = 3f_{1P} = 0,605 \text{ Hz}$$

1P frekansının altında kalan kuleler yumuşak, 3P frekansının üzerinde kalan kuleler ise rijit olarak kabul edilmektedir. Bu çalışmada bulunan frekans değerleri 0,775 mertebesinde olduğundan, bu yaklaşıma göre kule rijit bir kuledir.

Kule frekansının %30-%140 aralığında kalan kanat için ise dinamik yük artırma katsayısı kullanılmalıdır. Bu katsayıya ait denklem şu şekildedir;

$$D = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{f_R^2}{f_0^2}\right)^2 + \left(2\beta \frac{f_R}{f_0}\right)^2}} \quad (4.69)$$

Burada;

D dinamik yük artırma katsayısını;

f_R rotor çalışma frekansını;

f_0 kule doğal frekansını;

β kritik sönüm oranını (0,05 kabul edilmiştir.);

göstermektedir.

Rotor çalışma frekansı, 0,202 Hz, kule frekansının %30-%140 (0,233 Hz-1,085 Hz) aralığında kalmadığından, dinamik yük artırma katsayısı hesaplanmasına gerek yoktur.

Rezonanstan kaçınmak için, kule doğal frekansının kanat geçiş frekanslarının %95-%105 aralığında olmaması gerekmektedir. Bu değerler 3P frekansı için 0,575 Hz-0,635Hz aralığıdır. Kule doğal frekansı bu aralığın dışında kaldığından rezonans durumu için kule güvenlidir.

Narinlik etkisi ise, eninin boyuna oranının çok küçük olduğu yapılarda, ikinci mertebeden momentlerin dikkate alınabilmesi için yapılan bir hesaptır. Deplasman sonrasında normal kuvvetlerin sisteme eksanrik yüklenmesi nedeniyle hesaba katılmayan ikinci bir moment kuvveti ortaya çıkmaktadır. Bu kuvvet şu denklem ile hesaplanır;

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_e}} \geq 1 \quad (4.70)$$

$$P_e = \frac{\pi^2 EI(z = L)}{[Lk(z = L)]^2} \quad (4.71)$$

Burada;

- δ P-Delta etkisi için moment artırma katsayısını;
- P_u kule ucu aksenal kuvveti;
- P_e Euler kritik burkulma kuvvetini;
- k mesnetlenme şartına bağlı bir katsayı (bir ucu ankastre diğer ucu serbest sistemler için 2 alınır.)

göstermektedir.

Değerler yerine yazılırsa;

$$P_e = \frac{\pi^2 EI(z = L)}{[Lk(z = L)]^2} = \frac{\pi^2 \times 1,81 \times 10^9}{[2 \times 120]^2} = 310139 \text{ kN}$$

Buna göre moment büyütme katsayısı hesaplanırsa;

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{3980}{310139}} = 1,0123$$

Yapılan çalışmalarda, bu değer %2'den küçük olması halinde narinlik etkisinin ihmal edilebilecek düzeylerde kaldığı belirtilmiştir. ACI-380 yönetmeliğinde ise bu oran %5 seviyesindedir.

4.4.2 Kombinasyonlar ve kritik yükleme kuvvetleri

Bu aşamaya kadar hesaplanan yüklerin yönetmelikler ile belirlenmiş emniyet katsayıları ile büyütülerek, bu yüklerin aynı anda varolması düşünülecektir. IEC ve ASCE yönetmeliklerinin yanısıra bu alanda yapılan çalışmalardan da yararlanılarak, yük kombinasyonları aşağıdaki gibi belirlenmiştir;

$$1,2 D_L + 1,6 W_{L,EMW} + 1,35 W_{Hub}$$

$$1,2 D_L + 1,6 W_{L,EOG} + 1,35 W_{Hub}$$

$$D_L + W_{L,EMW} + W_{Hub}$$

$$D_L + W_{L,EOG} + W_{Hub}$$

$$1,2 D_L + E_Q$$

$$1,4 D_L$$

$$D_L + W_{fatigue}$$

Bu kombinasyonların yanı sıra, kaldırma esnasında oluşabilecek kombinasyonlar da şu şekildedir;

$$0,9 D_L - (1,6 W_{L,EMW} + 1,35 W_{Hub})$$

$$0,9 D_L - (1,6 W_{L,EOG} + 1,35 W_{Hub})$$

$$0,9 D_L - E_Q$$

Burada;

D_L ölü yükleri (ölü ve hareketli yük toplamını);

$W_{L,EMW}$ EMW senaryosu için elde edilen yükleri;

$W_{L,EOG}$ EOG senaryosu için elde edilen yükleri;

$W_{fatigue}$ yorulma yüklemesini;

E_Q deprem yüklemesini;

göstermektedir.

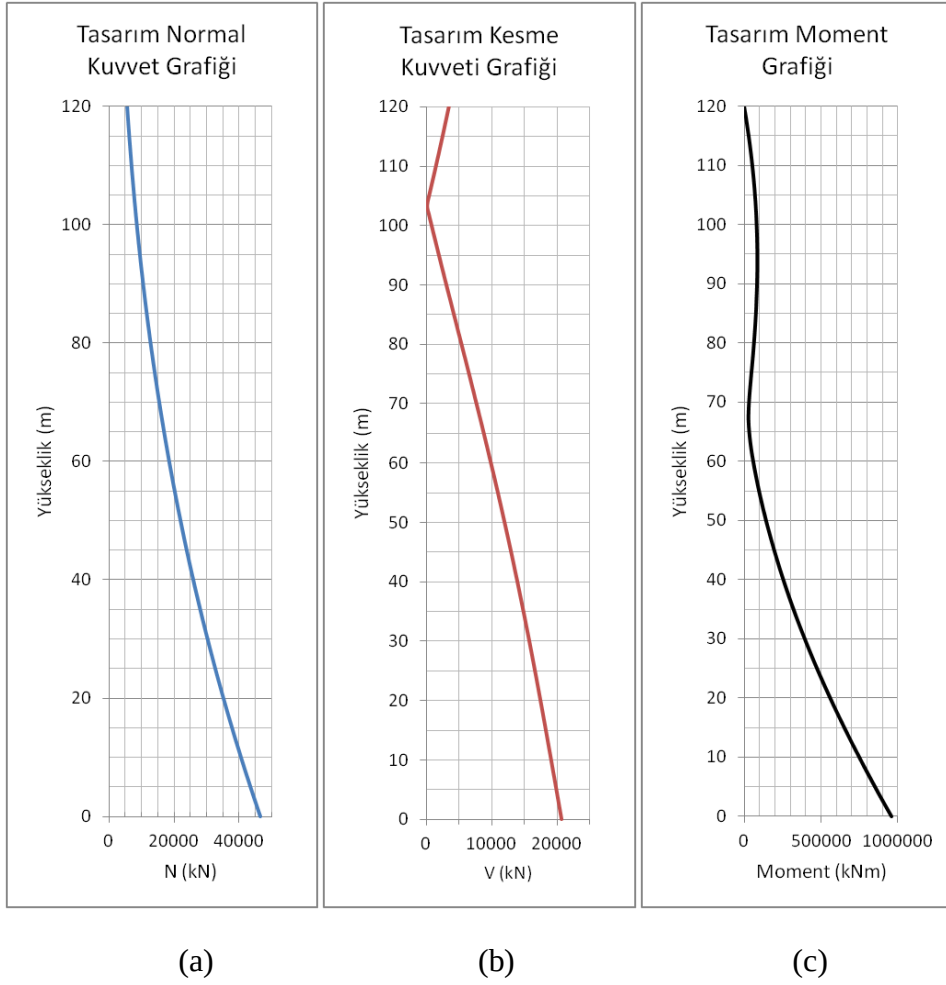
Kombinasyonlar sonucu en yüksek kesme kuvveti ve moment $1,2 D_L + E_Q$ kombinasyonundan sağlanmaktadır. Normal kuvvete ait en yüksek gerilmeler ise

1,4 D_L kombinasyonundan elde edilmiş olup, tabanda meydana gelecek tasarım yükleri şu şekildedir;

$$N_{1,4DL} = 46565 \text{ kN} \quad V_{1,2 D_L+E_Q} = 22117 \text{ kN}$$

$$M_{1,2 D_L+E_Q} = 961653 \text{ kNm}$$

Bu yüklere ait diyagramlar ise şu şekilde bulunur;



Şekil 4.23 : Tasarım kuvvetleri; (a) normal kuvvet diyagramı, (b) kesme kuvveti diyagramı, (c) moment diyagramı.

Burada deprem ve ölü yüklerden gelen etkilere rüzgar yükü dahil edilmemiştir. Yönetmeliklerde de deprem anında rüzgar yükünün olması durumu az bir ihtimal olduğundan değerlendirilmemiştir. Ancak bu çalışmada, yapının fonksiyonu gereği, en elverişsiz rüzgar hızı olmasa da, işletme hızının deprem esnasında mevcut olması olası bir durumdur. Dolayısıyla deprem kuvvetine EOG yükleri de 1,0 katsayısı ile dahil edilecektir. Buna göre yeni tasarım yükleri şu şekilde bulunur;

$$N_{1,4DL} = 46565 \text{ kN} \quad V_{1,2 D_L+E_Q+W_{EOG}} = 22236 \text{ kN}$$

$$M_{1,2 D_L+E_Q+W_{EOG}} = 969391 \text{ kNm}$$

4.4.2.1 Yorulma etkileri

Rüzgar türbinleri, kanatların dönüşünden kaynaklanan küçük gerilmelere maruz kalmaktadır. Bu yükleme sürekli bir çekme-basınç değişimi yaratmakta olup, yirmi yıllık tasarım ömrüne sahip bir yapıda bu döngü yaklaşık $5,29 \times 10^8$ defa tekrar etmektedir. Bu değer, normal bir inşaat mühendisliği problemi için çok büyük bir rakamdır. Gerilmede meydana gelecek her değişim yapıda bir enerji ve bu enerjinin sönümü sonucu kılcal çatlaklar meydana getirecektir. Döngü bu denli fazla olduğunda özellikle öngermeli ve artgermeli sistemlerde yorulma, dikkate alınması gereken bir etki olarak ortaya çıkar. Buna rağmen öngermeli ve artgermeli sistemlerin yorulmaya karşı performansı çelik sistemlere göre daha iyi sonuçlar vermektedir. Bu denli yüksek tekrarlı gerilme değişikliğine maruz kalmayan bir çok betonarme ve öngerme elemanlarında yorulma, ihmal edilebilecek kadar az gerilme oluşturmaktadır.

Yorulma etkilerinin hesabında, Eurocode 2 tarafından referans gösterilmiş ve öngerilmeli betonarme türbin kuleleri için kullanılması önerilen Modal Code 2010'da belirtilen yaklaşımdan yararlanılacaktır.

Yorulma etkileri, kombinasyonlardan elde edilmiş tasarım kuvvetlerinin, yapıda yaratacağı gerilmelere bağlı olarak değiştiğinden, bu aşamada bu konuya bir giriş yapılmış olup hesaplar, tasarım bölümünde verilecektir.

5. GERİLME ANALİZLERİ VE TASARIM

Tasarım kuvvetlerinin bulunması ile birlikte, kesitlerde oluşacak gerilmeler incelenebilir. Bu aşamada, öncelikle artgerme uygulamalı beton kesit analizi yapılacak, daha sonra gerekli olması halinde kesit betonarme olarak yeniden hesaplanacaktır. Kule içinde kullanılması gereken donatı çapları ve miktarları, etriye boyutları ve yerleşim düzenleri gibi tasarıma esas teşkil edecek ve uygulanabilecek veriler bu bölümde hesaplanacaktır. Tasarımlarda TS500 yönetmeliğimizin yanı sıra amerikan yönetmeliği olan ASCE 7 ve avrupada kullanılan EN-1992-1-1 yönetmelikleri kullanılacaktır.

5.1 Malzeme

Tasarımda kullanılacak malzemeler ve bunlara ait mekanik özellikler aşağıdaki gibi olacaktır;

Çizelge 5.1 : Tasarımda kullanılacak malzemelere ait mekanik özellikler.

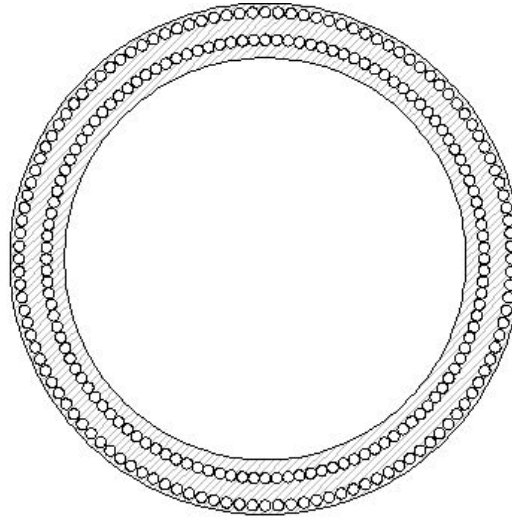
	Beton	İnşaat Çeliği	Öngerme Halatı
Malzeme Adı	C80	S420	Tip 270K 0.6"
Karakteristik Basınç Dayanımı (MPa)	80	420	-
Karakteristik Çekme Dayanımı (MPa)	9,84	420	1860
Hesap Basınç Dayanımı (MPa)	60	365	-
Hesap Çekme Dayanımı (MPa)	7,3	365	1100
Elastisite (MPa)	43000	200000	196000
Akma Şekil Değiştirme Oranı	0,003	0,001825	0,005612
Kesit Alanı (mm ²)	Hesaplanacak	Hesaplanacak	180

Hesap dayanımları TS500 ve TS9967 ile verilen malzeme katsayılarına göre belirlenmiştir. IEC 61400-1 yönetmeliğinde, yerel yönetmelikler tarafından belirtilen değerlerin alınmasını, bu tür bir değer bulunmuyorsa azaltma katsayısının 1,10'dan daha büyük seçilmesini önermektedir. ASCE 7 yönetmeliği ise ACI-380 yönetmeliğini referans göstererek azaltma çarpanını eğilme için 0.90, kesme ve burulma için 0.75 ve basınç elemanları için 0.70 olarak göstermiştir. Beton malzemede belirlenen hesap basınç dayanımı ise ülkemiz yönetmeliklerinde

belirtilen dayanıma yakın çıkmakta olup, 56 MPa hesaplanmıştır. EN-1992-1-1 yönetmeliğinde ise beton malzeme azaltma katsayısı 1,05 ile 1,45 aralığında olması, öngerme çeliği ve inşaat çeliği için 1,15 alınması önerilmektedir.

5.2 Artgermeli Beton Tasarımı ve Emniyet

Yapıya etkiyecek tasarım kuvvetlerinin bulunmasının ardından, ön tasarım olarak tespit edilen boyutların yeterliliği ve artgermeli beton olarak tasarımı yapılabilir. Bu amaçla tespit edilen donatı düzeni şekil 5.1 ile gösterilmiştir. Kesin kesitin tanıtılmasında bu kesit daha ayrıntılı olarak verilecektir.



z=0 Kesiti Donatı Planı
(Ölçeksiz)

Şekil 5.1 : Modüler kesite ait boyuna donatı düzeni.

Donatı yerleşimi, üç derecelik değişen açılarla yerleştirilmiş dış çapta 120 ve iç çapta 120 adet olmak üzere toplam 240 adet öngerme halatından meydana gelmektedir. Dış çapta iki halat arası mesafe 18 cm, iç çapta ise 17 cm olmaktadır.

Rüzgar türbin kulelerinin emniyeti mukavemet, stabilite ve deplasmanların kontrolü ile yapılmaktadır. Mukavemet analizinde taşıma gücü yöntemi (Ultimate Limit State) kullanılacak ve elde edilen gerilmeler, yönetmeliklerin sınırları ile karşılaştırılacaktır.

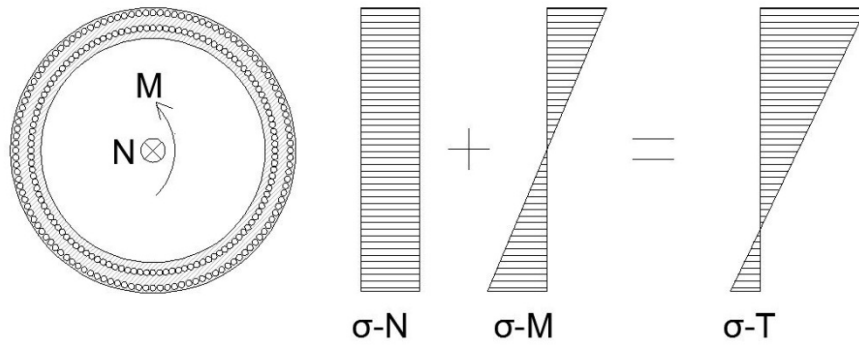
Stabilite kontrolü, kulenin burkulma, P-Delta etkileri ve devrilmesinin kontrol edilmesiyle yapılacaktır.

Deplasman kontrolü ile ilgili yönetmeliklerde rüzgar türbinlerine özgü bir kısıtlama bulunmamaktadır. Ancak bu konuda yapılan çalışmalarda, deplasmanın kule

elemanlarına zarar vermeyecek ölçütlerde kalması gerektiği belirtilmiştir. Bu kontrolde yapılacak işlemler bu doğrultuda olacaktır.

5.2.1 Taşıma gücü analizi

Taşıma gücü analizi (Ultimate Limit State) bu çalışmada yararlanılan yerli ve yabancı tüm yönetmeliklerde kabul görmüş bir yöntemdir. Ülkemizde de yapıların bir çoğu sınır durum zorlanmaları altında kesitin taşıyabileceği maksimum yükleri bularak, tasarım yükleri ile karşılaştırması şeklinde çözüm yapılmaktadır. Bu yöntemde yükler belirli emniyet katsayıları ile büyütülüp, malzeme dayanımları belirli katsayılarla küçültülerek, kesitin taşıyabileceği maksimum yüklerin, büyütülmüş yükler ile karşılaştırılması esasına dayanır. Yük büyütme katsayıları kombinasyonlarda uygulanmıştı. Malzeme katsayıları ise bu bölümün girişinde bahsedildiği şekilde azaltılarak kabul edilmişti.

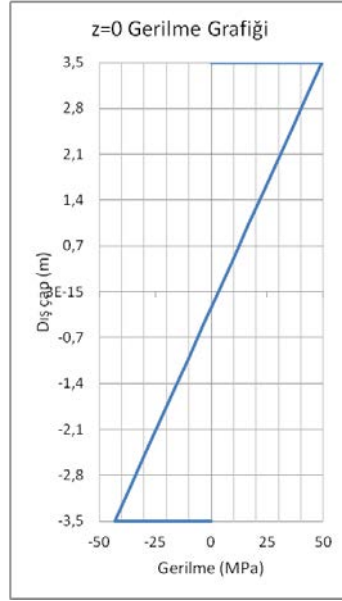


Şekil 5.2 : Normal kuvvet ve moment gerilmeleri.

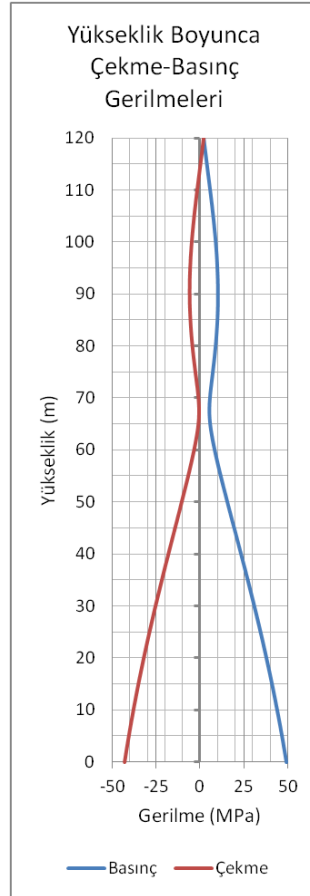
Artgerme beton sistemlerde kesitte çatlak oluşmaması için çekme gerilmelerinin sifıra indirilmesi tasarım esasıdır. Bunun için öncelikle moment ve normal kuvvetlerden gelecek gerilmeler şekil 5.2’de verildiği gibi süperpoze edilir. Aşağıda verilen gerilme formülünün ilk bileşeni normal kuvvetten meydana gelecek gerilmeleri, ikinci bileşeni ise momentten meydana gelecek gerilmeleri göstermektedir;

$$\sigma = \frac{N}{A_c} + \frac{M}{I_c} r_{dış} \quad (5.1)$$

Değerler buna göre yapıldığında yükseklik boyunca toplam gerilme şekil 5.4 ile verilmiştir. Maksimum gerilmeler $z=0$ m yüksekliğinde meydana gelmekte olup kesit boyunca şu şekilde bulunur;



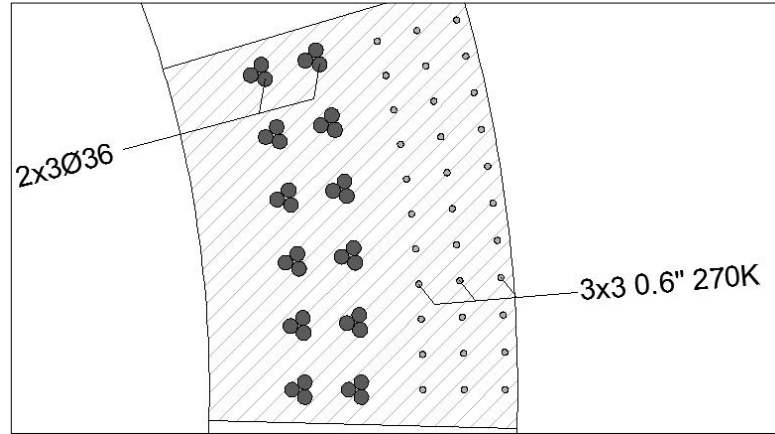
Şekil 5.3 : z=0 kesiti boyunca çekme-basınç gerilmeleri değişimi grafiği.



Şekil 5.4 : Kule boyunca çekme-basınç gerilmeleri değişimi grafiği.

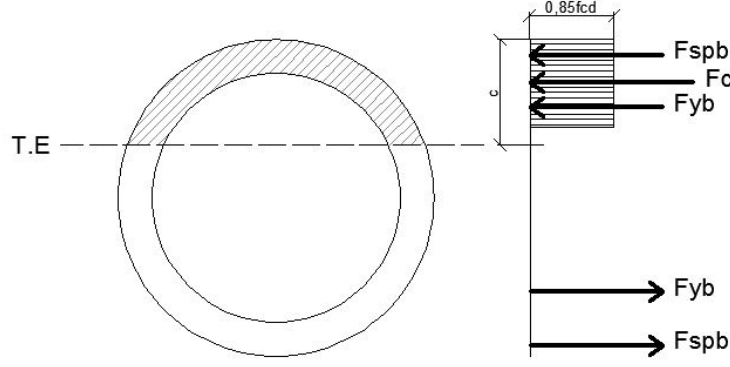
Şekil 5.3 ile verilen kesitte maksimum çekme gerilmesi 42,981 MPa, basınç gerilmesi ise 49,306 MPa seviyesindedir. Çekme gerilmesinin tamamının yok edilebilmesi için, artgerme işlemi ile kesite bu noktada 42,981 MPa basınç gerilmesi uygulamak gerekir. Bunun için toplamda kesite 633000 kN yük aktarılmalıdır. Bu yük tüm kesitte gerilmeye neden olacağından basınç gerilmeleri toplamda 92 MPa seviyesine ulaşacaktır. Referans emniyetli gerilme hesap dayanımı olan 60 MPa iken, bu değer karakteristik beton dayanımı olan 80 MPa'dan daha yüksektir. Dolayısıyla sadece artgerme ile kulenin mukavemeti sağlanamamaktadır.

Kesit betonarme olarak tasarlanacaktır. Referans kesit olarak gerilmelerin en yüksek olduğu $z=0$ kesiti seçilmiştir. Şekil 5.5 ile yeni kesit ve ölçekli çizilmiş donatı planı verilmiştir. Sistem betonarme bir sisteme dönüştüğünden, donatının işlevini yerine getirebilmesi için kesitin çatlaması şarttır. Dolayısıyla artgerme işlemi tamamen değil kısmen yapılmalıdır. Bunun için germe halatının %50 dayanımına kadar gerildiği kabul edilecektir. Öngerme halatının yeni çekme hesap dayanımı 930 MPa olarak belirlenmiştir.



Şekil 5.5 : Kesitte kullanılacak donatıları gösteren 15°'lik örnek yay parçası.

Betonarme tasarımın yapılabilmesi için karşılıklı etki diyagramının oluşturulması gerekir. Bunun için denge altı, dengeli ve dengeüstü durumlar için değerler ve momentin sıfır olması ile normal kuvvetin sıfır olması halinde değerler bulunarak diyagram çizilebilir.



Şekil 5.6 : Kesite ait tipik tepki reaksiyonları.

Yukarıdaki şekilde kesite ait tipik tepki kuvvetleri gösterilmiştir. Burada tarafsız eksenin üst lifte uzaklığı c olup, bu bölge basınç bloğu olarak adlandırılır. Kesit bu bölgede basınca çalışmaktadır. Burada betonun basınç tepkisi parabolik bir dağılım göstermektedir. Ancak bu dağılım bir k katsayısı ile çarpılarak eşdeğer dikdörtgen basınç bloğuna çevrilebilir. Bu katsayı denklem 5.2 ile hesaplanmaktadır;

$$f_c > 25 \text{ MPa için; } k = 0,85 - 0,006(f_c - 25) \geq 0,70 \quad (5.2)$$

$$k = 0,85 - 0,006(f_c - 25) = 0,85 - 0,006(60 - 25)$$

$$k = 0,64 \leq 0,70 \text{ ise } k = 0,70$$

Burada dikkat edilmesi gereken bir diğer konu da, yönetmelikte betonun şekil değiştirme katsayısı 0,003 olarak verilmiş olmasıdır. $f_{ci} = \varepsilon E_{ci}$ formülü kullanılarak hesap yapıldığında ise 80 MPa dayanımında beton için şekil değiştirme katsayısı 0,00186 olarak bulunur. Ancak bu durum donatıların basınç-çekme yönlerinde herhangi bir değişim yaratmadığı ve derinlikte meydana gelen farkın milimetrik düzeyde olması nedeniyle yönetmelikte belirtilen şekil değiştirme katsayısı üzerinden işlemler sürdürülmüştür. Bu katsayı ve betonun birim şekil değiştirmesi ASCE 7-05 ve EN-1992-1-1 yönetmeliklerinde de bu şekilde verilmiştir.

Dairenin herhangi bir noktadan itibaren alanı ise eğri altında kalan alanın integral ile bulunması yöntemiyle elde edilmiştir. Bilindiği üzere dairenin denklemi şu şekildedir;

$$\frac{x^2 + y^2}{r^2} = 1$$

Bu denklemde r değeri yerine konulur ve denklemden y çekilirse elde edilecek yeni denklem şu şekilde bulunur;

$$y = \sqrt{12,25 - x^2}$$

Bu eğriye ait alanın bulunabilmesi için üst sınır 3,5 ve alt sınır (3,5-kc) olan belirli integrali alınmalıdır.

$$\int_{(3,5-kc)}^{3,5} y dx = \int_{(3,5-kc)}^{3,5} \sqrt{12,25 - x^2} dx$$

$$2 \left\{ \left[0,25\sqrt{49 - 4x^2} + 6,125 \arcsin(0,285714x) \right]_{(3,5-kc)}^{3,5} \right\} \quad (5.3)$$

Alınan integralin sonucunda denklem 5.3 elde edilir. Herhangi bir c noktasındaki daire parçasının alanı bu denklem ile bulunur. kc değerinin 1,07 metreyi geçmesi halinde iç dairenin alanının bu denklemden çıkarılması gerekir. İç dairenin herhangi bir noktadaki alanı da aynı yöntemle hesaplanabilir.

Ağırlık merkezleri ise şekillerin denklemlerinin ilgili boyut ile çarpılıp, alana bölünmesiyle bulunur. Denklem formu şu şekildedir;

$$G_x = \frac{\int_{(3,5-kc)}^{3,5} xy dx}{\int_{(3,5-kc)}^{3,5} y dx} = \frac{\int_{(3,5-kc)}^{3,5} x\sqrt{12,25 - x^2} dx}{\int_{(3,5-kc)}^{3,5} \sqrt{12,25 - x^2} dx}$$

Beton basınç bloğunun belirlenmesinin ardından her bir donatı sırasındaki şekil değiştirme katsayısı benzerlikle bulunur. Hesaplanan şekil değiştirme katsayılarına göre her bir donatı sırasında bulunan donatıların gerilme değerleri şu şarta uymalıdır;

$$\varepsilon_{si} < \varepsilon_{su} \text{ ise } \sigma_{si} = \varepsilon_{si} E_s$$

$$\varepsilon_{si} > \varepsilon_{su} \text{ ise } \sigma_{si} = f_{yd}$$

Burada;

ε_{si} i sırasındaki donatının şekil değiştirme katsayısını,

ε_{su} donatı maksimum şekil değiştirme katsayısını ($\varepsilon_{su} = 0,001825$),

σ_{si} i sırasındaki donatının gerilmesini;

E_s donatının elastisite modülünü ($E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$);

göstermektedir.

Birim uzama katsayıları ve bunlara bağlı gerilmeler hesaplandıktan sonra şu formüller ile kesitin taşıyabileceği normal kuvvet ve momentler hesaplanır;

$$N_r = 0,85f_{cd}A_c + \sum_{i=1}^n A_{si}\sigma_{si} + \sum_{j=1}^n A_{spj}\sigma_{spj} \quad (5.4)$$

$$M_r = 0,85f_{cd}A_c \left(r - \frac{k_1c}{2} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si}\sigma_{si}x_i + \sum_{j=1}^n A_{spj}\sigma_{spj}x_j \quad (5.5)$$

Burada;

A_{spj} j sırasındaki öngerme halatının alanını;

σ_{spj} j sırasındaki öngerme halatında meydana gelen gerilmeyi;

x_i i sırasındaki donatının uç life uzaklığını;

x_j j sırasındaki öngerme halatının uç life uzaklığını;

göstermektedir.

Kullanılan donatılar 36 mm çapında inşaat çeliğinden meydana gelmiş üç adet donatının sarılması ile oluşturulacaktır. Yönetmeliğimizde bu tarz kullanılan donatılar demet donatı olarak adlandırılmış olup, demet donatının eşdeğer çapı aşağıdaki denklem ile belirlenebileceği belirtilmiştir;

$$\phi_N = 1,2\phi\sqrt{n} \quad (5.6)$$

Burada;

ϕ_D eşdeğer donatı çapını;

ϕ demet donatıda kullanılacak donatının çapını;

n demetteki donatı sayısını;

göstermektedir.

Yönetmeliğimizde demet donatı sayısı maksimum üç adet ile sınırlandırılmıştır. Formülde değerler yerine konulduğunda ülkemiz yönetmeliği için eşdeğer çap 74,82mm olarak elde edilir. EN 1991-1-1 yönetmeliğinde ise, ülkemiz yönetmeliğine benzer bir formül ile eşdeğer donatı çapı hesaplanabileceği belirtilmiştir;

$$\phi_n = \phi\sqrt{n}$$

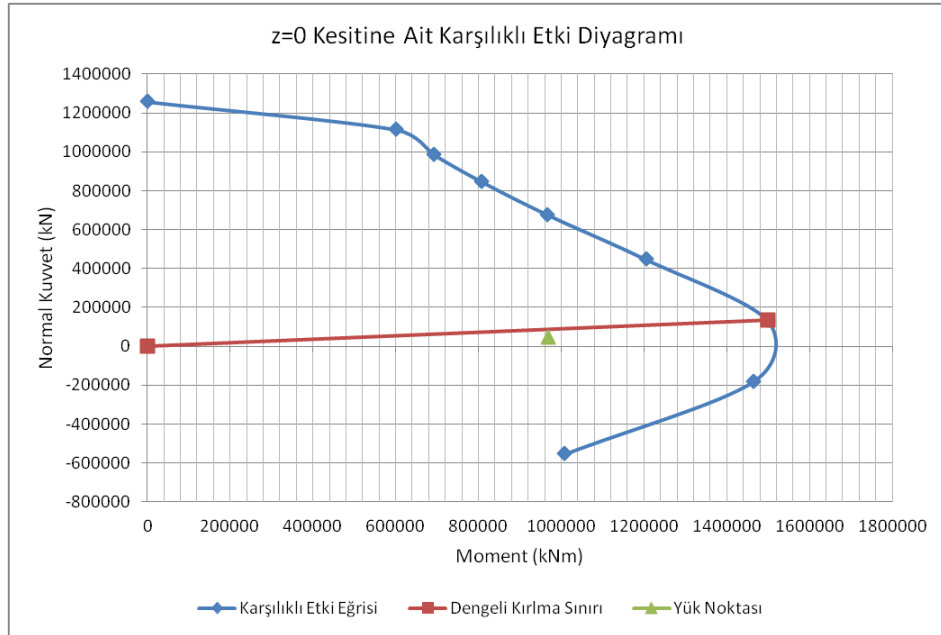
Yine bu yönetmelikte de genel durumlar için demet donatıdaki donatı sayısı maksimum üç adet olarak verilmiştir. Eşdeğer çap 62,353 olarak bulunur.

ACI-318 yönetmeliğinde ise bir demetteki maksimum donatı sayısı dört olarak verilmiş olup, kirişlerde No.14 ve No.18 donatıların demet donatı olarak kullanılması sınırlandırılmıştır. Bu donatı tipleri ülkemizde yaklaşık olarak sırasıyla Ø43 ve Ø57'ye denk gelmektedir. Bu boyutlarda üretim ülkemizde özel imalata girmektedir. Yönetmelikte eşdeğer çap için aşağıdaki formül önerilmiştir;

$$d_{be} = \sqrt{\frac{4}{\pi} A_s}$$

Birimler emperyal birim sistemine göre olup, metrik sistemde Ø36 donatı için yaklaşık eşdeğer çap 62,33mm olarak bulunmaktadır.

Deklem 5.4 ve denklem 5.5 kullanılarak, beton basınç bloğunun derinliği değiştirilerek, her derinlik için bir N kuvveti ve bir M momentini bulunur. Bu değerler, seçilen derinlik için kesitin taşıma gücüdür. Bu işlem birden fazla tekrar edilerek karşılıklı etki diyagramı elde edilir. Aşağıdaki şekilde z=0 kesiti için karşılıklı etki diyagramı verilmiştir;



Şekil 5.7 : z=0 kesiti için karşılıklı etki (M-N) diyagramı.

Şekil 5.7’de gösterilen kırmızı hat, dengeli kırılma hattı olup, yeşil nokta tasarım kuvvetlerinin diyagram üzerindeki yerini göstermektedir.

Burada dengeli kırılma sınırı, beton liflerinde ezilme olduğu anda en uçtaki donatının aktığı durumdur. Betonarme tasarımda, denge altı kırılma, yani sünek kırılma istenmektedir. Kırılmanın türü, eksantrisitenin hesaplanması ile yapılabilir. Aşağıda gerekli formül verilmiştir;

$$e_b = \frac{M_b}{N_b} \quad (5.7)$$

Burada;

e_b dengeli kırılmaya ait eksantrisiteyi;

M_b dengeli kırılma için moment taşıma kapasitesini;

N_b dengeli kırılma için normal kuvvet kapasitesini;

göstermektedir.

Tasarım kuvvetlerinden oluşacak eksantrisitenin dengeli kırılma eksantrisitesine eşit olması halinde kırılma denge kırılması, büyük olması halinde sünek kırılma, küçük olması halinde ise gevrek kırılma gerçekleşecektir. Dengeli kırılmaya ait eksantrisite şu şekilde hesaplanmıştır;

$$e_b = \frac{M_b}{N_b} = \frac{1,499 \times 10^{12}}{1,326 \times 10^8} = 11300 \text{ mm}$$

Tasarım kuvvetlerinin eksantrisitesi ise şu şekilde bulunur;

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9,694 \times 10^{11}}{4,657 \times 10^7} = 20817 \text{ mm}$$

$e > e_b$ olduğundan kırılma bir sünek kırılmadır. Kesitin maksimum taşıma kapasitesi, dengeli kırılmaya ait değerler olacaktır. Tasarım kuvvetlerinin bu kuvvetlerin altında kalması nedeniyle kesit eğilme gerilmelerine karşı yeterli düzeydedir.

5.2.2 Kesme dayanımı analizi

Kesitin kesmeye karşı analizi yapılacak olursa, ülkemiz yönetmeliklerine göre kesitin beton tarafından kesme taşıma kuvveti şu formüller ile hesaplanır;

$$V_{cr} = 0,67f_{ctd}A_c + M_o \frac{V_d}{M_d} \quad (5.8)$$

$$M_o = 0,80\sigma_{cpd} \frac{I}{y} \quad (5.9)$$

Burada;

V_{cr} kesme taşıma kuvvetini,

f_{ctd} kayma dayanımını ($\cong 0,35\sqrt{f_{cd}}$),

A_c beton alanını,

M_o artgerme tarafından d derinliğinde oluşacak momenti,

σ_{cpd} artgerme tarafından beton kesitinin d derinliğinde oluşacak gerilmeyi, göstermektedir.

M_o değeri d derinliğinde, yani 6970 mm noktasında, artgerme kuvveti tarafından oluşturulacak moment olarak da alınabilir. Tüm artgerme kuvvetlerinin bileşkesi basınç yönünde ve kesit merkezinde kabul edilirse, bu değer şu şekilde hesaplanır;

$$M_o = 122141736 \times 3470 = 423831,82 \text{ kNm}$$

Değerler denklem 5.8'de yerine yazılırsa;

$$V_{cr} = 0,67 \times 2,711 \times 14,726 \times 10^6 + 423831 \times 10^6 \frac{22236 \times 10^3}{969,390 \times 10^9}$$

$$V_{cr} = 36495 \text{ kN}$$

Yönetmelikte aşağıda verilen şart sağlandığı takdirde kesme donatısına ihtiyaç olmayacağı belirtilmiştir;

$$V_d < \frac{V_c}{2}$$

Burada V_c değeri V_{cr} değerinin %80'i olup, 29196 kN olmaktadır. Bu değer yarısı ise 14598 kN olarak bulunur. Dolayısıyla kesme donatıları hesaplanacaktır. Kesitin taşıyabileceği maksimum kesme kuvveti ise şu formül ile hesaplanır;

$$V_{maks} = 0,22f_{cd}A_c \quad (5.10)$$

Değerler yerine konulduğunda maksimum kesme kuvvetinin alacağı değer 194386 kN olarak bulunur. Bu değerın sağlanmaması halinde kesit boyutları değiştirilmesi gerekirdi.

ACI-381 yönetmeliğinde ise öngermeli elemanlar için kesme katkı kuvveti şu şekilde verilmiştir;

$$V_c = \left(0,05\lambda\sqrt{f_{ck}} + 4,8\frac{V_u d}{M_m} \right) A_c \quad (5.11)$$

$$M_m = M_u - N_u \frac{(4r - d)}{8} \quad (5.12)$$

Burada;

- λ beton ağırlığına göre değişen bir katsayıyı (normal ağırlıkta betonlar için 1 alınır.);
- V_u tasarım kesme kuvvetini;
- M_m eksenel yüklü kesitler için azaltılmış momenti;
- M_u tasarım momentini;
- N_u dış yük ve ardgermeden gelen toplam eksenel basınç kuvvetini;
- d etkili yüksekliği;

göstermektedir.

V_u ve M_u değerleri için $z=0$ kesitindeki değerler kabul edilmiştir. Buna göre değerler yerine yazırsa;

$$M_m = 969391 \times 10^6 - 1,684 \times 10^8 \frac{(4 \times 3500 - 3470)}{8} = 7,40 \times 10^{11} \text{ Nm}$$

$$V_c = \left(0,05 \times \sqrt{80} + 4,8 \frac{22236 \times 10^3 \times 3470}{7,40 \times 10^{11}} \right) \times 14,726 \times 10^6 = 13916 \text{ kN}$$

V_c değerinin minimum ve maksimum değerleri ise şu şekilde bulunur;

$$V_{c,max} = 0,29\lambda\sqrt{f_{ck}}A_c \sqrt{1 + \frac{0,29N_u}{A_c}} \quad (5.13)$$

$$V_{c,min} = 0,17\lambda\sqrt{f_{ck}}A_c \quad (5.14)$$

Bu değerler sırasıyla 79369 kN ve 22391 kN olarak bulunur. ACI yönetmeliğinde de tasarım kesme kuvvetinin V_c değerinin yarısından fazla olması halinde kesme donatısı hesaplanması gerektiği belirtilmiştir. Buna göre;

$$\frac{V_c}{2} = \frac{13916}{2} = 6958 < 22236$$

ACI-318 yönetmeliğine göre kesme donatısı hesaplanmalıdır. $V_{c,min} \cong V_d$ olduğundan minimum kesme donatısı yeterli olacaktır.

EN 1992-1-1 yönetmeliğinde ise betondan gelecek kesme katkısı aşağıdaki formüller yardımıyla hesaplanır;

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] A_c > (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) A_c \quad (5.15)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (5.16)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{A_c} \leq 0,02 \quad (5.17)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2 f_{cd} \quad (5.18)$$

$$v_{min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} \quad (5.19)$$

Burada;

$V_{Rd,c}$ beton kesme katkı kuvvetini;

$C_{Rd,c}$ kesme analizinde malzeme dayanımı azaltma katsayısını (0,128 alınır.);

k faydalı yüksekliğe bağlı bir katsayıyı;

ρ_1 donatı yoğunluğunu;

k_1 bir katsayıyı (0,15 alınır);

- σ_{cp} aksenal kuvvetten gelecek katkı gerilmesini;
 A_{sl} öngerme ve normal donatıların toplam alanını;
 N_{Ed} dış yük ve ardgermeden gelen toplam aksenal basınç kuvvetini;
 v_{min} yapısal bir katsayıyı;

göstermektedir.

Hesaplar yapılırsa;

$$\sigma_{cp} = \frac{1,687 \times 10^8}{14,72 \times 10^6} = 11,46 < 12 \quad \left| \quad \begin{aligned} \rho_1 &= \frac{1,23 \times 10^6}{14,72 \times 10^6} = 0,08 > 0,02 \\ \rho_1 &= 0,02 \end{aligned} \right.$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{3470}} = 1,24 < 2$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,128 \times 1,24 \times (100 \times 0,02 \times 80)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \times 11,46 \right] \times 14,72 \times 10^6 = 37987 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0,035 \times \sqrt{1,24^3 \times 80} = 0,432$$

$$V_{Rd,c-min} = (0,432 + 0,15 \times 11,46) \times 14,72 \times 10^6 = 31663 \text{ kN}$$

Eğer $V_{Rd,c} < V_{Ed}$ ise tasarımda kesme donatısı bulundurulmalıdır. V_{Ed} burada tasarım kesme kuvvetidir. Maksimum değer için formüller kullanılır;

$$V_{Ed,maks} = 0,5 A_c v f_{cd} \quad (5.20)$$

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (5.21)$$

Değerler yerine yazılırsa;

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{80}{250} \right] = 0,408$$

$$V_{Ed,maks} = 0,5 \times 14,72 \times 10^6 \times 0,408 \times 60 = 180173 \text{ kN}$$

$V_{Rd,c-min} > V_{Ed}$ olduğundan minimum kesme donatısı kullanılacaktır. $V_{Ed,maks} < V_{Ed}$ olduğundan kesit boyutları yeterlidir.

Görüleceği üzere yabancı yönetmeliklerde enine donatı için minimum değerler ile hesaplama yapılması gerektiği bulunmuş veya değerler minimuma yakın düzeyde kalmıştır. Ülkemiz yönetmeliğin bulunan değerlerden de enine donatının minimum olarak hesaplanması gerektiği bulunmuştur. Dolayısıyla ülkemiz yönetmeliklerine göre donatı hesabı yapılması ve bulunan donatı alanının diğer yönetmeliklerde belirtilen minimum donatı alanları ile kıyaslanması gerekir.

Ülkemiz standartlarına göre minimum donatı alanı şu şekilde hesaplanır;

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,3b_w \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} \quad (5.22)$$

Burada s değeri adım aralığını, b_w değeri ise çekirdek kesitin çapını göstermektedir. Değerler yerine yazılırsa;

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,3 \times 6240 \times \frac{2,71}{365} = 13,9$$

ACI-318 yönetmeliğinde minimum enine donatı için şu formül verilmiştir;

$$A_{v,min} = 0,062 \sqrt{f_{ck}} \frac{b_w s}{f_{yk}} \quad (5.23)$$

Değerler yerine yazılırsa;

$$\frac{A_{v,min}}{s} = 0,062 \times \sqrt{80} \times \frac{6240}{420} = 8,24$$

EN 1991-1-1 yönetmeliğinde minimum enine donatı alanı için şu formülden yararlanılır;

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,08b_w \sin \alpha \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywk}} \quad (5.24)$$

Burada α açısı, etriyenin boyuna donatıyla yaptığı açıyı ifade etmektedir. Değerler yerine konursa;

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,08 \times 6240 \times \sin(90) \frac{\sqrt{80}}{420} = 10,63$$

Ülkemiz yönetmeliği ile bulunan enine donatı alanları, diğer yönetmeliklerin şartlarını da sağlayacağından, enine donatı ülkemiz yönetmeliği ile bulunan değer üzerinden hesaplanacaktır. Adım aralığı kule boyunca 15cm alınmıştır. Buna göre;

$$A_{sw} = 13,90 \times 150 = 2085 \text{ mm}^2$$

İki sıra etriye kullanılacağından tek kol için etriye alanı;

$$A_0 = \frac{A_{sw}}{4} = \frac{2085}{4} = 521,25 \text{ mm}^2$$

Kullanılacak etriye ikili demet donatı halinde düzenlenmiş olup, 2x2Ø16/15 olarak belirlenmiştir. Eşdeğer çap Ø27'dir. Enine kesitin donatı alanı 2316 mm² bulunmuştur.

5.2.3 Stabilité

Bu bölümde yapının P-Delta etkileri, diğer bir deyişle burkulma durumu ve devrilme halleri incelenecektir.

Türbin yükü daha önceki bölümlerde 3980 kN olarak verilmişti. ACI-381 yönetmeliğinde burkulmadan meydana gelecek moment büyütme katsayısı şu formülle verilmiştir;

$$\delta_m = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_E}} \geq 1 \quad (5.25)$$

Burada;

C_m moment düzeltme katsayısı (güvenli tarafta kalmak için 1 alınır.)

P_E kritik burkulma yükü;

göstermektedir.

Kritik burkulma yüküne ait formül denklem 4.71 ile verilmişti. Bu denklemde ACI-318 yönetmeliğine göre çatlamış kesit için düzeltmeler yapılırsa yeni formül şu şekilde bulunur;

$$P_E = 0,438 \frac{\pi^2 E_c I_g}{L^2} \quad (5.26)$$

Değerler yerine yazılırsa;

$$P_E = 0,438x \frac{\pi^2 x 48075 x 4,414 x 10^{12}}{120000^2} = 63704 \text{ kN}$$

Denklem 5.25'in değeri hesaplanırsa;

$$\delta_m = \frac{1}{1 - \frac{3980}{0,75x63704}} = 1,09$$

Bu işlem taban kesit için yapıldığında, artgerme yükü ile birlikte narinlik, δ_m , değeri 1,19 olarak bulunur. Buna göre narinlik nedeniyle artırılmış moment hesaplanırsa;

$$\delta_m M = 1,19x969391 = 1153575 \text{ kNm}$$

Kesitin taşıyabileceği maksimum moment, şekil 5.7 ile gösterilmişti. Dengeli durum için kesitin taşıyabileceği maksimum moment, 1499000 kNm, büyütülmüş momentten daha yüksek olduğundan, kesit ikinci mertebe momentleri için güvenlidir.

Devrilme tahkiki bir stabilite problemidir. Ancak devrilme tahkikinin yapılabilmesi için öncelikle temel tasarımının yapılmış olması gerekir. Dolayısıyla bu tahkik temel tasarımından sonra yapılacaktır.

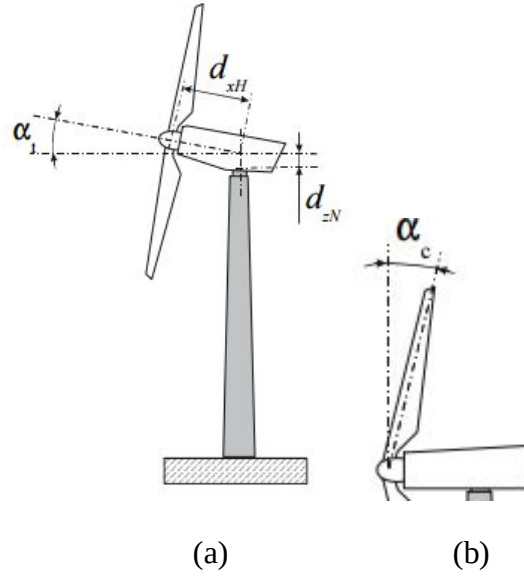
5.2.4 Deplasman kontrolü

ACI-318 ve EN 1992-1-1 yönetmeliklerinde rüzgar türbinleri için özellikle verilmiş deplasman sınır şartları bulunmamaktadır. IEC-61400 yönetmeliğinde ise bu şart, kanat elemanlarına zarar vermeyecek kadar olması olarak belirlenmiştir. Deplasman kontrolünde, uçta meydana gelecek maksimum deplasman esnasında kanatların zarar görüp görmediği değerlendirilecektir.

Türbin yerleşimi şekil 5.8 ile gösterilmiş olup, NREL 5MW için geometrik veriler çizelge 5.2 ile verilmiştir. Ayrıca türbinin cut-out hızında kanat ucunda oluşacak deplasmanlar da yine çizelge 5.2 ile gösterilmiştir.

Çizelge 5.2 : NREL 5MW için türbin yerleşim ve deplasman verileri.

Hub Yüksekliği (dzN)	2 m
Kanat Uç Mesafesi (dxH)	5 m
Şaftın Yatayla Yaptığı Açı (α_1)	5°
Kanadın Dikeyle Yaptığı Açı (α_c)	2.5°
Kanat Maks. Uç Deplasmanı	3,01 m



Şekil 5.8 : Türbin yerleşimi; (a) nasıl yerleşimi, (b) kanat yerleşimi.

Kanat uç noktasının kule merkezinden uzaklığı, dxH uzunlu ile kanat uzunluğunun sinüs bileşeninin toplanması ile bulunur. Bu değer 1544cm'dir. Kulenin $z=42.5$ kesiti kanadın uç noktasının bulunacağı kesite denk gelmekte olup, bu noktada dış yarıçap 293 cm'dir. Kanat ucunun kule yüzünden uzaklığı yaklaşık 1250cm olarak bulunur. O halde kanadın cut-out rüzgar hızı altında yapmış olduğu 950cm deplasman güvenlidir.

Deprem kombinasyonlarından kule ucunda yer değiştirme yaklaşık 175 cm olarak bulunmuştu. Buna göre kule ucunda yaklaşık $0,84^\circ$ düşeyle açı oluşmaktadır. Dolayısıyla türbin de bu açı kadar eğilecek olup yaklaşık 117 cm daha kule yüzüne yaklaşacaktır. Kanat ucunda oluşan deplasman ile toplam yer değiştirme kulenin deplasmanlı durumuna göre -58 cm olmaktadır. Diğer bir deyişle deprem yükü sonucu kanat ucu kule yüzünden uzaklaşmaktadır. $z=42,5$ noktasında oluşacak deplasman 24 cm'dir. Kule yüzü ile kanat ucu arasındaki mesafe 1100 cm olarak bulunur. Bu noktada kanatta maksimum yer değiştirme meydana gelmesi durumunda kule yüzü ile kanat arasındaki mesafe 803cm olarak bulunur.

Bu konuda yapılan çalışmalarda deplasman değerinin kule boyunun %1'ini geçmemesi halinde deplasman yönünden güvenli olduğu varsayılabilceği belirtilmiştir. Bu çalışmada deplasman, kule boyunun %1,46'sı kadar olmaktadır.

Deplasman değerleri için sınırlamalar türbin üreticileri tarafından tasarımcıya verilmelidir. Ancak bu çalışmada böyle bir imkanın olmaması nedeniyle,

varsayımlara dayalı hesaplar ve kabul görmüş çalışmalar üzerinden bir yaklaşım izlenmiştir.

5.2.5 Yorulma kontrolü

Dördüncü bölümde belirtildiği üzere, yorulma kontrolünde Model Code 2010 kullanılacaktır. Burada yönetmeliğin belirttiği Limit Yorulma Analizi (Ultimate Limit State of Fatigue) yapılması için üç yöntem önerilmektedir; basitleştirilmiş yorulma tasarımı, seviyeli yorulma tasarımı ve yorulma için yük spektrum eğrileri analizi. Bu analiz yöntemlerinden son iki yöntem betonarme tasarlanmış binalara etkiyen 10^8 tekrar sayısına sahip yükler için, yani bu çalışmada tasarlanana benzer rüzgar türbinleri için uygulanabilmektedir. Yorulma altında yapıda kullanılan çelik malzemeler şu koşulu sağlamalıdır;

$$\gamma_{Sd} \max(\Delta\sigma_{Ss}) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(n)}{\gamma_{S,fat}} \quad (5.27)$$

$$\log(\Delta\sigma_{Rsk}(n)) = \log(\Delta\sigma_{Rsk}^*) - \frac{1}{k_2} \log(n - N^*) ; (n > N^*) \quad (5.28)$$

$$\log(\Delta\sigma_{Rsk}(n)) = \log(\Delta\sigma_{Rsk}^*) - \frac{1}{k_1} \log(n - N^*) ; (n < N^*) \quad (5.29)$$

Burada;

γ_{Sd}	yorulma yükü artırma katsayısını (1,1 alınır.);
$\gamma_{S,fat}$	malzeme dayanımı azaltma katsayısını (1,15 alınır.);
$\Delta\sigma_{Ss}$	hesaplanan gerilme aralığını;
$\Delta\sigma_{Rsk}(n)$	n adet tekrar sayısı için güvenli gerilme aralığını;
$\Delta\sigma_{Rsk}^*$	referans tekrar sayısı için güvenli gerilme aralığını;
k_1	malzeme türüne bağlı bir katsayıyı;
k_2	malzeme türüne bağlı bir katsayıyı;
n	tekrar sayısını;
N^*	referans tekrar sayısını;

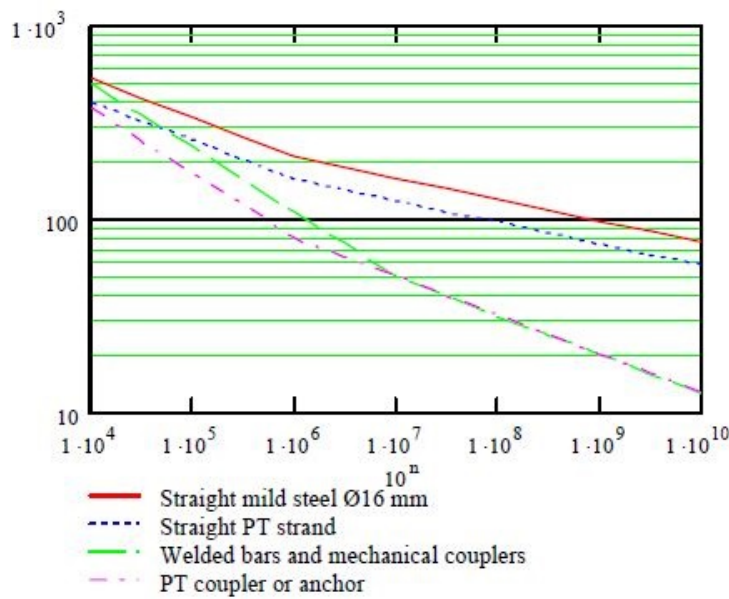
göstermektedir.

Malzeme türüne bağlı katsayılar, referans tekrar sayısı ve referans tekrar sayısı için güvenli gerilme aralığı, prefabrike elemanlarda mekanik birleşimler, donatılar, toronlar ve artgerme ankrajları için farklı değerler almaktadır. Kritik sonucu verecek değerler ise mekanik birleşimlerden elde edilir. Buna göre malzeme türüne bağlı katsayılar sırasıyla 3 ve 5, referans tekrar sayısı 10^7 ve referans tekrar sayısı için gerilme 30 MPa değerleridir.

Çizelge 5.3 : Model Code’a göre katsayılar.

	N^*	exponent		$\Delta\sigma_{Rsk}$ (MPa)	
		k_1	k_2	at N^*	at 10^8
Straight mild steel Ø16 mm	10^6	5	9	210	125
Straight prestressed strand	10^6	5	9	160	95
Welded bars, mech. couplers	10^7	3	5	50	30
PT coupler or anchor	10^6	3	5	80	30

$\Delta\sigma_{ss}$ değeri sistemin çeşitli tekrar sayılarına bağlı rüzgar yüklerinin yüklenmesi sonucu oluşacak gerilmeler arasındaki farkı ifade etmektedir. Dolayısıyla yapıya etkiyecek rüzgar hızları ve bu rüzgar hızının 20 yıl boyunca meydana geleceği tekrar sayısı bilinmelidir. Bu verilerin elde edilebilmesi için istatistiksel yöntemler ve saha ölçümleri gerektiğinden, bu çalışmada daha önceki çalışmalarda verilmiş ve bu çalışmaya uygulanabilecek düzeyde rüzgar hızları ve tekrar sayılarından yararlanılacaktır. Bu hızlara ve tekrar sayılarına bağlı olarak $\Delta\sigma_{Rsk}(n)$ hesaplanacak ve her bir rüzgar hızı için gerilme aralığı güvenliği kontrol edilecektir. Bu hesaplama çeşitli çalışmalarda yapılmış olup aşağıdaki grafik elde edilmiştir;



Şekil 5.9 : Çeşitli elemanlara ait tekrar sayısına bağlı yorulma dayanımları.

Aşağıda referans rüzgar hızları, tekrar sayıları ve emniyet katsayısına bölünmüş güvenli gerilme aralığı verilmiştir;

Çizelge 5.4 : Referans alınan rüzgar hızları, tekrar sayıları ve güvenli gerilme aralığı.

V _m	n	N*	σ _{Rsk}	V _m	n	N*	σ _{Rsk}
6,3	500000000	10000000	21,73913	12,6	500000	10000000	147,8261
7	200000000	10000000	25,21739	13,3	200000	10000000	173,913
7,7	100000000	10000000	26,95652	14	100000	10000000	200
8,4	50000000	10000000	35,65217	14,7	50000	10000000	234,7826
9,1	20000000	10000000	39,13043	15,4	20000	10000000	313,0435
9,8	10000000	10000000	43,47826	16,1	10000	10000000	347,8261
10,5	5000000	10000000	65,21739	16,8	5000	10000000	347,8261
11,2	2000000	10000000	77,3913	17,5	2000	10000000	347,8261
11,9	1000000	10000000	87,82609	18,2	1000	10000000	347,8261

Bu hızlarda meydana gelecek gerilmeler kombinasyon ile oluşacak gerilmelerdir. Uygulanacak kombinasyon 4. bölümde şu şekilde verilmiştir;

$$D_L + W_{fatigue}$$

Burada yorulmadan gelen etkilerde hem kule yüzüne gelen hem de türbinden kuleye aktarılan yükler alınmalıdır. Kule yüzüne gelen yüklerde dördüncü bölümde kullanılan ASCE hesaplama yöntemleri kullanılmıştır. Türbinden gelecek yükler ise rüzgar hızına bağlı olarak doğrusal değiştiği kabul edilmiştir. Buna göre aşağıdaki formül kullanılarak türbinden kuleye aktarılacak yükler bulunabilir;

$$W_{hub,i} = \frac{(W_{hub,max} - V_{cutin})}{V_{cutout}} V_{m,i} + V_{cutin}$$

Burada V_{cutout} ve V_{cutin} hızları dördüncü bölümde sırasıyla 25 m/sn ve 3 m/sn olarak verilmişti. $W_{hub,max}$ değeri yorulma yüklemesi için türbinden gelecek kesme ve moment yükleri olup LaNier tarafından aşağıdaki denklemler ile hesaplanabileceği belirtilmiştir;

$$V_{hub} = -0,68013x^2 + 44,422x - 0,8102 \quad (5.30)$$

$$M_{hub} = 75,239x^2 + 385,81x - 1940 \quad (5.31)$$

Burada x değişkeni türbinin MW cinsinden gücünü göstermektedir. Buna göre 5 MW gücünde bir türbin için yorulma yükleri şu şekilde bulunur;

$$V_{hub} = -0,68013x^2 + 44,422x - 0,8102 = 204,30 \text{ kN}$$

$$M_{hub} = 75,239x5^2 + 385,81x5 - 1940 = 1870 \text{ kNm}$$

Maksimum gerilmeler tabanda meydana geleceğinden türbinden aktarılabacak kesme kuvvetinin tabanda oluşturacağı moment ve türbinden aktarılabacak moment toplanarak, türbinin kule tabanında oluşturacağı toplam moment bulunabilir;

$$M_{hub,top} = M_{hub} + 120V_{hub} = 1870 + 120x204,3 = 26386 \text{ kNm}$$

Kombinasyona bağılı olarak bulunmuş moment ve normal kuvvet değerleri şu şekildedir;

Çizelge 5.5 : Kule tabanında çeşitli rüzgar hızlarında meydana gelecek türbin ve kuleden aktarılan moment ve normal kuvvetler.

Vm	Mkule	Mhub	N	Vm	Mkule	Mhub	N
6,3	1443	26386	155128	12,6	8462	26386	155128
7	2621	26386	155128	13,3	9425	26386	155128
7,7	3168	26386	155128	14	10437	26386	155128
8,4	3770	26386	155128	14,7	11502	26386	155128
9,1	4423	26386	155128	15,4	12615	26386	155128
9,8	5127	26386	155128	16,1	13780	26386	155128
10,5	5884	26386	155128	16,8	14996	26386	155128
11,2	6691	26386	155128	17,5	16261	26386	155128
11,9	7551	26386	155128	18,2	17577	26386	155128

Bulunan momentler dinamik yük artırma katsayısı ile çarpılmalıdır. Ancak daha önceki bölümlerde gösterildiği üzere çalışma frekanslarına bağılı olarak bu katsayı 1 alınmıştır. Bu nedenle etkiyen momentler aynen alınabilir.

Mekanik bağlantılar, yük aktarımı için kullanılan ek elemanlardır. Bunlar plakalar, donatı bağlantı elemanları ve harç gibi ıslak veya kuru birleşimlerdir. Bu tasarım daha sonraki bölümlerde yapılacaktır. Ancak kule dış yüzünde bağlantı elemanı bulundurulması planlanmaktadır. Bu noktada meydana gelen gerilmeler aşağıdaki gerilme denklemi ile bulunabilir;

$$\Delta\sigma_{ss} = \frac{N}{A} \mp \frac{M}{I} r_{dış} \quad (5.32)$$

Burada A ve I değerleri kule tabanı için sırasıyla alan ve atalet momentini ifade etmektedir. Elde edilen negatif ve pozitif gerilmeler, yük artırma katsayıları ile hesaplanmış şekilde bir sonraki şekilde verilmiştir.

Çizelge 5.6 : Kule tabanında çeşitli rüzgar hızlarında aktarılan yüklerden oluşan yorulma gerilmeleri.

Vm	M	N	σ_{max}	σ_{min}	Vm	M	N	σ_{max}	σ_{min}
6,3	30611,9	170640,8	26,27673	-2,95361	12,6	38332,8	170640,8	29,98158	-6,80614
7	31907,7	170640,8	26,89852	-3,72307	13,3	39392,1	170640,8	30,48988	-7,31444
7,7	32509,4	170640,8	27,18724	-4,0118	14	40505,3	170640,8	31,02405	-7,8486
8,4	33171,6	170640,8	27,505	-4,32955	14,7	41676,8	170640,8	31,58619	-8,41074
9,1	33889,9	170640,8	27,84967	-4,67423	15,4	42901,1	170640,8	32,17366	-8,99822
9,8	34664,3	170640,8	28,22126	-5,04582	16,1	44182,6	170640,8	32,78859	-9,61314
10,5	35497	170640,8	28,62083	-5,44539	16,8	45520,2	170640,8	33,43043	-10,255
11,2	36384,7	170640,8	29,04679	-5,87135	17,5	46911,7	170640,8	34,09814	-10,9227
11,9	37330,7	170640,8	29,50073	-6,32528	18,2	48359,3	170640,8	34,79276	-11,6173

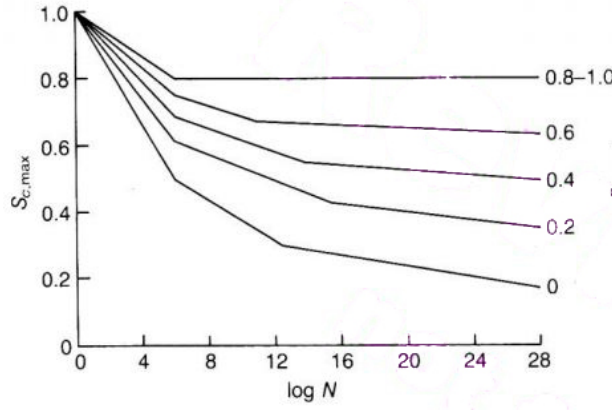
Burada maksimum gerilmeler basınç olup betonda yorulmaya neden olacak gerilmelerdir. Minimum gerilmeler ise bağlantı elemanlarında yorulmaya neden olacak gerilmelerdir. Görüleceği üzere bağlantı elemanlarında oluşacak gerilmeler, yorulma dayanımlarının oldukça altında kalmaktadır.

Artgerme elemanları ve donatılar, kesit düşey aksına daha yakın olduğundan daha az gerilmeye maruz kalacaktır. Buna rağmen yorulmaya karşı gerilmeleri, bağlantı elemanlarına göre daha yüksektir. Dolayısıyla bağlantı elemanlarının yorulmaya karşı güvenli olması, aynı zamanda artgerme elemanlarının ve donatıların da güvenli olması manasına gelir. Yukarıda verilen değerler ile yorulma dayanımları karşılaştırıldığında, tasarımın bağlantı elemanları, dolayısıyla artgerme ve donatı elemanları da yorulmaya karşı güvenli olduğu görülür.

Betonda meydana gelecek yorulma etkileri için aşağıdaki grafik ve denklemler kullanılarak betonun yorulma dayanımı bulunur;

$$\Delta\sigma_{c,max} = S_{c,max}f_{c,fat} \quad (5.33)$$

$$f_{c,fat} = f_{ck} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (5.34)$$



Şekil 5.10 : Beton malzemesinin tekrar sayısına ve çekme-basınç durumuna göre yorulma dayanımı.

Bu denklemler ve yukarıdaki şekil sayesinde betonun, basınç yükü arttıkça yorulma performansının azaldığı göz önüne alınmış olunur. Burada $S_{c,min}$ değeri minimum basınç gerilmesi olup, kesitte çekme gerilmeleri mevcut olduğundan sıfır kabul edilmiştir. Betonun yorulma referans dayanımı şu şekilde hesaplanır;

$$f_{c,fat} = 80x \left(1 - \frac{80}{250} \right) = 43,50 \text{ MPa}$$

Buna göre çeşitli rüzgar hızları için hesaplanan güvenli gerilme aralıkları ve yüklerden gelecek gerilmeler aşağıda verilmiştir. Yüklerden gelecek gerilmelerde beton malzemesi için yük artırım katsayısı kullanılmamaktadır.

Çizelge 5.7 : İzin verilen maksimum gerilmeler ve yorulmadan meydana gelen gerilmeler.

Vm	σ_{max}	$\sigma_{c,max}$	Vm	σ_{max}	$\sigma_{c,max}$
6,3	23,89	21,75	12,6	27,26	30,45
7	24,45	24,46	13,3	27,72	31,54
7,7	24,71	26,1	14	28,2	32,63
8,4	25	26,64	14,7	28,71	34,26
9,1	25,32	27,19	15,4	29,25	35,89
9,8	25,66	27,73	16,1	29,08	38,06
10,5	26,02	28,28	16,8	30,39	39,7
11,2	26,41	28,88	17,5	31	41,33
11,9	26,82	29,36	18,2	31,63	43,5

Yukarıdaki çizelgeden de görüleceği üzere ilk senaryoda gerilmeler, izin verilen güvenli gerilmelerden yüksek çıkmakta, ikinci senaryoda ise oldukça yakın çıkmaktadır. İlk senaryo için gerilmeler, izin verilen gerilmeden yaklaşık %9 fazla çıkmaktadır. Donatının ve artgermenin yok sayıldığı düşünüldüğünde, bu fark tolere

edilebilir sınırlar içinde kalacaktır. Dolayısıyla beton malzemesi yorulmaya karşı güvenli kabul edilmiştir.

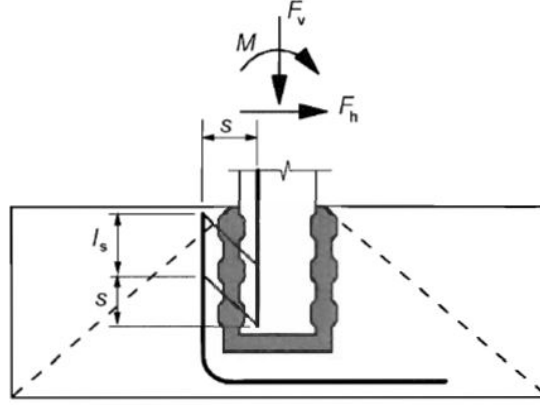
Burada yapılan analizde, daha önce yapılan çalışmalardan elde edilmiş rüzgar hızı verileri kullanılmıştır. Olması gereken ise şantiye sahasında yapılacak ölçümler ve meteorolojik veriler ışığında bu değerlerin, kulenin bulunacağı bölgeye göre alınmasıdır. Ancak tez aşamasında bu verilerin temini mümkün olmamaktadır. Dolayısıyla kule, baz alınan rüzgar hızlarına ve tekrar sayılarına göre, yorulmaya karşı güvenlidir.

5.3 Temel Tasarımı

Temel tasarımı, bu çalışmanın doğrudan hedeflerinden birisi değildir. Bu konu, başlı başına incelenmesi ve analizinin yapılması gerekli olan, çok sayıda ölçüm ve saha çalışması gerektiren bir konudur. Bu çalışmada yaklaşık bir varsayım kullanılmış olup, fizibilite çalışmasında temelin maliyetini hesaplayabilmek adına yapılmıştır. Şantiyenin zemin durumuna göre temel analizi yapılmalıdır.

Temelin kuleden aktarılacak yükleri güvenle taşıyabilmesi gereklidir. Prefabrike sektöründe yerli ve yabancı uygulamalar, genellikle soket temel (pocket foundation) şeklindedir. Bu uygulamaya ait şartlar ülkemizin TS 9967 yönetmeliğinde verilmiştir ancak bu yönetmelik yakın tarihte yürürlükten kaldırılmıştır. ACI-318 yönetmeliğinde ise bu tip temeller ile ilgili şartlar bulunmuyor olup temeller ile ilgili şartlar ülkemiz yönetmeliği TS-500 ile aynıdır. EN-1991-1-1 yönetmeliğinde ise bu tip temeller için tasarım esasları verilmiştir. Tasarım bu yönetmeliğe göre yapılacaktır.

Seçilen temel tipi kenetli temeldir. Örnek bir kenetli soket temel şekil 5.11 ile gösterilmiştir. Bu tip temellerde kolon, temele gömülü olarak inşa edilebildiğinden, bu tarz büyük çaplı yapılar için ekonomik bir çözüm olacaktır. Yönetmeliğe göre kenetli soket temellerde zımbalama kesme kuvvetinin güvenle taşınabilmesi halinde, bu temellerin tekil temel gibi çözülebileceği belirtilmiştir.



Şekil 5.11 : Örnek kenetli soket temel tipi.

Temel değişken kesitli olup kule yüzünden temel ucuna yaklaştıkça kalınlık azalacak şekilde değişken yüksekliğe sahip olacaktır. Temel dairesel tasarlanacaktır. Bu özelliklere sahip moment yüklü sistemler için yönetmeliğe göre zımbalama kesme kuvveti şu şekilde hesaplanır;

$$\sigma_{Ed} = N_d \frac{\beta}{ud} \quad (5.35)$$

$$\beta = 1 + 0,6 \frac{\pi e}{D + 4d} \quad (5.36)$$

$$u = \pi(2t \cos \theta + D) \quad (5.37)$$

$$e = \frac{M_d}{N_d} \quad (5.38)$$

$$\sigma_{Rd} = \frac{1}{a} 2d C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck}) \geq \frac{2dv_{min}}{a} \quad (5.39)$$

Burada;

- σ_{Ed} dış yüklerden gelen zımbalama gerilmesini;
- N_d kule ağırlığı, nasil ağırlığı ve artgermeden gelen toplam eksenel yükü;
- u zımbalama çevresini;
- d faydalı yüksekliği;
- t temel kalınlığını;
- e eksantrisiteyi;

- θ zımbalama çevresinin kule yüzü ile yaptığı açığı ($\arctan 0,5$ alınır.);
- D kule çapını;
- $C_{Rd,c}$ kesme analizinde malzeme dayanımı azaltma katsayısını (0,128 alınır.);
- k faydalı yüksekliğe bağlı bir katsayıyı;
- v_{min} yapısal bir katsayıyı;
- ρ_1 donatı yoğunluğunu;
- a kolon yüzünden zımbalama çevresine olan mesafeyi ($t \cos \theta$);

göstermektedir.

Faydalı yüksekliğe bağlı katsayı ve v_{min} katsayısı sırasıyla denklem 5.16 ve denklem 5.19 ile hesaplanmaktadır. Temel donatısı henüz hesaplanmadığından donatı oranı minimum kabul edilecektir. $\rho_1 = 0,002$ alınır. Temelde donatı paspayı 5cm olarak düzenleneceğinden faydalı yükseklik $d = t - 50$ olarak alınmıştır. Zımbalama çevresi ise daha kritik kesit olan iç dairenin çevresi alınmıştır. Buna göre hesaplamalar yapılırsa;

$$e = \frac{1429115 \times 10^6}{168706000} = 8471 \text{ mm} \quad \left| \quad \begin{aligned} u &= \pi[2t \cos(0,46) + 5500] \\ u &= 5,63t + 17279 \end{aligned} \right.$$

$$\beta = 1 + 0,6 \frac{\pi \times 8471}{7000 + 4(t - 50)} = 1 + \frac{15967}{6800 + 4t}$$

$$\sigma_{Ed} = 1,687 \times 10^8 \frac{1 + \frac{15967}{6800 + 4t}}{(5,63t + 17279)(t - 50)}$$

$$\sigma_{Ed} = \frac{2,997 \times 10^7 t + 1,706 \times 10^{11}}{t^3 + 4719,09t^2 + 4,979 \times 10^6 t - 2,609 \times 10^8}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{t - 50}}$$

$$\sigma_{Rd} = \frac{4,602}{t}(t - 50) \left(1 + \sqrt{\frac{200}{t - 50}} \right)$$

Zımbalama tahkininin sağlanması için $\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd}$ koşulu sağlanmalıdır. Denklemlerde tek bilinmeyen temel kalınlığı, yani t değişkenidir. İki denklem birbirine eşitlenir ve temel kalınlığı bu denklemden çekilirse, temelin sahip olabileceği minimum kalınlık bulunur;

$$\frac{2,997 \times 10^7 t + 1,706 \times 10^{11}}{t^3 + 5541,83t^2 + 6,337 \times 10^6 t - 3,308 \times 10^8} = \frac{4,602}{t}(t - 50) \left(1 + \sqrt{\frac{200}{t - 50}} \right)$$

Denklem çözüldüğünde, denklemin tek reel kökü olan sonuç 2078 mm yani 2,08m'dir. Kesme kuvvetinin hesabında, yönetmelik zemin etkilerinin de bu kuvvete karşı çalışacağını ve zemin dayanımının, zımbalamaya neden olacak gerilmeden çıkarılarak hesap yapılması gerektiği belirtilmiştir. Zemin gerilmesi için Z3 sınıfı zeminlerde ortalama olarak 0,15 MPa alınabilir. Hesap bu şekilde tekrar yapıldığında temel kalınlığı 2,15m olarak bulunur. Temel kalınlığı 2,2m alınmıştır. Buna göre faydalı yüksekliğe bağlı katsayı ve taşıma limit durumu gerilmesi için sınır şartları kontrol edilirse;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{2200 - 50}} = 1,30 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 \sqrt{k^3 f_{ck}} = 0,035 \sqrt{1,30^3 \times 80} = 0,464$$

$$\sigma_{Rd} = \frac{4,602}{2200}(2200 - 50) \left(1 + \sqrt{\frac{200}{2200 - 50}} \right) = 5,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Rd,min} = \frac{2dv_{min}}{a} = \frac{2 \times 2150 \times 0,479}{2200 \times 0,894} = 1,014 \text{ MPa} < \sigma_{Rd}$$

Sınır şartları sağlanmaktadır. Seçilen temel kalınlığı yeterlidir. Artık temelin çapı bulunabilir. Bunun için EN-1991 ve ACI-318 yönetmelikleri dairesel tip temeller için özellikle bir şart getirmemiştir. Her iki yönetmelik de tanınmış ve kullanılan bir yöntem ile çözüm yapılmasını önermektedir. Çözümde ACI-318 adı altında yayınlanmış Chu ve Afandi'nin yaptığı çalışmalar ve abaklar kullanılacaktır. Bu

yönteme göre öncelikle temelde meydana gelecek eksanstrisiteye göre dışmerkezlilik belirlenmelidir;

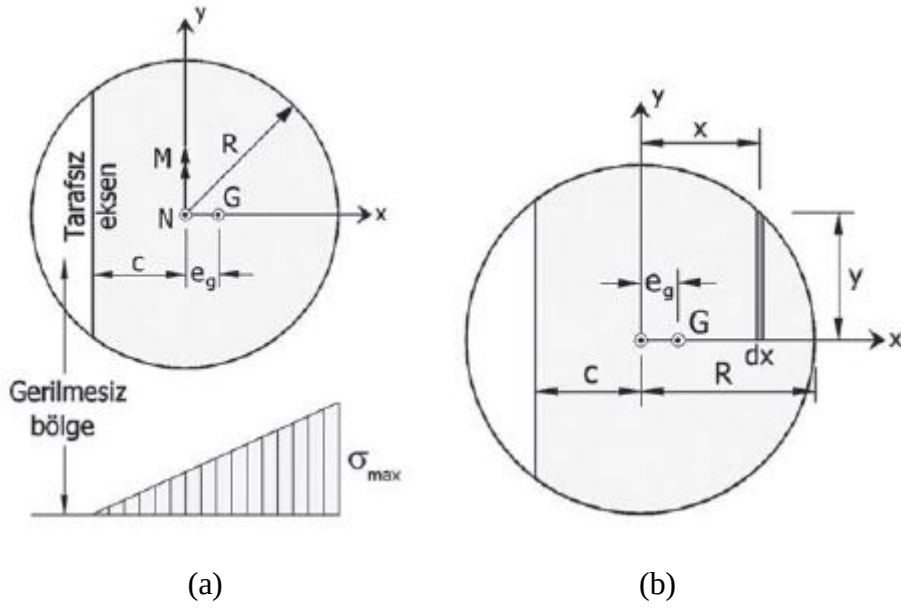
$$e < \frac{R}{4} \quad (5.40)$$

Denklem 5.40 koşulunun sağlanması halinde temel küçük dışmerkezlidir. Diğer bir deyişle temelin tamamı basınç altındadır. Eksantrisite denklem 5.36 ile hesaplanmıştı. Küçük dışmerkezlilik için temelin yarıçapı en az 34 metre olması gerektiği bulunur. Bu çözüm ekonomik bir sonuç vermeyecektir. Dolayısıyla yapılacak çözüm büyük dışmerkezli kabul edilmelidir. Bu durumda temelin bir bölgesinde çekme gerilmeleri oluşmaktadır. Bu bölgeye gerilmesiz alan denir.

Tasarımda temel çapı 36 metre olarak alınıp kontroller bu çap ile yapılacaktır. NREL betonarme türbinler için 126 metre hub yüksekliğine sahip kule için temel çapını 26 metre olarak belirlemiştir.

Öncelikle zemin taşıma gücü hesabı yapılmalıdır. Bunun için şantiye sahasına ait kohezyon değerleri, yer altı suyu seviyesi, kayma direnci parametreleri gibi bir çok zemin etüt değerleri gerekmektedir. Bu çalışmada bu verilerin temini mümkün olmadığından, genel kabul görmüş değerler üzerinden hesaplar yapılacaktır. Daha önce zemin tipinin Z3 olarak seçildiği belirtilmişti. Z3 zemin tipi için C sınıfı zemin şartının sağlandığı varsayımı yapılacaktır. Buna göre C sınıfı zeminler için kabul edilen gerilme değerleri 0,15 MPa ile 0,30 MPa aralığında alınması gerektiğidir. Zeminin emniyetli taşıma gerilmesi de bu aralıkta çıkması istenmektedir.

Chu ve Afandi büyük dış merkezliliğin olması durumunda gerilme değerlerini ve gerilme şekil diyagramlarını aşağıdaki gibi vermiştir;



Şekil 5.12 : Büyük dışmerkezlilik altına gerilme alanları; (a) gerilme diyagramı, (b) notasyonlar.

$$\sigma_b = \sigma_{max} = \frac{N}{F} + \frac{M_g(R - e_g)}{I} \quad (5.41)$$

$$M_g = M - e_g N \quad (5.42)$$

$$e_g = \frac{2\sqrt{(R^2 - c^2)^3}}{3F} \quad (5.43)$$

$$F = \frac{\pi R^2}{2} + c\sqrt{(R^2 - c^2)} + R^2 \arcsin\left(\frac{c}{R}\right) \quad (5.44)$$

$$I = \frac{\pi R^4}{8} + \frac{c}{4}[R^2 - 2(R^2 - c^2)]\sqrt{(R^2 - c^2)} + \frac{R^4}{4} \arcsin\left(\frac{c}{R}\right) - F e_g^2 \quad (5.45)$$

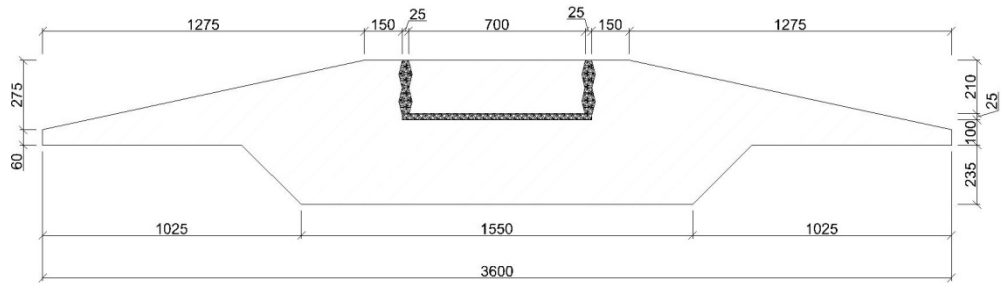
Burada;

- σ_b zeminde oluşacak pozitif gerilmeyi;
- N kule ağırlığı, nasil ağırlığı, temel ağırlığı ve temelüstü toprak ağırlığından gelen toplam eksenel yükü;
- F gerilme alanını;
- M_g gerilme alanına ait ağırlık noktasında momenti;
- R temel yarıçapını;

- e_g kule orta eksenini ile gerilme alanına ait ağırlık noktası arasındaki mesafeyi;
- I gerilme alanına ait atalet momentini;
- M kule tabanında oluşacak tasarım momenti ve kesme kuvvetinden doğan momentlerin toplamını;
- c tarafsız eksenini;

göstermektedir.

Tasarlanan temele ait boyutlar şekil 5.13 ile verilmiştir;



Şekil 5.13 : Tasarlanan temele ait boyutlar.

Bu boyutlar için temelin toplam beton hacmi yaklaşık 2350 m^3 ve toplam ağırlığı 56400 kN olarak bulunur. Temelin en üst noktası hemzemin olacak olup temel üzerinde kalan toprak hacmi yaklaşık 1649 m^3 olup zeminin ağırlığı 18 kN/m^3 kabulü ile toprak yükü 29682 kN bulunur. Böylece temelden gelen toplam eksenel yük 86082 kN olmaktadır.

Kuleden gelen eksenel yük tasarım kuvveti olarak hesaplanan 46565 kN olarak alınır. Buna göre net eksenel kuvvet şu şekilde bulunur;

$$N = 86082 + 46565 = 132647 \text{ kN}$$

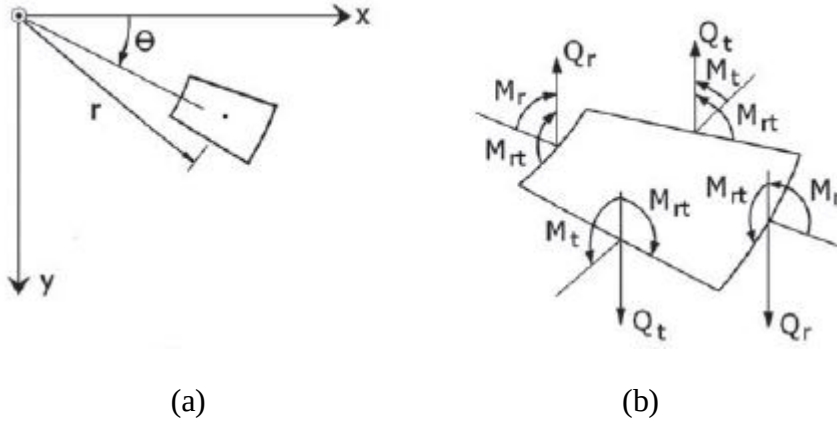
Kesme kuvvetinden meydana gelecek kuvvet ve tasarım kuvveti toplanarak temelin taşıması gereken moment kuvveti elde edilir;

$$M = 1153575 + 22236 \times 3,35 = 1228065 \text{ kNm}$$

Denklem 5.41'den denklem 5.45'ye kadar olan formüllerde tek bilinmeyen tarafsız eksenin uzaklığıdır. Bu eksen öyle bir noktada olmalıdır ki zemin gerilmesi emniyetli sınırlar içinde kalması sağlanabilsin. Denklem çözüldüğünde zemin gerilmeleri içinde sonuç veren c değeri için 18 m olarak belirlenmiştir. Tarafsız eksen uzaklığının

18m seçilmesi halinde $\sigma_b = \sigma_{max} = 0,29 \text{ MPa}$ bulunur. Bu değer yeterli kabul edilmiştir.

Kesitte oluşacak moment ve kesme değerlerinin hesaplanmasında ise aşağıdaki şekil ve formüller kullanılır;



Şekil 5.14 : Kutupsal dönüşümler; (a) kutupsal parametreler, (b) kutupsal iç kuvvetler.

$$M_{r1} = \frac{p_1 R}{64} \left[12,8\rho^2 - 19,2\ln\beta - 25,6 + 2,4k_1 - 0,8\frac{k_2}{\rho^2} \right] \quad (5.46)$$

$$M_{t1} = \frac{p_1 R}{64} \left[6,4\rho^2 - 19,2\ln\beta - 12,8 + 2,4k_1 - 0,8\frac{k_2}{\rho^2} \right] \quad (5.47)$$

$$Q_{r1} = \frac{p_1 R}{2} \left(\rho - \frac{1}{\rho} \right) \quad (5.48)$$

$$M_{r2} = \frac{p_2 R^2}{192} \left[20,8\rho^3 + 6,4k_3\rho + 1,6\frac{k_4}{\rho^3} + 1,2\frac{k_5}{\rho} \right] \cos\theta \quad (5.49)$$

$$M_{t2} = \frac{p_2 R^2}{192} \left[8\rho^3 + 3,2k_3\rho - 1,6\frac{k_4}{\rho^3} + 1,2\frac{k_5}{\rho} \right] \cos\theta \quad (5.50)$$

$$M_{rt} = \frac{p_2 R^2}{240} \left[4\rho^3 + 2k_3\rho - 2\frac{k_4}{\rho^3} + \frac{k_5}{\rho} \right] \sin\theta \quad (5.51)$$

$$Q_{r2} = \frac{p_2 R}{192} \left[72\rho^2 + 8k_3 - 2\frac{k_5}{\rho^2} \right] \cos\theta \quad (5.52)$$

$$Q_t = \frac{p_2 R}{192} \left[24\rho^2 + 8k_3 + 2\frac{k_5}{\rho^2} \right] \sin\theta \quad (5.53)$$

$$p_1 = p_2 = \frac{\sigma_b}{2} \quad (5.54)$$

$$\rho = \frac{r}{R} \quad (5.55)$$

$$\beta = \frac{b}{R} \quad (5.56)$$

$$k_1 = \frac{8}{3}(2 - \beta^2) \quad (5.57)$$

$$k_2 = -8\beta^2 \quad (5.58)$$

$$k_3 = -0,75\beta^2 - 5,5 \quad (5.59)$$

$$k_4 = 3\beta^2 \quad (5.60)$$

$$k_5 = 12 \quad (5.61)$$

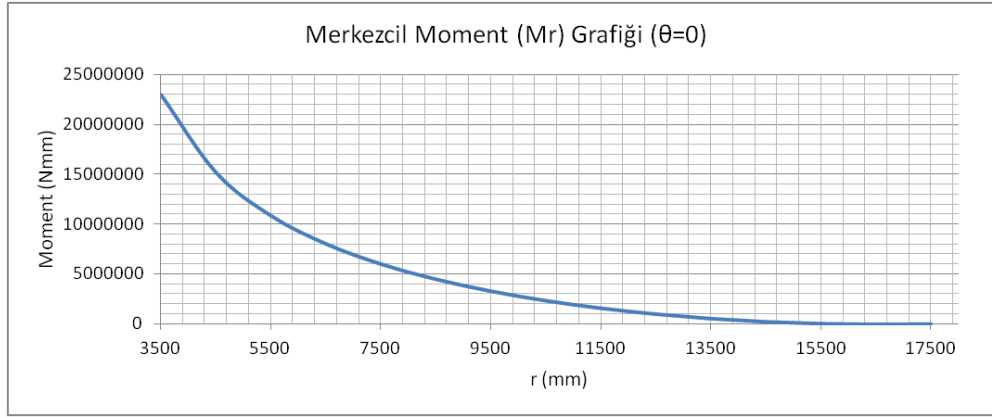
Burada;

M_{r1}	eksenel yükten doğan merkezci moment;
M_{t1}	eksenel yükten doğan çevresel moment;
M_{r2}	moment yükünden doğan merkezci moment;
M_{t2}	moment yükünden doğan çevresel moment;
M_{rt}	moment yükünden doğan iki yönlü moment;
Q_{r1}	eksenel yükten doğan kesme kuvvetini;
Q_{r2}	moment yükünden doğan merkezci kesme kuvvetini;
Q_t	moment yükünden doğan çevresel kesme kuvvetini;
r	inceleme yarıçapını;
b	kule yarıçapını;
θ	inceleme düzlem açısını;

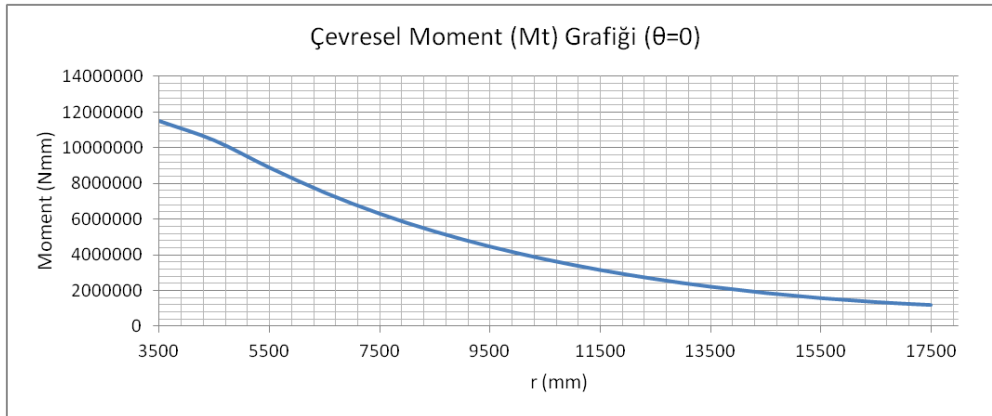
göstermektedir.

Dış moment yükünden ve eksenel yükten doğan tüm iç kuvvetlerin toplamının temel tarafından güvenle taşınabilmesi gerekir. İki yönlü moment ve çevresel kesme etkileri, eğer inceleme açısı π ve katları değil ise, diğer moment ve kesme kuvvetleri ile karelerinin toplamının karekökü yöntemi uygulanarak birlikte değerlendirilir. Bu şekilde yapıldığında en kritik kuvvetler $\theta = 0$ olduğunda ortaya çıkmaktadır.

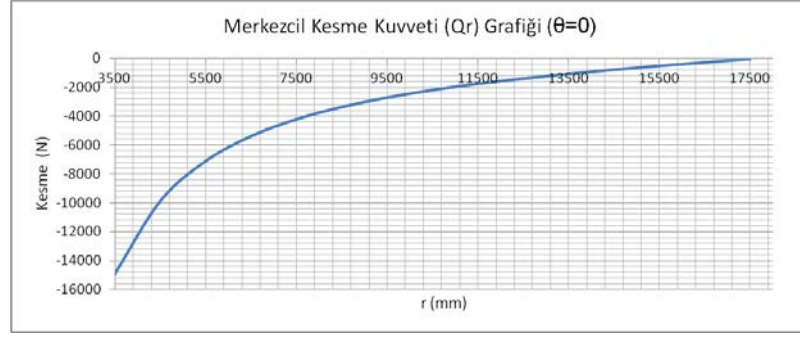
ACI yönetmeliği, ASCE yönetmeliği, EN yönetmelikleri ve ülkemiz yönetmeliği, temelin analizinde kritik kesiti kolon yüzü olarak belirtmektedir. Dolayısıyla inceleme yarıçapı $r \geq b$ olmalıdır. Bu sınır koşulu için temel kesitinde oluşacak kesme ve moment değerleri şekilde verilmiştir;



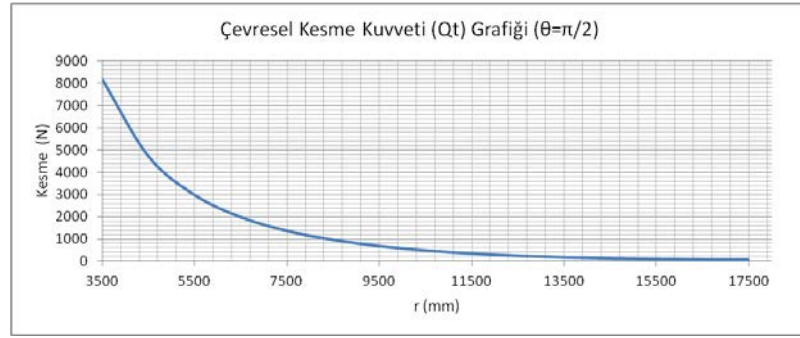
(a)



(b)



(c)



(d)

Şekil 5.15 : Temel kesit tesirleri; (a) merkezcil moment, (b) çevresel moment, (c) merkezcil kesme kuvveti, (d) çevresel kesme kuvveti.

Yapılan hesaplara göre $r=b$ noktasında oluşacak momentler toplam 34,48 kNm olarak bulunurken, bu noktada meydana gelecek maksimum kesme kuvveti yaklaşık 15 kN olarak bulunmaktadır.

Eğilmeye karşı tasarımda minimum donatının taşıdığı momenti hesaplamak için ($K < K_l$ varsayımı) aşağıdaki formül kullanılabilir;

$$M_c = 0,002b_w d^2 f_{yd} j \quad (5.62)$$

Değerler yerine yazılırsa;

$$M_c = 0,002 \times 1000 \times 3300^2 \times 365 \times 0,86 = 6837 \text{ kNm}$$

$M_c > M_d$ olduğundan moment, minimum eğilme donatısı ile taşınabilir. Buna göre her metrede bulunması gereken donatı alanı şu şekilde bulunur;

$$A_{s,min} = 0,002 \times 1000 \times 3300 = 6600 \text{ mm}^2$$

Donatı aralığı 15cm olarak seçilirse donatı çapı Ø36 olarak bulunur. Buna göre temel pabucunda bulunması gereken eğilme donatısı Ø36/15 olarak belirlenir. Kesitte

montaj ve dağıtma donatısı bu donatının üçte biri kadarı olacak olup Ø22/15 olarak bulunur.

Kesitin kesme taşıma gücü aşağıdaki denklem ile hesaplanabilir;

$$V_{cr} = 0,65f_{ctd}b_wd \quad (5.63)$$

Değerler yerine yazılırsa;

$$V_{cr} = 0,65 \times 2,711 \times 1000 \times 3300 = 5287 \text{ kN}$$

$V_d < V_{cr}$ olduğundan minimum kesme donatısı yeterlidir. Buna göre kesitte bulunması gereken etriye şu şekilde hesaplanır;

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = 0,30 \times \frac{2,711}{365} \times 1000 = 2,23$$

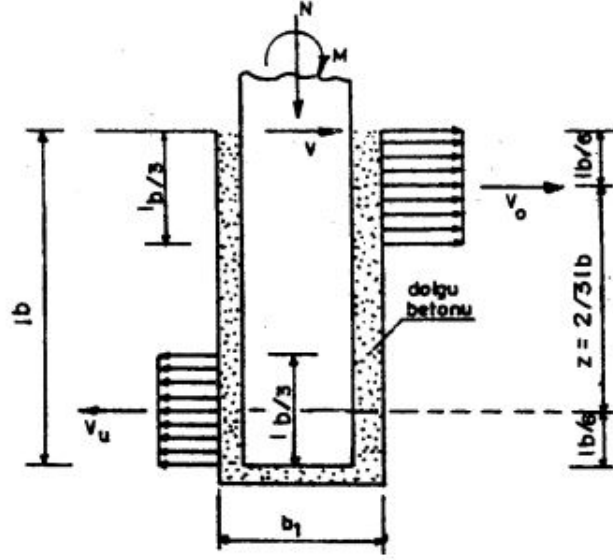
$$A_{sw,min} = 2A_0 = 446 \text{ mm}^2$$

Etriye donatısı Ø18/20 olarak belirlenir.

Hesaplar ülkemizin TS500 yönetmeliğine göre yapılmıştır. Daha önceki bölümlerde TS500'ün kesme ve moment donatılarının minimum koşulları için diğer yönetmeliklerden daha güvenli değerler verdiği gösterilmişti.

Kuleden gelen yüklerin temele aktarılması için, soket cepherinde de donatıların kontrolünün yapılması gerekir. Yabancı yönetmeliklerde bağlantı türleri donatı veya bulon bağlantı olarak verildiğinden, bu tip yerleşimlerin hesapları kesme ve betonda ezilme kontrollerinin yapılması olarak verilmiştir. Ülkemizde yürürlükten kaldırılan TS9967 standartında ise bu cepherlerin donatılandırılmasında ayrıntılı hesap yöntemi verilmekteydi. Bu çalışmada bu hesap yöntemi kullanılmıştır.

İnceleme bölgesi kolon yüzünden itibaren kule çapının üçte biri uzaklığa kadardır. Bu mesafe 2350 mm olarak alınmıştır. Yönetmeliğe göre tasarlanan temel 1. tip kenetli temeldir. Bu temel için örnek yükleme durumu şu şekildedir;



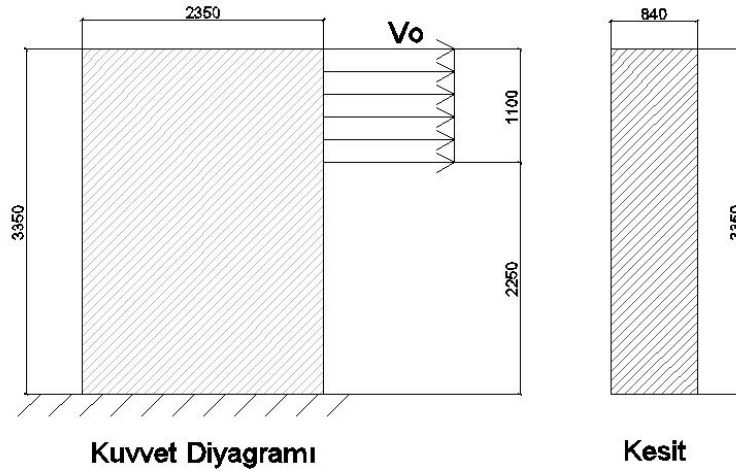
Şekil 5.16 : Soket temel kuvvet diyagramı.

Şekil 5.16’de gösterilen V_o kuvveti, açıklığı temelin toplam derinliği olan, genişliği temel derinliğinin dörtte biri olan, yüksekliği ise 2350 mm olan bir plak üzerine, uçta temel derinliğinin üçte biri kadar yayılı olarak etkiyecektir. Bu ifadenin görseli şekil 5.17 ile verilmiştir. Burada kuvvetler şu şekilde bulunur;

$$V_o = \frac{6}{5} \frac{M_d}{l_b} + \frac{6}{5} V_d \quad (5.64)$$

$$V_u = \frac{6}{5} \frac{M_d}{l_b} + \frac{1}{5} V_d \quad (5.65)$$

Bu denklemlerde l_b temel derinliğini veya eşdeğer sistem için açıklığı ifade etmektedir. Değerler yerine konup hesaplanırsa $V_o = 437650 \text{ kN}$ ve $V_u = 415534 \text{ kN}$ bulunur. V_o kuvveti kule çapına ve inceleme yüksekliğine bölünerek yayılı basınç kuvvetine dönüştürüldüğünde $P_o = 26605 \text{ kN/m}^2$ olarak bulunur.



Şekil 5.17 : Kuvvet aktarım bölgesinin ankastre mesnetli plak olarak modellenmesi.

Temelde C40 sınıfı beton ve S420 sınıfı inşaat çeliği kullanılacaktır. Buna göre $K_l = 183 \text{ mm}^2/\text{kN}$ alınır.

Kesitte oluşacak maksimum moment ve K katsayısı;

$$M = \frac{P_o l^2}{2} = \frac{26605 \times 3,35^2}{2} = 149287 \text{ kNm}$$

$$K = \frac{b_w d^2}{M} = \frac{1000 \times 3300^2}{149287000} = 72,947 \text{ mm}^2/\text{kN} < K_l$$

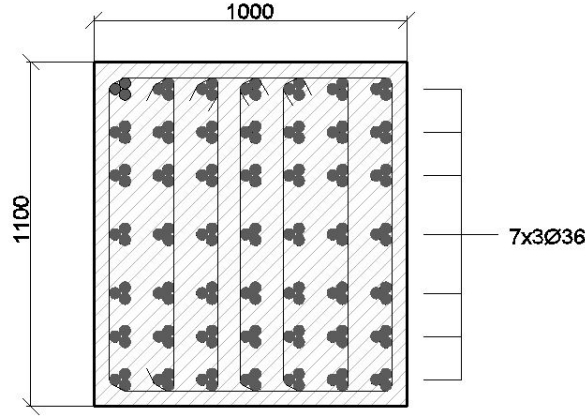
Kesit basit donatılı plak için uygun değildir. Basınç donatısı kullanılacaktır. Bunun için denge altı kırılmayı sağlayan maksimum moment şu şekilde bulunur;

$$M_1 = \frac{b_w d^2}{K_l} = \frac{1000 \times 3300^2}{183} = 59508 \text{ kNm}$$

Bu moment için çekme donatısı alanı hesaplanırsa;

$$A_{st} = \frac{M_1}{f_{yd} j_l d} = \frac{59508 \times 10^6}{365 \times 0,86 \times 3300} = 57447,36 \text{ mm}^2$$

Tek sıra donatı ile kuvvet taşınamamaktadır. Dolayısıyla çözümde değişik düzeyde donatıya sahip kesit kullanılacaktır. Tasarlanan kesit şekil 5.18 ile verilmiştir. Bu yükler için bulunacak donatı kesitin 1100 mm'lik bölümüne yerleştirilecek olup, kesitin diğer kısımlarına bulunan donatının yarısı yerleştirilecektir.



Şekil 5.18 : Aktarım bölgesi donatı yerleşimi.

Buna göre yeni moment şu şekilde bulunur;

$$M_1 = \frac{P_o l^2}{2} = \frac{26605 \times 1,1^2}{2} = 16096 \text{ kNm}$$

Hesaplamalar sürekli bir iterasyon içerdiğinden çözümde MATLAB programından yararlanılmıştır. Buna göre kesitin tarafsız eksen noktası, $c=447,8\text{mm}$ olarak bulunur. Kesitin toplam moment taşıma kapasitesi ise 18238 kNm 'dir. Kesit eğilmeye karşı güvenlidir.

Sargı donatısı için önce yüklemeden doğacak kesme kuvveti hesaplanmalıdır. Bu aşamada yönetmelik, eğilme kuvvetinin hesabında yüksekliğin dörtte biri alınan genişliğin kesme kuvvetinin hesabında yüksekliğin üçte biri olarak alınması gerektiğini belirtmiştir. Dolayısıyla yayılı kuvvet olarak hesaplanan P_o kuvvetinin bu oranda düşürülmesi ile bu şart sağlanacaktır. Hesap şu şekilde yapılırsa;

$$V = \frac{3P_o l}{4} = \frac{3 \times 26605 \times 3,35}{4} = 66845 \text{ kN}$$

Beton kesme katkı payı şu şekilde hesaplanır;

$$V_{cr} = 0,65 f_{cta} b_w d = 0,65 \times 1,48 \times 1000 \times 3300 = 3175 \text{ kN}$$

Buna göre gerekli olan sargı donatısı alanı şu şekilde bulunur;

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_d - 0,8V_{cr}}{f_{ywd} d} = \frac{(66845 - 3175) \times 10^3}{365 \times 3300} = 52,86 \text{ mm}$$

Seçilen sargı donatısı $7\phi 22/5$ olarak hesaplanır. Hesaplanan boyuna ve enine donatılar yüksekliğin üçte birine, geri kalan bölgeye ise bu donatıların yarısı kadar donatı yerleştirilecektir. Kesin kesitin tanıtılması bölümünde detaylar gösterilmiştir.

Kesitin beton ezilmesine karşı koyan direnci de incelenmelidir. Bunun için aşağıdaki formüller kullanılır;

$$T_b = 0,6V_d \frac{l_b}{b_1} \quad (5.66)$$

$$V_y = \frac{V_0}{2} \quad (5.67)$$

$$C = \sqrt{T^2 + V_y^2} \quad (5.68)$$

Kuleden gelen basıncın yayıldığı kesit kule genişliğinin izdüşüm alanıdır. Kesitin ezilme taşıma gücü şu şekilde hesaplanır;

$$F_c = 0,85f_{cd}bh_1 = 0,85 \times 80 \times 7000 \times 2350 = 1118600 \text{ kN}$$

Denklem 5.66 ve 5.67’de değerler yerine yazılıp hesaplanırsa;

$$T_b = 0,6 \times 22236 \times \frac{3350}{7000} = 6351 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{437650}{2} = 218825 \text{ kN}$$

$$C = \sqrt{6351^2 + 218825^2} = 218917 \text{ kN}$$

Dış kuvvetlerden gelecek basınç bileşik kuvveti, C, betonun ezilme dayanımından, F_c , küçük olduğu için ($C < F_c$) temel basınç ezilmelerine karşı dayanıklıdır.

Devrilme tahkikinde temel pabucu ucuna göre devirmeye çalışan kuvvetler ile devrilmeye karşı çalışan kuvvetlerin momenti hesaplanır. Burada dış yükler devirmeye çalışan kuvvetlerdir. Devrilmeye karşı çalışan kuvvetler ise kule ve temelin ağırlığı ile temel üzerindeki toprak yüküdür. Devirmeye çalışan kuvvetlerin oluşturacağı toplam moment şu şekilde hesaplanır;

$$M_T = 1153575 + 22236 \times 3,35 = 1228065 \text{ kNm}$$

Devrilmeye karşı koyan kuvvetlerde, kuleden gelen tasarım eksenel yükü artırma katsayısı ile çarpılmıştı. Güvenli tarafta kalmak için bu yük değeri, artırılmamış yük alınmıştır. Buna göre 46565 kN olan tasarım eksenel yükü dönmeye karşı direnç momenti hesabında 33261 kN olarak alınmıştır. Temel ve toprağın ağırlığı eğilme

hesabında 86082 kN olarak verilmişti. Buna göre devrilmeye karşı koyan moment şu şekilde hesaplanır;

$$M_R = (86082 + 33261) \times 18 = 2148174 \text{ kNm}$$

$M_R > M_T$ olduğundan yapı, devrilmeye karşı güvenlidir.

Temel tasarımında dikkate alınması gereken diğer analizler şunlardır;

- Temelde oturma analizi
- Temelde zemin sıvılaşması analizi
- Temelde zemin kayması analizi

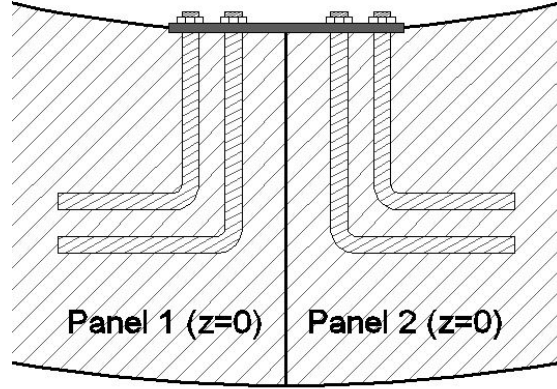
Ancak bu analizler için şantiye sahasında yapılacak zemin etüdünden elde edilecek zemin mekanik özellikleri bilinmelidir. Çalışma esnasında bu değerler mevcut olmadığı için analizler yapılamamaktadır.

Kule temelinde yapılacak analizler şantiye sahasının belirlenmesinden sonra detaylı olarak tekrar yapılmalıdır. Bu çalışmada temel tasarımı doğrudan bir konu olmadığı için genel analizler gösterilmiş ve zemin özelliklerine bağlı analizler hesaplanamamıştır. Hesaplanmayan analizler kulenin stabilitesi için kritik analizler olduğundan yapının güvenliği için mutlaka yapılması gerekmektedir.

5.4 Prefabrike Eleman Bağlantı Tasarımı

Prefabrike elemanların birbirleriyle montajı yapıldıktan sonra yapı, yükleri güvenle temele aktarabilmelidir. Bu nedenle bağlantılar kesme kuvvetlerini, momenti ve eksenel yükleri bir elemandan diğer elemana aktarabilmelidir.

Bağlantı tasarımında ACI-318 Appendix D ve EN 1991-1-1 Madde 8 bölümleri kullanılacaktır. Paneller arasında birleşim detayları aşağıda verilmiştir;



Şekil 5.19 : Panel yatay birleşim enine kesit detayı.

Burada iki paneli birbirinden ayırmaya çalışan kuvvet kesme kuvveti olacaktır. Bu kuvvet dış yüklerden gelen kuvvetin yanısıra, artgermenin açılı yapılmasından dolayı ortaya çıkacak olan artgerme kuvvetinin kosinüs bileşenidir. Halatların açısı eğimin ters tanjantından $89,24^\circ$ olarak daha önce bulunmuştu. Buna göre iki paneli birbirinden ayırmaya çalışan kesme kuvveti şu şekilde bulunur;

$$V_k = V_d + F_{sp} \cos \alpha = 22236 + 121867 \times \cos(89,24) = 23734 \text{ kN}$$

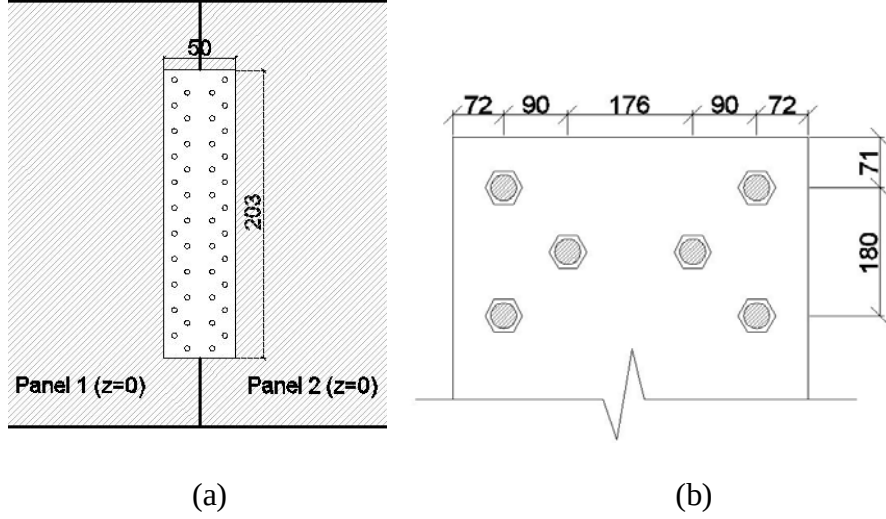
Bu kuvvet her iki birleşime de etkiyeceğinden tek birleşimin taşıması gereken kesme kuvveti 11867 kN olarak bulunur. Burada dayanımın birkaç açıdan incelenmesi gerekir;

- Betonda normal kuvvetten kaynaklı kopma
- Dişli inşaat çeliğinde kaymadan kaynaklı kesilme
- Çelik plakta normal kuvvetten kaynaklı kopma
- Çelik plakta normal kuvvetten kaynaklı ezilme

Şekil 5.20 ile tasarlanan bağlantıya ait boyuna kesit detayı ve plak için ölçülendirme verilmiştir. Burada ankraj olarak $\varnothing 36$ inşaat çeliği kullanılacak olup, beton dışında kalan kısma yiv açılacaktır. Plak malzemesi ST37 tipi soğuk haddelenmiş çeliktir.

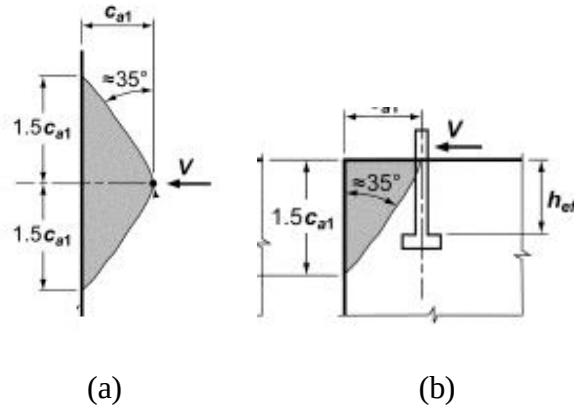
ACI yönetmeliğinde ankraj elemanlarını için dayanımın kesme etkisi altında 0,65 çarpanı ile azaltılması belirtilmiştir. Yükler kominasyonlardan elde edildiğinden yük artırımı yapılmayacaktır. Beton dayanımı için ise kesme etkisi altında 0,7 çarpanı ile azaltılma yapılmalıdır. Yönetmelikte verilen bir diğer şart ise ankraj yapılan bölgenin karakteristik beton dayanımı 70 MPa geçemez. Buna göre betonun karakteristik basınç dayanımı 70 Mpa olarak alınacaktır. EN-1991-1-1 yönetmeliğinde ankraj

koşulları için sadece bindirme boyları ve ıslak birleşimlerde uygulanabilecek şartlar belirtilmiş olup, bu şekilde imalatlar için analiz sonuçlarının kullanılabileceği belirtilmiştir. Anktaj tipi bağlantılar için ACI yönetmeliği koşullarına uyulacaktır.



Şekil 5.20 : Panel yatay birleşimi; (a) boyuna kesit detayı, (b) plak detayı.

Kopmanın meydana geleceği kesitin alanı şekil 5.21 ile gösterilmiştir;



Şekil 5.21 : Kesme konisi gösterimi; (a) boyuna kesit detayı, (b) enine kesit detayı.

Burada gösterilen c_{a1} değeri dışta bulunan yivli çeliğin panel birleşim noktasına olan uzaklığıdır. Ortalama kopma dayanımı aşağıdaki denklem yardımıyla bulunabilir;

$$V_{cbg} = \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \varphi_{ec,V} \varphi_{c,V} \varphi_{h,V} V_b \quad (5.69)$$

$$V_{b,maks} = 0,66 \left(\frac{l_e}{d_a} \right)^2 \sqrt{d_a \lambda} \sqrt{f_{ck}} (c_{a1})^{1,5} \quad (5.70)$$

$$\varphi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2e_V}{3c_{a1}}} < 1 \quad (5.71)$$

$$\varphi_{h,V} = \sqrt{\frac{1,5c_{a1}}{h_a}} < 1 \quad (5.72)$$

Burada;

- V_{cbg} betonun azaltılmış kopma taşıma gücünü;
- A_{vc} grup ankrajın boyuna izdüşüm alanını;
- A_{vco} tek bir ankrajın boyuna izdüşüm alanını;
- $\varphi_{ec,V}$ eksantrik yüklemeye bağlı katsayıyı;
- $\varphi_{c,V}$ mevcut donatı katsayısını (1,20 alınır.);
- $\varphi_{h,V}$ narinlik katsayısını;
- e_V eksantrik uzaklığı;
- l_e gömülü ankraj boyu;
- d_a ankraj çapı;
- λ beton türüne bağlı bir katsayıyı (normal betonlar için 1,0 alınır.);
- V_b beton normal taşıma gücünü;

göstermektedir.

Boyuna izdüşüm alanı ve enine izdüşüm alanı hesaplanırsa;

$$A_{vc} = 1,5c_{a1}(L + 3c_{a1})1,5c_{a1}$$

$$A_{vc} = \left[2030 + 3x \left(90 + \frac{176}{2} \right) xcot(35) \right] x 1,5x \left(90 + \frac{176}{2} \right) xcot(35)$$

$$A_{vc} = 1064872 \text{ mm}^2$$

$$A_{vco} = 4,5c_{a1}^2 = 4,5x \left[\left(90 + \frac{176}{2} \right) xcot(35) \right]^2 = 290802 \text{ mm}^2$$

$$c_{a1} = \left(90 + \frac{176}{2} \right) xcot(35) = 254,21 \text{ mm}$$

Denklem 5.71 ve 5.72 hesaplanırsa;

$$\varphi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2x0}{3x254,21}} = 1$$

$$\varphi_{h,V} = \sqrt{\frac{1,5x254,21}{1,5x254,21}} = 1$$

Denklem 5.69'da V_b yerine $V_{b,maks}$ konulursa ve $\varphi_{c,V}$, $\varphi_{h,V}$ ile $\varphi_{ec,V}$ değerleri yerlerine yazılırsa;

$$V_{cbg} = 0,792 \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \left(\frac{l_{e,min}}{d_a} \right)^2 \sqrt{d_a \lambda} \sqrt{f_{ck}} (c_{a1})^{1,5}$$

Betonun kesme altındaki dayanımı daha önce de belirtildiği gibi 0,70 ile çarpılarak küçültülürse;

$$\varnothing V_{cbg} = 0,554 \frac{A_{vc}}{A_{vco}} \left(\frac{l_{e,min}}{d_a} \right)^2 \sqrt{d_a \lambda} \sqrt{f_{ck}} (c_{a1})^{1,5}$$

$d_a = 36mm$, $\lambda = 1$ ve $f_{ck} = 70MPa$ değerleri de yerine yazıldığında denklem şu formu alır;

$$\varnothing V_{cbg} = 0,554 \frac{1064871}{290802} \left(\frac{l_{e,min}}{36} \right)^2 \sqrt{36} \sqrt{70} (254,21)^{1,5} = 318,49 l_{e,min}^2$$

Burada $\varnothing V_{cbg} = V_k/2$ eşitliğini sağlayan ankraj boyu, kopma güvenliğini sağlayan minimum ankraj boyunu verecektir. Buna göre;

$$\varnothing V_{cbg} = 11867000 = 318,49 l_{e,min}^2$$

$$l_{e,min} = 193 mm$$

Yönetmelikte ankraj boyunun $1,5c_{a1} = 381mm$ 'den az olamayacağı belirtilmiştir. Ankraj boyu 40cm olarak seçildi.

Ankraj çubuklarının taşıyabileceği maksimum kesme kuvveti şu formül ile hesaplanır;

$$V_{sa} = n A_{se,V} f_{uta} \quad (5.73)$$

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4} \left(d_a - \frac{0,9743}{n_t} \right)^2 \quad (5.74)$$

Burada;

- V_{sa} çeliğin taşıma kuvvetini;
- n toplam ankraj sayısını;
- $A_{se,V}$ tek bir ankrajın efektif kesit alanını;
- f_{uta} çeliğin dayanımını;
- d_a ankraj çapını;
- n_t milimetredeki diş sayısını (2.5 alınır.);

göstermektedir.

Denklemlerde değerler yerine yazılırsa;

$$A_{se,V} = \frac{\pi}{4} \left(36 - \frac{0,9743}{2,5} \right)^2 = 996 \text{ mm}^2$$

$$V_{sa} = 45 \times 996 \times 420 = 18824 \text{ kN}$$

Çeliğin kesme altındaki dayanımı 0,65 çarpanı ile küçültmelidir. Buna göre

$$\emptyset V_{sa} = 0,65 \times 18824 = 12236 \text{ kN}$$

$\emptyset V_{sa} > V_d$ olduğundan ankrajlar kesme yönünden güvenlidir.

Çelik plakta kesme güvenliği için ise her bir ankraja gelen kesme kuvveti hesaplanırsa, bu kuvvet 268 kN olarak bulunur. ST37 çeliğinin EİY yüklemesi altında dayanımı 160 MPa'dır. Buna göre plağın basınç ezilmesine karşı taşıyabileceği kuvvet;

$$V_{plak,ezilme} = d_a t f_{EİY} = 36 \times 160 \times t = 5760t$$

Bu değer tek bir ankraja gelen kuvvete eşitlenirse, bu koşulu sağlayan plak kalınlığı 46,52mm olarak bulunur. Plak kalınlığı 50mm alınmıştır.

Çelik plağın boyutları 500x2030x50mm olarak belirlenmiştir. Buna göre kesit alanı şu şekilde bulunur;

$$A_{plak} = 2030 \times 50 = 101500 \text{ mm}^2$$

Temiz alan, hesaplanan alandan ankraj çubuklarının kritik bir sırasındaki izdüşüm alanının çıkartılmasıyla elde edilir. Kritik sıra en fazla ankraj çubuğunun olduğu sıra olarak alınır. Buna göre temiz alan;

$$A_{plak,net} = 101500 - 36 \times 50 \times 11 = 81700 \text{ mm}^2$$

Bu kesitin taşıyabileceği maksimum kuvvet ise şu şekilde bulunur;

$$V_{plak,kopma} = A_{plak,net} f_{EIV} = 81700 \times 160 = 13072 \text{ kN}$$

$V_{plak,kopma} > V_d$ olduğundan çelik plak kopmaya karşı güvenlidir.

Analizlerin tamamı sağlandığından bu birleşimin yapılmasında bir sakınca yoktur. Kesme kuvvetinin yüksekliğe bağlı azalması nedeniyle bağlantıların da değiştirilmesi gerekir. Ancak her kesitte farklı bağlantı uygulaması işçiliğin zor olması ve hataları beraberinde getireceğinden, kesitte elemanların bağlantı değişimi 20 metrede bir olacak şekilde düzenlenmiştir. Buna göre yatay bağlantı elemanlarına ait özellikler aşağıda verilmiştir;

Çizelge 5.8 : Belirli kesitlerde eleman yatay birleştirme techizat detayları.

		Kule Yüksekliği (m)					
		0	20	40	60	80	100
Ankraj	n (adet)	44	34	24	16	8	4
	Çap (mm)	36	36	36	36	36	36
	Ankraj Boyu (mm)	400	400	400	400	400	400
Plak	Yükseklik (mm)	2030	1630	1180	820	460	280
	En (mm)	500	500	500	500	500	500
	Kalınlık (mm)	50	50	50	50	40	40

Elemanların enine bağlantıları tasarlandıktan sonra, sistemin boyuna bağlantılarının da tasarlanarak yapının diyafram davranış göstermesi sağlanır. Boyuna bağlantılar eğilme ve normal kuvvetlerin yanısıra kesme kuvvetlerini de taşıyacaktır. Bağlantıların yoğun kuvvet altında olacak olması nedeniyle boyuna bağlantılarda ankraj sisteminin yanısıra ıslak bağlantılar da kullanılacaktır.

EN-1991-1-1 yönetmeliği boyuna sürekliliğin ıslak bağlantılar, mekanik bağlantılar ve öngerme işlemi ile sağlanabileceğini belirtmiştir. Dolayısıyla artgerme işlemi de bir bağlantı elemanı olarak kabul edilebilecektir.

Aktarma boyları EN-1991-1-1 yönetmeliğine göre yapılacak olup, kuru bağlantılar yatay birleştirme elemanlarının tasarımında olduğu gibi yine ACI-381 yönetmeliğinden yararlanılacaktır.

Boyuna yönde yüksek kuvvetler bulunduğundan, bağlantı elemanları, Peikko firması tarafından üretilen elemanlar ile yapılacak olup, bu elemanlar beton içerisine gömülü şekilde alttan gelecek donatıyı kavrayacak sistem geliştirilecektir. Yapı üzerindeki moment, normal kuvvet ve kesme kuvvetlerinin tamamı her ne kadar plakalar ve bulonlar ile aktarmak mümkün olsa da, bu çözüm ekonomik ve fizibilitesi olumlu bir sonuç vermemektedir.

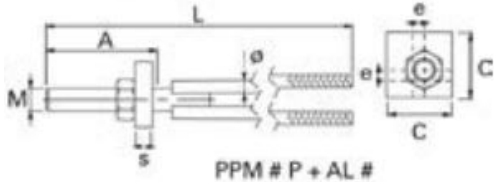
Çözüm mantığında, kesit içerisindeki donatının toplam taşıyabileceği kuvvet karakteristik dayanımına göre hesap edilecek, daha sonra bu kuvvetin gerektirdiği aktarma boyu ve dayanıma sahip ürün tercih edilecektir. Buna göre tek bir donatı demetinin taşıyabileceği yük şu şekilde hesaplanabilir;

$$F_s = A_{\phi n} f_{yk} = \frac{\pi (1,2 \times 36 \times \sqrt{3})^2}{4} \times 420 = 1847 \text{ kN}$$

EN-1991-1-1'e göre gerekli aktarma boyu;

$$l_b = 1,43 \frac{\phi \sqrt{n}}{4} \frac{f_{yk}}{2,16 f_{ctd}} = 1,43 \frac{36 \times \sqrt{3}}{4} \times \frac{420}{2,16 \times 2,32} = 1868 \text{ mm}$$

Alt panele ankraj ucu ve üst panele montaj plakası yerleştirilecektir. Aşağıdaki şekilde ankraj çubuğu ve montaj plakasına ait veriler gösterilmiştir;



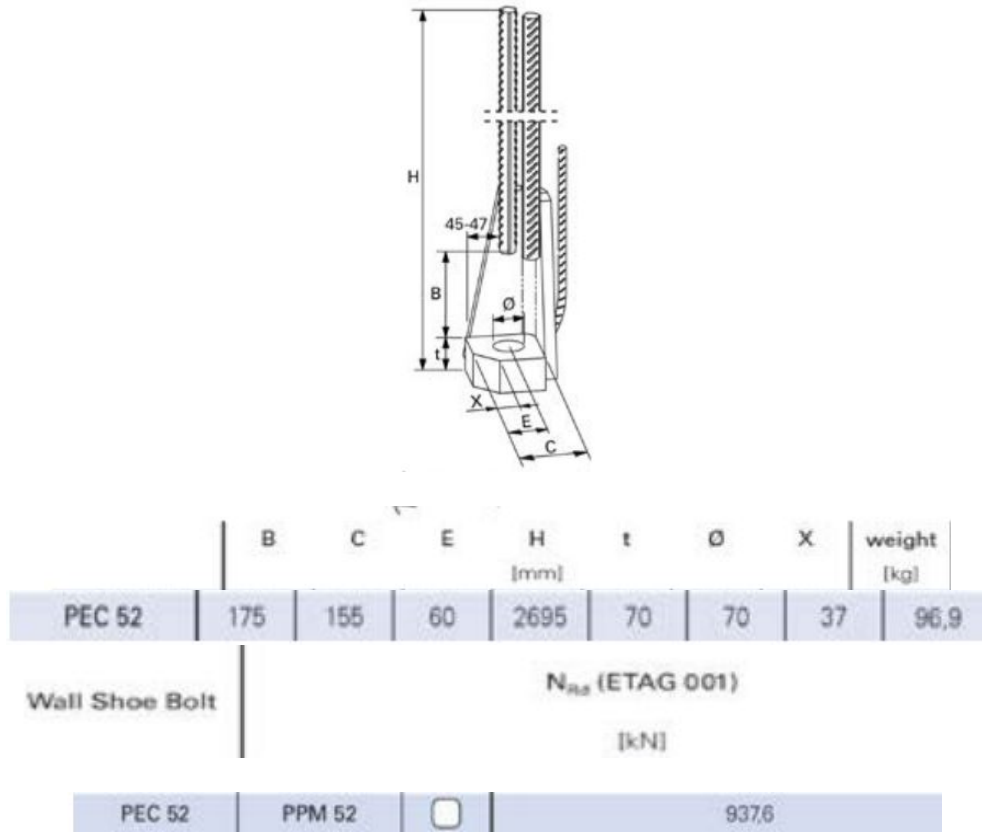
Wall Shoe Bolt	L	Bolt A	Ø [mm]	AL-washer C	e	s	weight [kg]
PPM 52P + AL52	1930	250	4032	160	10	40	57,5
Wall Shoe Bolt							
PPM 52P + AL52							

N_{AS} (ETAG 001)

[kN]

937,6

(a)

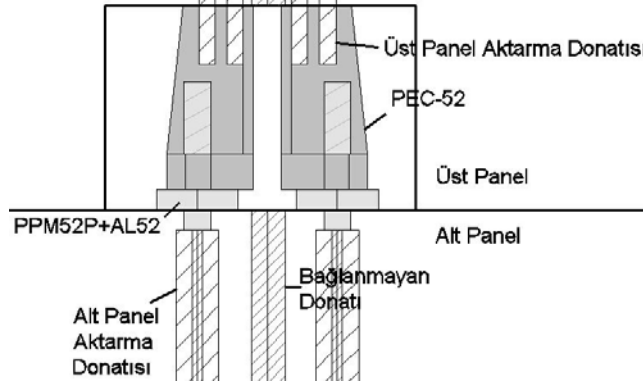


(b)

Şekil 5.22 : Panel düşey birleşim elemanları; (a) alt panel ankraj elemanı, (b) üst panel montaj plakası.

Görüleceği üzere bu elemanların kullanılması halinde bir donatı demeti için iki adet bağlantı elemanı gerekmektedir. Çünkü elemanların bir tanesi 937,8 kN yük taşıyabilmektedir. Bu yük EN standartlarına göre belirlenmiş güvenli taşıma yüküdür. İki adet bağlantı elemanı toplamda 1875,6 kN yük taşıyabilmektedir. Montaj plakasının genişliği 7cm olduğundan, bir donatı demeti için 14cm genişliğinde montaj plakası denk gelmektedir. Dolayısıyla her donatının yükünün aktarılabilmesi için donatı aralığının en az 28 cm olması gerekir. Bu koşul sağlanmadığından her iki donatının sadece bir tanesinin yükü aktarılabilir.

Şekil 5.23'den de görüleceği üzere plaka genişlikleri nedeniyle üst donatının iki donatı demetinde sadece birinin yükü alt panele aktarılabilir. Geri kalan yüklerin aktarımı, dış cephede yapılacak montaj plakaları ile sağlanacaktır.



Şekil 5.23 : Boyuna bağlantı elemanı detayı.

Burada izlenecek yol, her bir plakaya gelen yükün bulunarak, hali hazırda aktarılan yüklerin bu yüklerden çıkarılmasıyla elde edilecek yükün, plakalar ile taşınmasını sağlamaktır. Formülasyon şu şekilde yapılabilir;

$$F_{plak} = F_{topl} - F_{aktarılan}$$

Burada toplam yük, çekme kuvvetinden doğacak yüklerdir. Basınç yüklerinin beton yüzeyi ile aktarıldığı varsayılmıştır. Çekme yükleri ise moment nedeniyle meydana gelmektedir. Kesitin yarısında oluşacak çekme kuvveti plakalar tarafından taşınmaktadır. Formülasyon şu şekildedir;

$$V_{plaka} = \frac{M_d}{\sum_{i=1}^n x_i}$$

Burada x_i , plakanın dönme eksenine olan mesafesini ifade etmektedir. Buna göre tek bir plaka tarafından taşınacak kesme kuvveti;

$$F_{topl} = V_{plaka} = \frac{1147683}{45,762} = 25079 \text{ kN}$$

Kesitin yarısında oluşacak çekme gerilmelerinin bir kısmı artgerme ve normal kuvvet tarafından, bir kısmı ise daha önce tasarlanan boyuna bağlantı elemanı tarafından taşınacaktır. Buna göre;

$$F_{aktarılan} = \frac{182 \times 930 \times 720 + 46565000 + 1847000 \times 60}{38} = 7349 \text{ kN}$$

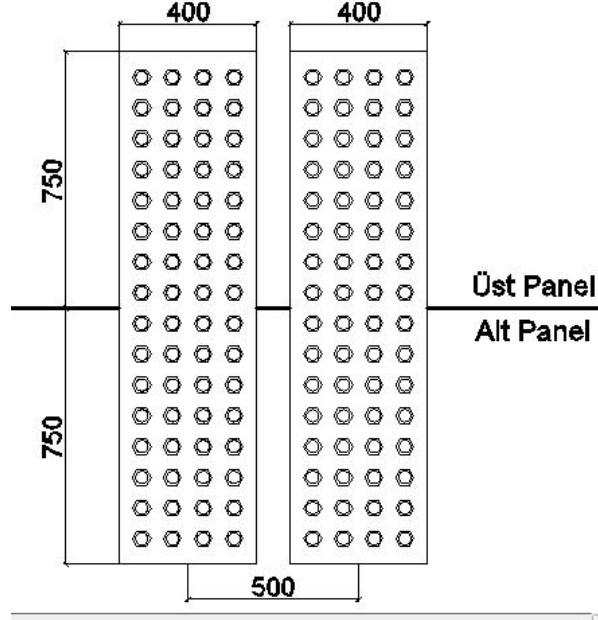
Plaka tarafından taşınması gereken yük şu şekilde bulunur;

$$F_{plaka} = 25079 - 7349 = 17730 \text{ kN}$$

Buna göre ankraj adedi şu formülden n değişkeninin çekilmesi ile bulunur;

$$\phi V_{sa} = F_{plaka} n \times 0,65 \times 996 \times 420 = 17730 \text{ kN}$$

Buradan gerekli ankraj adedi 66 olarak hesaplanır. Aşağıdaki şekilde levha ve ankraj çubuklarının yerleşimi gösterilmiştir;



Şekil 5.24 : Dış cephede yapılacak ankrajlama.

Bu aşamada boyuna bağlantıları özetlemek gerekirse; bağlantı iki aşamalı olarak yapılacaktır. Boyuna bağlantılar için dış cephede ankraj çubukları yerleştirilecektir. Çubuklar Ø36 inşaat çeliği olup uçlarına dış açılacaktır. Ankraj boyu toplam 40 cm olacak olup, ankraj çubuğunda yapılacak dik açılı bükümden sonrası 18 cm'den az olamaz. Mümkün olması halinde ankrajlar 180 derece bükülebilir. Bu durumda tek kolun ankraj boyu 20 cm alınabilir. Kolon ve temel bağlantı noktasında levha kalınlığı 50 mm olup en ve boy 400x1500 olacaktır. Kalınlık değişimi çizelge 5.8'de gösterilen kalınlıklarda alınacaktır. Levha boyu çizelge 5.8'de gösterilen yüksekliklerde 25cm kısaltılacaktır. Çevrenin daralması sonucu levhalar eksiltilebilir. Bu noktalar yaklaşık olarak her 12 metrede bir olup, levhaların bu noktalarda her yarım cephede bir eksilmesi güvenlidir. Dış cephede ankraj bölgelerinde ilk öngerme halat seviyesine kadar dış bırakılacak olup bu bölgeler ankraj yapılmasından sonra aynı kalitede beton ile kapatılacaktır. Artgerme işlemi bu aşamadan sonra yapılmalıdır.

Donatıların bağlantıları sadece ilk 20 metre (7 segment) boyunca yapılması yeterli olup, bu noktadan sonra dış cephede bulunan levhalar ve artgerme işlemi, kuvvetlerin

güvenle aktarılabilmesi için yeterlidir. Donatı bağlantılarında Peikko üretimi olan PEC-52 ürünü panel altlarında, her iki donatıda bir ve donatı başına iki adet bağlantı olacak şekilde (bkz. Şekil 5.23) yerleştirilecektir. Elemanın ankraj çubukları en az 180cm betona gömülü olmalıdır. Panel üstlerine her iki donatıda bir ve donatı başına bir tane PPM52P+AL52 ürünü yerleştirilecektir. Bu elemanın ankraj çubukları en az 180cm betona gömülü olmalıdır. Alt ve üst bağlantıların yapılabilmesi için ikinci donatı sırası seviyesine kadar dış bırakılacak olup, bağlantı sağlandıktan sonra bu bölgeler aynı kalitede beton ile kapatılacaktır.

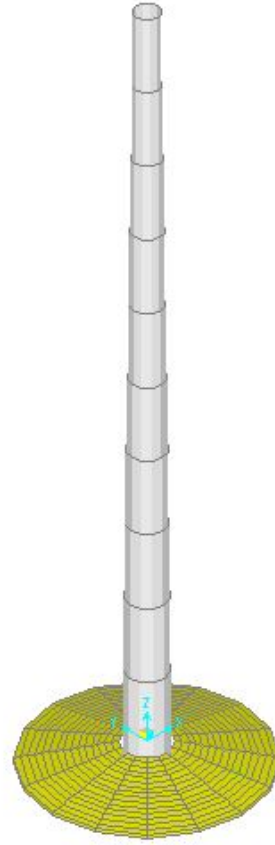
Normal kuvvet ve moment kuvvetleri bu sistem ile aktarılıyor olup, kesme kuvvetleri için bu elemanların kesme dayanımı yeterli olmaktadır. Kesme dayanımında iç cepheye konulan bağlantı elemanları toplamda 55000 kN kesme kuvvetini güvenli bir şekilde taşıyabilmektedir. Kesme dayanımı betonun sürtünmesi ve artgerme etkisinin yanı sıra dış cephede bulunan levhalar ile de artmaktadır. Yapıda en yüksek kesme kuvveti tabanda meydana geliyor olup, artgermenin eğik olmasından doğan kesme kuvveti ile birlikte toplam 23734 kN olmaktadır.

5.5 SAP2000 Programı ile Karşılaştırma

Çözümü yapılan yapı, sonlu elemanlar programı olan SAP2000 programında, zemine ankastre bağlı ve Vinkler zemini olarak modellenmiştir. Her 12 metrede bir kesit tanımı yapılmış olup, kule kesitleri iki tanımlı kesit arasında lineer değişecek şekilde 'Nonprismatic' tanımı yapılmıştır. Malzeme tanımlarında yönetmelikteki verilen değerler ile hesaplanmış malzeme özellikleri kullanılmıştır. Yapının kütlesi elemanlardan ve tanımlı kütlelerden gelecek şekilde hesaplanması tanımlanmıştır. Kuleden gelen ölü yükler, hareketli yüklerin dikkate alınması için %20 oranında artırılmıştır. Çözümde ülkemiz yönetmeliklerinde belirtilen ivme tepki spektrumu tanımlanmış olup, yapı bu spektrum altında çözülmüştür. Yer çekimi ivmesi ve zemin katsayısı çarpılarak deprem etkilerinin ölçek faktörü olarak tanımlanmıştır. Yabancı yönetmeliklerde ve ülkemizde belirlenen bina önem katsayısı ve sünekliliğe bağlı azaltma katsayıları oranı 0,625 – 0,75 aralığında seçilmesi yerine, yapının sünek davranış göstereceği diyafram tanımı yapılarak bu katsayıların oranı 1 kabul edilmiştir. Çözüm kritik olan 1,4D , 1,2D + E ve D+F kombinasyonları için uygulanmıştır. Türbinden aktarılan kuvvetler ve kütle, kule ucunda dış yük olarak tanıtılmıştır.



(a)



(b)

Şekil 5.25 : SAP2000 modellemeleri; (a) zemine ankastre bağı sistem, (b) Vinkler zemini modellemesi.

Çizgelge 5.9 : Lineer değişen kesit tanımlamaları.

TABLE: Frame Section Properties 05 - Nonprismatic									
SectionName	NumSegments	SegmentNum	StartSect	EndSect	LengthType	AbsLength	VarLength	EI33Var	EI22Var
Text	Unitless	Unitless	Text	Text	Text	m	Unitless	Text	Text
K0-12	1	1	K1	K2	Absolute	12		Linear	Linear
K108-120	1	1	K10	K11	Absolute	12		Linear	Linear
K12-24	1	1	K2	K3	Absolute	12		Linear	Linear
K24-36	1	1	K3	K4	Absolute	12		Linear	Linear
K36-48	1	1	K4	K5	Absolute	12		Linear	Linear
K48-60	1	1	K5	K6	Absolute	12		Linear	Linear
K60-72	1	1	K6	K7	Absolute	12		Linear	Linear
K72-84	1	1	K7	K8	Absolute	12		Linear	Linear
K84-96	1	1	K8	K9	Absolute	12		Linear	Linear
K96-108	1	1	K9	K10	Absolute	12		Linear	Linear

Çizgelge 5.10 : Kesit atamaları.

TABLE: Frame Section Assignments					
Frame	SectionType	AutoSelect	AnalSect	DesignSect	MatProp
Text	Text	Text	Text	Text	Text
1	Nonprismatic	N.A.	K0-12	K0-12	Default
2	Nonprismatic	N.A.	K12-24	K12-24	Default
3	Nonprismatic	N.A.	K24-36	K24-36	Default
4	Nonprismatic	N.A.	K36-48	K36-48	Default
5	Nonprismatic	N.A.	K48-60	K48-60	Default
6	Nonprismatic	N.A.	K60-72	K60-72	Default
7	Nonprismatic	N.A.	K72-84	K72-84	Default
8	Nonprismatic	N.A.	K84-96	K84-96	Default
9	Nonprismatic	N.A.	K96-108	K96-108	Default
10	Nonprismatic	N.A.	K108-120	K108-120	Default

Çizgelge 5.11 : Tanımlanan spektrum eğrisine ait değerler ve sönüm oranı.

TABLE: Function - Response Spectrum - User			
Name	Period	Accel	FuncDamp
Text	Sec	Unitless	Unitless
SPEKTRUM	0	1	0,05
SPEKTRUM	0,15	2,5	
SPEKTRUM	0,6	2,5	
SPEKTRUM	0,7	2,21	
SPEKTRUM	0,8	1,986	
SPEKTRUM	0,9	1,8075	
SPEKTRUM	1	1,6614	
SPEKTRUM	1,5	1,2011	
SPEKTRUM	2	0,9542	
SPEKTRUM	3	0,6899	
SPEKTRUM	5	0,4584	
SPEKTRUM	10	0,2633	
SPEKTRUM	15	0,1909	

Çizgelge 5.12 : Diyafram davranış tanımlaması.

TABLE: Constraint Definitions - Diaphragm			
Name	CoordSys	Axis	MultiLevel
Text	Text	Text	Yes/No
DIAPH2_0,	GLOBAL	Z	No
DIAPH2_12000,	GLOBAL	Z	No
DIAPH2_24000,	GLOBAL	Z	No
DIAPH2_36000,	GLOBAL	Z	No
DIAPH2_48000,	GLOBAL	Z	No
DIAPH2_60000,	GLOBAL	Z	No
DIAPH2_72000,	GLOBAL	Z	No
DIAPH2_84000,	GLOBAL	Z	No
DIAPH2_96000,	GLOBAL	Z	No
DIAPH2_108000,	GLOBAL	Z	No
DIAPH2_120000,	GLOBAL	Z	No

Çizgelge 5.13 : Tanımlanan kombinasyonlar.

TABLE: Combination Definitions								
ComboName	ComboType	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ConcDesign	AlumDesign	ColdDesign
Text	Text	Text	Text	Unitless	Yes/No	Yes/No	Yes/No	Yes/No
D	Abs Add	Linear Static	OLU	1,2	No	No	No	No
D		Linear Static	TB-KUTLE	1				
1,4D	Abs Add	Response Combo	D	1,4	No	No	No	No
D+FAT	Abs Add	Response Combo	D	1	No	No	No	No
D+FAT		Linear Static	T-FAT	1				
1,2D+E	Abs Add	Response Combo	D	1,2	No	No	No	No
1,2D+E		Response Spectrum	DEPREM	1				
1,2D+E		Linear Static	TB-HUB	1				

Analiz sonucu zemine ankastre bağlı ve Vinkler zemini modeli ile elde edilmiş periyod ve frekans değerleri şu şekilde bulunmuştur;

Çizgelge 5.14 : Zemine ankastre bağlı modele ait frekans değeri.

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1,363603	0,7353	2,1466	4,6078

Çizgelge 5.15 : Vinkler zemini modellemesine ait frekans değeri.

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1,530511	0,6534	2,0262	4,1052

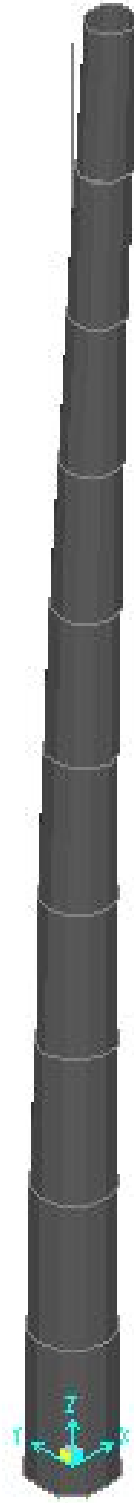
Zemine ankastre bağlı yapı için deplasman eğrisi şekil 5.26 ile, deplasman değerleri ise çizgelge 5.17 ile verilmiştir.

Deplasmanın maksimum olduğu uç noktada 1,837m değeri okunmuştur. Sürekli sistem ile yapılan çözümde ise deprem için deplasman değeri 1,75m olarak bulunmuştu.

Tabanda oluşacak reaksiyon kuvvetleri aşağıda verilmiştir;

Çizgelge 5.16 : Tabanda oluşacak reaksiyon kuvvetleri.

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	1,4D	Combination	Max	0	0	46034,295	0	0	0
1	1,4D	Combination	Min	0	0	-46034,295	0	0	0
1	D+FAT	Combination	Max	204,3	0	32881,639	0	26386	0
1	D+FAT	Combination	Min	-204,3	0	-32881,639	0	-26386	0
1	1,2D+E	Combination	Max	22546,235	0	39457,967	0	887131,7984	0
1	1,2D+E	Combination	Min	-22546,235	0	-39457,967	0	-887131,8	0



Şekil 5.26 : Zemine ankastre bağlı modelin deplasman eğrisi.

Çizelge 5.17 : Zemine ankastre bağlı modelin deplasman değerleri.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	1,4D	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
1	1,4D	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
1	D+FAT	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
1	D+FAT	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
1	1,2D+E	Combination	Max	0	0	0	0	0	0
1	1,2D+E	Combination	Min	0	0	0	0	0	0
2	1,4D	Combination	Max	0	0	0,00085	0	0	0
2	1,4D	Combination	Min	0	0	-0,00085	0	0	0
2	D+FAT	Combination	Max	0,000647	0	0,000607	0	0,000106	0
2	D+FAT	Combination	Min	-0,000647	0	-0,000607	0	-0,000106	0
2	1,2D+E	Combination	Max	0,019307	0	0,000728	0	0,003038	0
2	1,2D+E	Combination	Min	-0,019307	0	-0,000728	0	-0,003038	0
3	1,4D	Combination	Max	0	0	0,001655	0	0	0
3	1,4D	Combination	Min	0	0	-0,001655	0	0	0
3	D+FAT	Combination	Max	0,002639	0	0,001182	0	0,000224	0
3	D+FAT	Combination	Min	-0,002639	0	-0,001182	0	-0,000224	0
3	1,2D+E	Combination	Max	0,075396	0	0,001419	0	0,006125	0
3	1,2D+E	Combination	Min	-0,075396	0	-0,001419	0	-0,006125	0
4	1,4D	Combination	Max	0	0	0,002417	0	0	0
4	1,4D	Combination	Min	0	0	-0,002417	0	0	0
4	D+FAT	Combination	Max	0,006126	0	0,001726	0	0,000355	0
4	D+FAT	Combination	Min	-0,006126	0	-0,001726	0	-0,000355	0
4	1,2D+E	Combination	Max	0,168583	0	0,002072	0	0,009247	0
4	1,2D+E	Combination	Min	-0,168583	0	-0,002072	0	-0,009247	0
5	1,4D	Combination	Max	0	0	0,003137	0	0	0
5	1,4D	Combination	Min	0	0	-0,003137	0	0	0
5	D+FAT	Combination	Max	0,011273	0	0,002241	0	0,0005	0
5	D+FAT	Combination	Min	-0,011273	0	-0,002241	0	-0,0005	0
5	1,2D+E	Combination	Max	0,299025	0	0,002689	0	0,012412	0
5	1,2D+E	Combination	Min	-0,299025	0	-0,002689	0	-0,012412	0
6	1,4D	Combination	Max	0	0	0,003816	0	0	0
6	1,4D	Combination	Min	0	0	-0,003816	0	0	0
6	D+FAT	Combination	Max	0,018257	0	0,002726	0	0,000661	0
6	D+FAT	Combination	Min	-0,018257	0	-0,002726	0	-0,000661	0
6	1,2D+E	Combination	Max	0,466902	0	0,003271	0	0,015632	0
6	1,2D+E	Combination	Min	-0,466902	0	-0,003271	0	-0,015632	0
7	1,4D	Combination	Max	0	0	0,004457	0	0	0
7	1,4D	Combination	Min	0	0	-0,004457	0	0	0
7	D+FAT	Combination	Max	0,027265	0	0,003183	0	0,000836	0
7	D+FAT	Combination	Min	-0,027265	0	-0,003183	0	-0,000836	0
7	1,2D+E	Combination	Max	0,672379	0	0,00382	0	0,01889	0
7	1,2D+E	Combination	Min	-0,672379	0	-0,00382	0	-0,01889	0
8	1,4D	Combination	Max	0	0	0,005063	0	0	0
8	1,4D	Combination	Min	0	0	-0,005063	0	0	0
8	D+FAT	Combination	Max	0,038476	0	0,003616	0	0,001026	0
8	D+FAT	Combination	Min	-0,038476	0	-0,003616	0	-0,001026	0
8	1,2D+E	Combination	Max	0,915203	0	0,004339	0	0,022096	0
8	1,2D+E	Combination	Min	-0,915203	0	-0,004339	0	-0,022096	0
9	1,4D	Combination	Max	0	0	0,005638	0	0	0
9	1,4D	Combination	Min	0	0	-0,005638	0	0	0
9	D+FAT	Combination	Max	0,052027	0	0,004027	0	0,001223	0
9	D+FAT	Combination	Min	-0,052027	0	-0,004027	0	-0,001223	0
9	1,2D+E	Combination	Max	1,193786	0	0,004832	0	0,025039	0
9	1,2D+E	Combination	Min	-1,193786	0	-0,004832	0	-0,025039	0
10	1,4D	Combination	Max	0	0	0,00619	0	0	0
10	1,4D	Combination	Min	0	0	-0,00619	0	0	0
10	D+FAT	Combination	Max	0,067951	0	0,004422	0	0,001416	0
10	D+FAT	Combination	Min	-0,067951	0	-0,004422	0	-0,001416	0
10	1,2D+E	Combination	Max	1,503807	0	0,005306	0	0,027371	0
10	1,2D+E	Combination	Min	-1,503807	0	-0,005306	0	-0,027371	0
11	1,4D	Combination	Max	0	0	0,006731	0	0	0
11	1,4D	Combination	Min	0	0	-0,006731	0	0	0
11	D+FAT	Combination	Max	0,086022	0	0,004808	0	0,00157	0
11	D+FAT	Combination	Min	-0,086022	0	-0,004808	0	-0,00157	0
11	1,2D+E	Combination	Max	1,836767	0	0,00577	0	0,02871	0
11	1,2D+E	Combination	Min	-1,836767	0	-0,00577	0	-0,02871	0

Deprem sonucunda elde edilen kuvvet değerleri ve 1,4D kombinasyonlarından elde edilen kuvvet değerleri birbirine yakın sonuçlar vermektedir. SAP2000 programında analiz, çok serbestlik dereceli bir sistem olarak kabul edilmektedir. Dolayısıyla program tarafından deprem esnasında oluşacak kesme kuvvetleri, varsayıla kütle odak noktalarına tekil yük olarak tanımlanmaktadır. Bu durum, kütle noktalarında ani değişen bir kesme diyagramı oluşturmaktadır. Oysa gerçekte, kesme kuvveti kesit boyunca sürekli artmaktadır. Aradaki bu fark, kesme kuvvetlerine toplamda çok etkilemiyor olup, momentte etkisi görülebilmektedir. Sürekli sistem ile yapılan çözümde bulunan değer, SAP2000 programıyla yapılan analize göre yaklaşık %9 fazla bulunmuştur. D+F kombinasyonlarından gelen yükler ise yalnızca hub seviyesinde kuleye aktarılan dış yükler sonucu oluşan mesnet reaksiyonları olup, rüzgar etkisi bu değere dahil değildir.

Yapılan çözümlerde SAP2000 programı analiziyle elde edilen sonuçlara yakın sonuçlar elde edilmiştir. Elde edilen değerler, programın modele ait kabulleri ve çalışmada yapılan yuvarlamalar nedeniyle %10 mertebesine kadar fark göstermektedir.

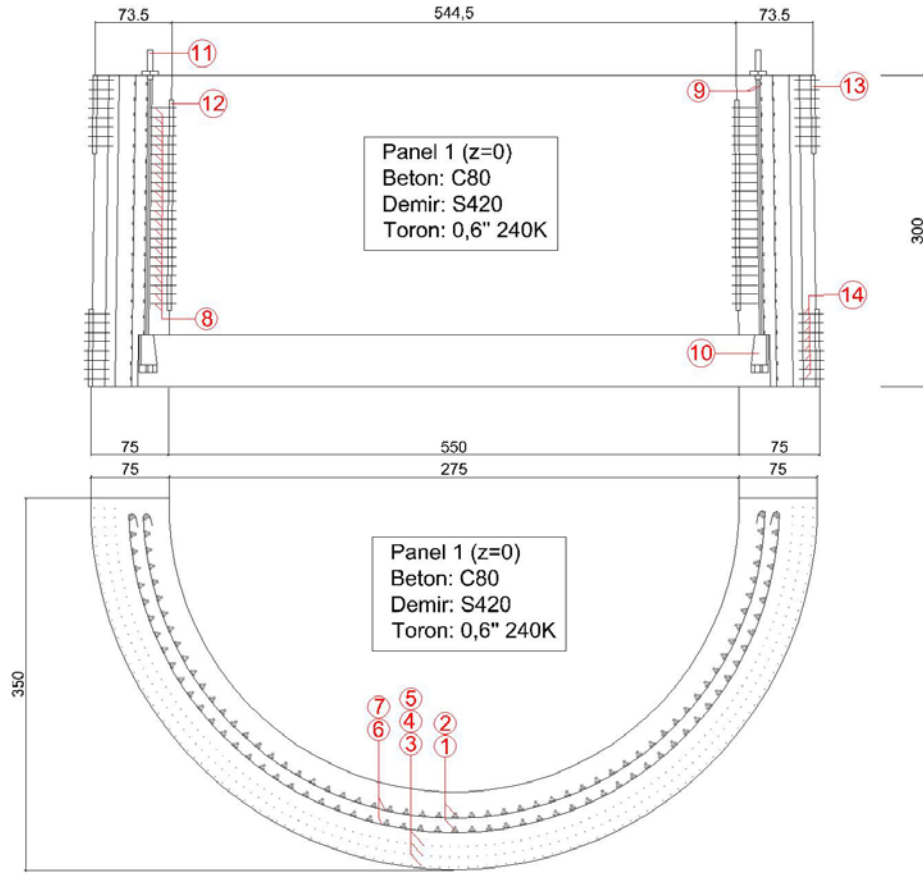
5.6 Kesin Kesitin Tanıtılması

Bu aşamaya kadar yapılan çözümlerden elde edilen tasarım verileri, bu başlıkta çizelge ve şekiller ile bir özet halinde sunulacaktır.

Kule segmentine ait örnek bir gösterim şekil 5.27 ile verilmiş olup, değişim bölgelerine ve eleman türüne göre poz bilgileri ilgili çizelgeler ile özetlenmiştir.

Çizelge 5.18 : Donatı ve toronlar.

Kesit Donatıları						Artgerme Toronu				
Poz		Yükseklik (m)				Poz		Yükseklik (m)		
		0	12	60	108			0	24	96
1	Çap	36	0	0	0	3	Çap	0,6"	0,6"	0,6"
	Adet	3	0	0	0		Adet	1	0	0
	Benzer	60	0	0	0		Benzer	240	0	0
2	Çap	36	36	24	24	4	Çap	0,6"	0,6"	0,6"
	Adet	3	3	3	1		Adet	1	1	0
	Benzer	60	60	60	60		Benzer	240	240	0
9	Çap	32	32	32	32	5	Çap	0,6"	0,6"	0,6"
	Adet	4	4	4	4		Adet	1	1	1
	Benzer	30	30	30	30		Benzer	240	240	240



Şekil 5.27 : z=0 kesitine ait yarım halka segmenti donatı planı.

Çizgelge 5.19 : Ankraj donatıları ve plakalar.

Poz	Ankraj Donatıları						Plakalar							
	8			14			12				13			
z (m)	Çap	Adet	Benzer	Çap	Adet	Benzer	En (mm)	Boy (mm)	Kınlık(mm)	Adet	En (mm)	Boy (mm)	Kınlık(mm)	Adet
0	36	44	2	36	66	19	500	2030	50	2	400	1500	50	19
12	36	44	2	36	66	18	500	2030	50	2	400	1500	50	18
20	36	34	2	36	58	18	500	1630	50	2	400	1250	50	18
24	36	34	2	36	58	17	500	1630	50	2	400	1250	50	17
36	36	34	2	36	58	16	500	1630	50	2	400	1250	50	16
40	36	24	2	36	42	16	500	1180	50	2	400	1000	50	16
48	36	24	2	36	42	15	500	1180	50	2	400	1000	50	15
60	36	16	2	36	34	14	500	820	50	2	400	750	50	14
72	36	16	2	36	34	13	500	820	50	2	400	750	50	13
80	36	8	2	36	26	13	500	460	40	2	400	500	50	13
84	36	8	2	36	26	12	500	460	40	2	400	500	50	12
96	36	4	2	36	26	11	500	460	40	2	400	500	50	11
100	36	4	2	36	10	11	500	280	40	2	400	250	50	11
108	36	4	2	36	10	10	500	280	40	2	400	250	50	10

Çizgelge 5.20 : Sargı donatıları.

Sargı Donatıları					
Poz		Yükseklik (m)			
		0	12	60	108
6	Çap	16	22	16	12
	Adet	2	2	1	1
	Benzer	1	1	1	1
7	Çap	16	0	0	0
	Adet	2	0	0	0
	Benzer	1	60	0	0

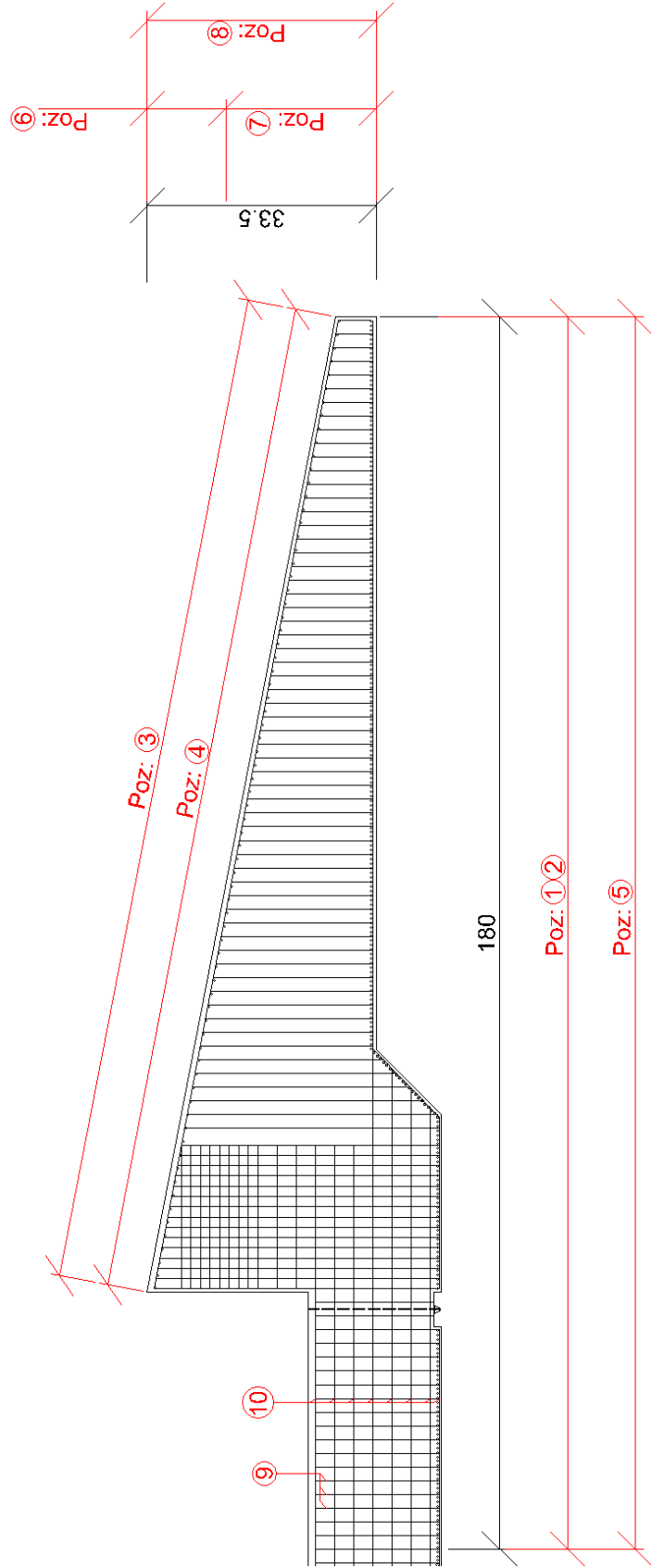
Çizgelge 5.21 : Mekanik birleşim elemanları.

Mekanik Elemanlar		
Poz		Yükseklik (m)
		Her segmentte
10	Model	PEC 52
	Adet	30
11	Model	PPM 52P + AL52
	Adet	30

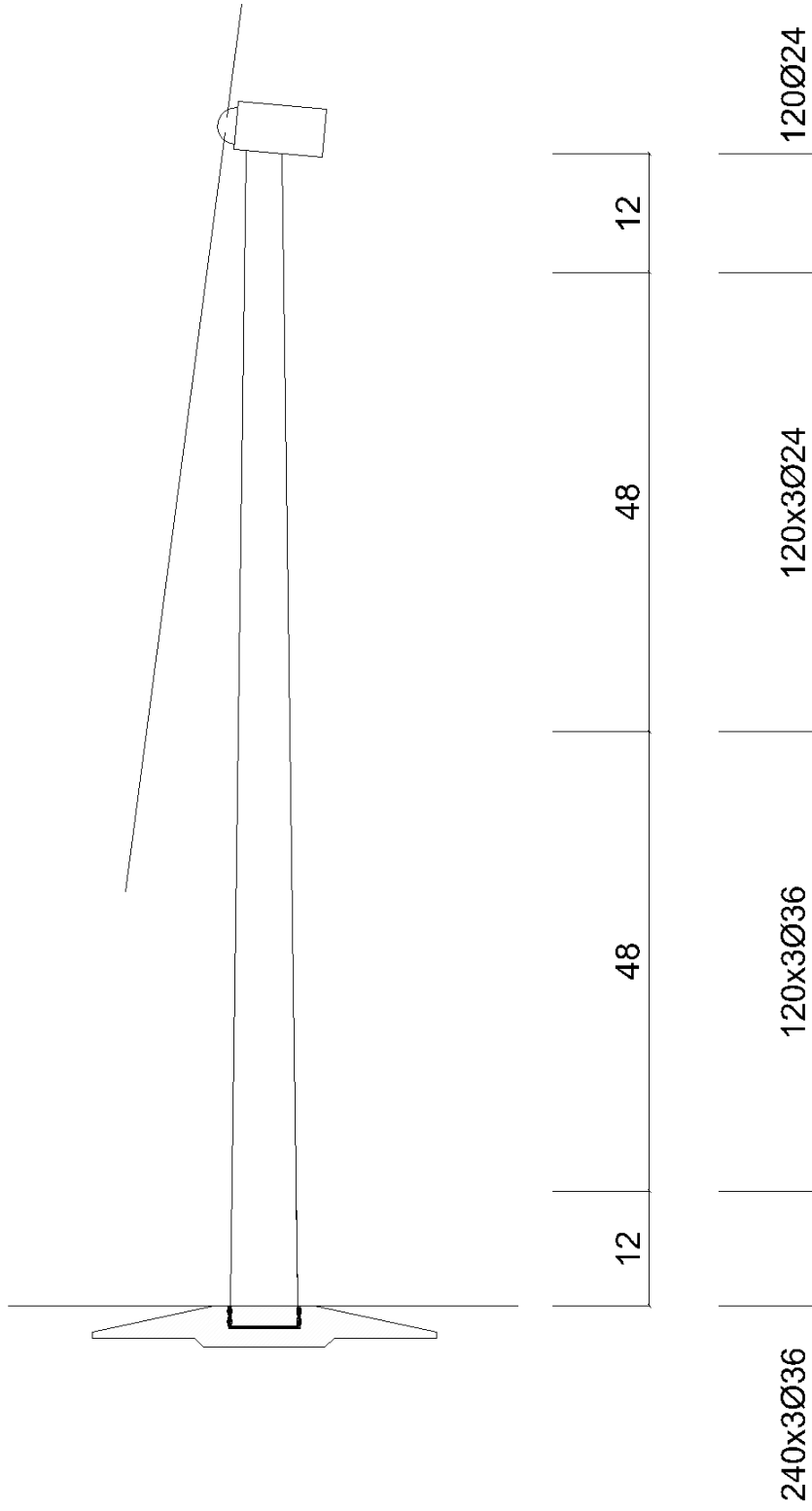
Kulenin boykesiti bu bölümün sonunda tam sayfa şekiller ile gösterilecektir. Temele ait donatı planları ve kesit görünüşleri şekil 5.28 ile verilmiş olup, poz bilgileri çizelge 5.22 ile gösterilmiştir.

Çizgelge 5.22 : Temel donatıları.

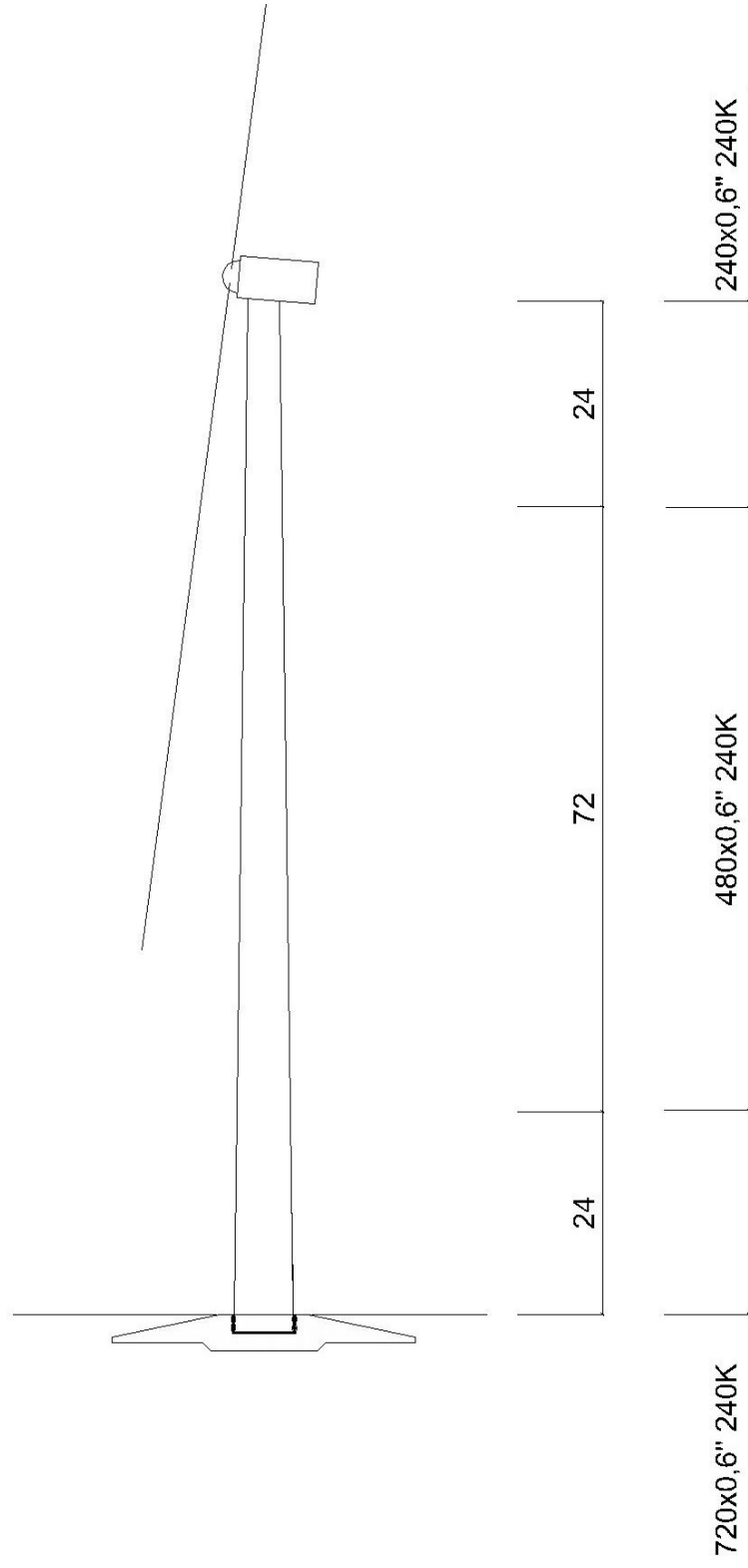
Temel Donatıları				
Poz	Çap	Adet	Benzer	Tür
1	36	1	455	Alt donatı
2	22	1	96	Alt donatı
3	22	1	457	Montaj donatısı
4	16	1	74	Montaj donatısı
5	18	1	71	Enine donatı
6	34	3	8	Yük Akt. donatısı
7	34	3	8	Yük Akt. donatısı
8	22	1	44	Yük Akt. donatısı
9	22	1	38	Soket altı donatı
10	34	3	8	Soket altı donatı



Şekil 5.28 : Temele ait simetrik kesitlerin bir parçasına ait detaysız donatı planı.



Şekil 5.29 : Kule boykesiti ve donatı yerleşim planı.



Şekil 5.30 : Kule boykesiti ve artgerme toronları yerleşim planı.

6. KULE FİZİBİLİTESİ

Kule kesiti kesin olarak tasarlanmış ve böyle bir kulenin teorik olarak inşa edilebileceği görülmüştür. Ancak pratikte kulenin inşa edilmesi için fizibilitesinin de buna elverişli olması, yani yatırım yapılabilir bir proje olması gerekmektedir. Bu nedenle bu bölümde, kule fizibilitesi yüzeysel olarak incelenmiştir. Yapılan hesaplamalar genel koşullarda ve ortalama değerlerde olduğundan, daha detaylı bir fizibilite araştırması her zaman güvenli bir adım olacaktır.

Firmalar ile yapılan görüşmelerde hali hazırda ülkemizde kurulu prefabrike eleman üreten fabrikaların, bu kulenin segmentlerini üretebilecek kapasitede ve yeterlilikte olduğu bilgisi alınmıştır.

6.1 Maliyetler

Rüzgar türbinlerinin maliyetinde yalnızca yapının inşa edilmesi ile işlevsel bir üretim yapılamamaktadır. Temel, kule, nasıl ve kanatların imal edilmesinin yanı sıra, üretilen enerji için bu enerjinin depolanması ve iletimi de yine türbinin yapımına dahildir. Bu etkenlerin her birisi bir maliyet oluşturacak, ayrıca türbin bakım ve onarımları ile enerjinin iletimi de ayrıca bir maliyet oluşturacaktır. Bakım ve onarım maliyeti ile enerji iletim maliyeti sürekli maliyet olduğundan fizibilite aşamasında enerjinin satışı ile kar-zarar ilişkisinde değerlendirilecektir. Diğer maliyetler ise başlangıç maliyeti olarak alınacaktır.

6.1.1 Prefabrike imalat maliyeti

Kule kesiti alışlagelmiş bir kesit olmadığından, bu kesitin prefabrike olarak imal edilebilmesi için kalıbının yapılması gerekmektedir. Temel inşasından sonra montajın hemen başlayabilmesi için yeterli sayıda üretim kalıbı bulunması gereklidir. Kesitin dış ve iç çapı her segmentte yüksekliğe bağlı olarak değiştiğinden, birden fazla kalıba ihtiyaç duyulacak veya kalıplarda tadilat yapılması gerekecektir.

Firmalar ile yapılan görüşmelerde bu maliyet kalemi ile ilgili şu görüşler verilmiştir;

1. Değişken kesit kalıp maliyetini artıracaktır. Her segment için ayrı kalıp kullanılması işçilik maliyetini artıracığı gibi, art germe işleminde değişken kesitlerde uygulama sorunu yaşanmaktadır.
2. Kesitin ani değişimli olması halinde ani değişim bölgelerinde bu değişimin olabildiğince küçük tutulması gerekmektedir. Prefabrike elemanların bağlantılarında sorun çıkmaması için et kalınlığı en fazla 10-15cm düşürülerek yeni kesite geçilmelidir.
3. Değişken kesit yapımı prefabrike tekniği olarak mümkündür. Ancak bu kalıpların profesyonel kalıp firmaları tarafından çok dikkatli bir analiz ile yapılması gerekmektedir. Elemanların tam olarak oturabilmesi için bu büyük önem arz etmektedir.
4. Buhar kürü ve laboratuvar masrafları da bu maliyete dahil edilmelidir. Laboratuvar masrafı maliyetin yaklaşık %2-3'lük bir kısmı olarak alınabilir.

Bu bilgiler ışığında seçilen kule kesitinin ülkemizde uygulanabileceği kanısına varılmıştır. Kalıp firma tarafından yapılabileceği gibi, özellikle bu gibi işler için kalıp üretimi hizmeti sunan profesyonellerden de yararlanılabilir. Kesitin eğimli olması ve artgerme boşluklarının önem arz etmesi nedeniyle kesitin profesyonel firmalar tarafından yapılması önem arz etmektedir.

6.1.1.1 Beton maliyeti

Beton maliyeti, betonda kullanılacak agrega, çimento ve katkı maddelerinin birleşimini içeren ortak bir maliyet olarak alınmıştır. Sektördeki hazır beton temin eden firmaların C40 için belirledikleri metreküp satış fiyatı ortalama 165 TL olarak verilmiştir. Prefabrike firmaları ise C40 betonun maliyetinin ortalama 120 TL olacağı bilgisini vermiştir. Dolayısıyla maliyet ve satış arasındaki fark %18 KDV ve %10 kar marjı olarak görülmektedir. Hazır beton temin eden firmaların C80 sınıfı beton için metreküp satış fiyatları ise ortalama 270 TL olarak belirlenmiştir. Betonun prefabrike firmasında üretilmesi halinde, %18 KDV ve %10 kar marjı düşülerek bulunan birim fiyatı yaklaşık olarak 194 TL olmaktadır. Betonun maliyeti hesabında bu birim fiyat dikkate alınmıştır. Aşağıda betona ait metraj verilmiştir;

Kule boyunca; $\pi x(900 - 593) = 964 m^3$

Ziyan; $964 \times 0,05 = 48 \text{ m}^3$

Kule toplamı; $964 + 48 = 1012 \text{ m}^3$

Kule beton maliyeti; $1012 \times 194 \cong 196300 \text{ TL}$

Temel betonu; $610 + 1168 - 92 = 1686 \text{ m}^3$

Ziyan; $1686 \times 0,05 = 84 \text{ m}^3$

Temel toplamı; $1686 + 84 = 1770 \text{ m}^3$

Temel beton maliyeti; $1770 \times 165 \cong 292000 \text{ TL}$

Buna göre toplam beton maliyeti şu şekilde bulunur;

$$196300 + 292000 \cong 490000 \text{ TL}$$

6.1.1.2 Donatı maliyeti

İnşaat çeliğinin birim fiyatı haftalık olarak değişen bir fiyattır. Değişkenliği dolayısıyla maliyet hesabında hata payı en yüksek olan kalemlerden birisi de donatı maliyetidir. 2015 ocak ayı itibariyle alınan 36mm ve 24mm çapında inşaat çeliğinin ton başına birim satış fiyatı 1.450 TL olarak alınmıştır. Bu fiyata çeliğin nakliyesi ve KDV oranı dahildir. Kesin kesitin tanıtıldığı bölümde donatı planları ve yerleşim detayları verilmişti. Bu bilgiler ışığında, aşağıda donatılara ait bindirme, kenetlenme ve birleşim elemanlarının montaj donatılarını da içeren yaklaşık mertaj verilmiştir. Metrajda kule boyunca alınan ortalama değerler kullanılmıştır.

Kule boyuna donatısı; $3 \times 3 \times 120 \times 1,018 \times 10^{-3} \times 16 = 17,589 \text{ m}^3$
 $3 \times 3 \times 60 \times 1,018 \times 10^{-3} \times 24 = 13,193 \text{ m}^3$
 $3 \times 3 \times 60 \times 4,524 \times 10^{-4} \times 32 = 7,817 \text{ m}^3$
 $3 \times 60 \times 4,524 \times 10^{-4} \times 8 = 0,651 \text{ m}^3$

Montaj eleman donatıları; $6 \times 1,85 \times 60 \times 8,042 \times 10^{-4} \times 16 = 8,569 \text{ m}^3$
 $6 \times 1,85 \times 30 \times 8,042 \times 10^{-4} \times 64 = 17,138 \text{ m}^3$
 $22 \times 0,4 \times 2 \times 1,018 \times 10^{-3} \times 80 = 1,433 \text{ m}^3$
 $23 \times 0,4 \times 14 \times 1,018 \times 10^{-3} \times 80 = 10,49 \text{ m}^3$

Kule enine donatısı; $2 \times 8 \times 2 \times 17,5 \times 2,01 \times 10^{-4} \times 80 = 9,01 \text{ m}^3$

Ziyan; $85,89 \times 0,05 = 4,29 \text{ m}^3$

Kule toplamı;	$85,89 + 4,29 = 90,18 \text{ m}^3$
Kule donatı maliyeti;	$90,18 \times 7,85 \times 1460 \cong 1033600 \text{ TL}$
Temel boyuna donatısı;	$455 \times 35 \times 1,018 \times 10^{-3} = 18,792 \text{ m}^3$
Temel enine donatısı;	$83 \times 95 \times 3,801 \times 10^{-4} = 2,997 \text{ m}^3$
Temel yük aktarma bölgesi;	$112 \times 16 \times 3 \times 2,3 \times 9,08 \times 10^{-4} = 11,227 \text{ m}^3$
	$45 \times 4 \times 3 \times 27 \times 3,80 \times 10^{-4} = 5,789 \text{ m}^3$
	$23 \times 4 \times 5,2 \times 27 \times 3,80 \times 10^{-4} = 4,908 \text{ m}^3$
Ziyan;	$43,713 \times 0,05 = 2,186 \text{ m}^3$
Temel toplamı;	$43,713 + 2,186 = 45,90 \text{ m}^3$
Temel donatı maliyeti;	$45,90 \times 7,85 \times 1460 \cong 526000 \text{ TL}$
Buna göre toplam donatı maliyeti şu şekilde bulunur;	

$$1033600 + 526000 \cong 1560000 \text{ TL}$$

Bu kalem altında plakalar ve mekanik bağlantı elemanlarının da hesabı yapılması gerekir. Üretici firmalardan fiyat temin edilemediğinden, donatı maliyeti esas alınacaktır. Maliyet, ton başına 1500 TL kabul edilmiştir. Plakaların ağırlığı birim hacim ile bulunmuş olup, bağlantı elemanlarının ağırlığı üretici firma tarafından belirtilen ağırlıklarda kabul edilmiştir. Buna göre;

Boyuna donatı bağlantı yuvaları;	$96,90 \times 60 \times 16 \times 2 = 186000 \text{ kg}$
	$96,90 \times 30 \times 64 \times 2 = 372100 \text{ kg}$
Boyuna donatı bağlantı vidaları;	$57,50 \times 60 \times 16 = 55200 \text{ kg}$
	$57,50 \times 30 \times 64 = 110400 \text{ kg}$
Boyuna bağlantı plakaları;	$1 \times 0,4 \times 0,05 \times 7850 \times 14 \times 80 = 175840 \text{ kg}$
Enine bağlantı plakaları;	$1,18 \times 0,5 \times 0,05 \times 7850 \times 80 = 18520 \text{ kg}$
Toplam maliyet;	$918060 \times 1,5 \cong 1375000 \text{ TL}$

Toplam maliyet prefabrike imalat içinde değerlendirilmeyecek olup, montaj başlığında hesaba katılacaktır.

6.1.1.3 Kalıp maliyeti

Prefabrike firmaları, bu yapı için kalıpların fabrikada yapılmasından ziyade profesyonel hizmet alınmasından yana olduklarını belirtmişlerdir. Profesyonel kalıp imalatı hizmeti veren firmalar ile yapılan görüşmelerde, kalıbın tasarımının statik açıdan yapılması gerektiği, özel kalıp olduğu için fiyatın değişkenlik gösterebileceği belirtilmiştir. Ancak ortalama bir maliyet hesabı için kalıbın ton başına 3500 TL olarak hesaplanabileceği bilgisi alınmıştır. Kalıp firmalarından alınan bir diğer bilgi de, kalıbı destekleyecek çelik elemanların ve bağların da hesaba katılması, yüzey kalıbının ise en az 4 mm kalınlığında seçilmesi gerektiğidir. Toplamda her segment için dörder kalıp olmak üzere 160 adet kalıp imalatı yaptırılacağı düşünülmüştür. Prefabrike firmalarının önerisi ve kalıp firmalarının öngördüğü ölçüler üzerine dışta 8 adet, içte 4 adet NPI240 profil kesitinde dikey destekler, üç sıra NPU180 profil kesitinde yatay bağlar ve 10mm kalınlığında sac kullanılması düşünülmüştür. NPI240 profili için bir metrenin ağırlığı 36,20 kg; NPU180 profili için bir metrenin ağırlığı 22 kg ve sacın ağırlığını bulmak üzere çeliğin bir metreküpünün ağırlığı 7850 ton olarak alınmıştır. Buna göre kulenin her segmenti için tek kalıba ait metraj şu şekildedir;

$$\text{NPI240 profili için;} \quad 12 \times 3 \times 36,20 = 1303 \text{ kg}$$

$$\text{NPU180 profili için;} \quad 22 \times 3 \times (16,96 + 13,82) = 2031 \text{ kg}$$

$$\text{Sac ağırlığı için;} \quad 7850 \times 0,01 \times 3 \times (16,96 + 13,82) = 7249 \text{ kg}$$

$$\text{Toplam ağırlık;} \quad 1303 + 2031 + 7249 = 10583 \text{ kg}$$

$$\text{Bağlantı elemanları dahil toplam ağırlık;} \quad 10583 \times 1,05 \cong 11112 \text{ kg}$$

$$\text{Tek kalıba ait maliyet;} \quad 11112 \times 3,5 = 38893 \text{ TL}$$

$$\text{Toplam maliyeti;} \quad 38893 \times 160 = 6222800 \text{ TL}$$

Kalıp imalatçısı firmaların görüşü, bir kalıbın 200 döküme kadar kullanılabileceğidir. Dolayısıyla bulunan maliyet, 200 dökümün maliyeti, diğer bir deyişle ikişer kalıp kullanıldığından 400 adet kulenin maliyetidir. Tek kuleye düşen maliyet ise şu şekilde bulunur;

$$\text{Kule kalıp maliyeti;} \quad 6222800 / 400 = 15600 \text{ TL}$$

6.1.1.4 İşçilik maliyeti

İşçilik maliyeti normal yapılarda maliyetin %9-%10'u oranında olmaktadır. Üretimde işçilik maliyeti bu oranlarda alınabilir ancak montaj aşamasında işçilik maliyetinin oranı %15 olarak alınacaktır. Bunun temel nedeni, yapının işlevi ve boyutları gereği nitelikli işçi çalıştırılmasıdır. Üretim maliyeti bir kule için yapılması gereken beton, donatı ve kalıp maliyetlerinin tümü olarak alınabilir. Bu maliyet aşağıda verilmiştir;

$$490000 + 1033600 + 15600 = 1540000 \text{ TL}$$

Hesaplanan maliyet üzerinden işçilik maliyeti de şu şekilde hesaplanabilir;

$$\frac{1540000}{10} = 154000 \text{ TL}$$

6.1.1.5 Kür ve laboratuvar

Buhar kürü prefabrike imalatın en önemli aşamalarından birisidir. Aynı şekilde kalite kontrolün yapılabilmesi ve istenilen dayanımların elde edildiğine dair laboratuvar çalışmaları da hem prefabrikenin bir gerekliliği hem de bu tür bir yapının doğru ve güvenilir bir şekilde imalatının yapılabilmesi için bir şart niteliğindedir. Prefabrike firmaları ile yapılan görüşmelerde buhar kürünün beton maliyetini %25 oranında artırdığı bilgisi alınmıştır. Aynı şekilde laboratuvar maliyeti de beton maliyetini %5 artırmaktadır. Buna göre toplam beton maliyeti %30 artmaktadır. Burada dikkat edilmesi gereken nokta ise bu maliyetin sadece prefabrike olarak üretilen elemanların maliyetinin artacağı; temelde kullanılan beton maliyetinin değişmeyeceğidir. Prefabrike elemanların üretimi için kullanılan betonun maliyeti şu şekilde hesaplanmıştır;

$$\text{Kule toplamı; } 1012 \text{ m}^3$$

$$\text{Kule beton maliyeti; } 1012 \times 194 \cong 196000 \text{ TL}$$

Bu maliyet üzerinden kür ve laboratuvar maliyeti şu şekilde hesaplanabilir;

$$196000 \times 0,30 \cong 59000 \text{ TL}$$

Bu kalemin de hesaplanmasıyla prefabrike maliyeti tamamlanmış olur. Toplam maliyet şu şekilde bulunur;

$$490000 + 1033600 + 15600 + 154000 + 59000 \cong 1752200 \text{ TL}$$

6.1.2 Nakliye maliyeti

Özellikle tubular çelik kuleye sahip türbinlerin karşılaştığı en büyük problemlerden birisi, yekpare olarak dökülen büyük boyutlardaki kulenin şantiyeye taşınmasıdır. Prefabrike inşaatın bu yönde büyük bir avantajı ve rahatlığı bulunmaktadır.



Şekil 6.1 : Çelik malzemeden üretilmiş kule segmentinin nakliyesi.

Prefabrike olarak imal edilen segmentlerin şantiye sahasına taşınması gerekmektedir. Bu amaçla kullanılan araç ve ekipmanların da, en ağır segmentleri taşıyabilmesi ve mümkünse birden fazla segmentin nakliyesinin sağlanabilmesi gerekmektedir. Bu sayede yapılan prefabrike yapı, prefabrike inşaatın özelliğine de uygun olarak hızlı ilerleyebilir.

Firmalar için yapılan görüşmelerde şu görüşler belirtilmiştir;

1. Özel izin almadan 25-30 tona kadar taşıma yapılabilmektedir. Özel izin ile 60-70 ton taşınabilir. Özel izin almak ekstra bir maliyettir.
2. Taşıma maliyeti kilometre başına 5-7 TL/km aralığında değişmektedir. Ancak özel izin maliyeti olarak bu fiyatın 12-14 TL/km olarak düşünülmesi gerekir.
3. Nakliye maliyetine, şantiyeye erişim için yapılacak yol da dahil edilmelidir.
4. Üretilecek eleman sayısını azaltmak büyük oranda nakliye masrafını düşürecektir. Bunun sağlanması için segment yüksekliğinin 3 metreye çıkarılması düşünülebilir.

5. Fabrikadan üretim yapıp şantiyeye nakliye yerine şantiyede üretim yapmak daha ekonomik sonuçlar verebilir.

Bu bilgiler ışığında, nakliye için özel izin maliyeti ve yol inşası masrafı da öngörülen mesafeler üzerinden nakliye maliyetine dahil edilmiştir. Nakliye masrafında elemanların taşınması için hem firmalardan öğrenilen değerler kullanılacak, hem de formülasyon hesabı yapılacaktır. Her iki hesapta da toplam nakliye mesafesi 100 km olarak alınmıştır.

Kulenin bütün elemanları ağırlıklarından dolayı teker teker taşınmalıdır. Dolayısıyla toplamda 80 parçadan oluşan bir kule için bir seferlik nakliye maliyetinin 80 katı, toplam nakliye maliyeti olacaktır.

Buna göre piyasa verilerinden yararlanılarak ortalama nakliye maliyeti şu şekilde hesaplanır;

$$14 \times 100 \times 80 \cong 112000 \text{ TL}$$

Formül ile hesaplanmasında ise aşağıdaki denklemden yararlanılacaktır;

$$F = A \cdot K (7 \times 10^{-7} M + 0,01) \quad (6.1)$$

$$A = 1 + \frac{0,25}{M} [b + d + 2(c + e) + 3f] \quad (6.2)$$

Burada;

F	nakliyenin ton başına fiyatını,
A	güzergah katsayısını,
K	Çevre ve Şehircilik Bakanlığı tarafından belirlenen katsayıyı,
M	yol mesafesini,
b	%10-%15 meyile sahip kaplamalı yol mesafesini,
c	%15 meyilden fazla meyile sahip kaplamalı yol mesafesini,
d	%10 meyile kadar kaplamasız yol mesafesini,
e	%10-%15 meyile kadar kaplamasız yol mesafesini,
f	%15 meyilden fazla meyile sahip kaplamasız yol mesafesini,

göstermektedir.

Değerler formüllerde yerine yazılırsa;

$$A = 1 + \frac{0,25}{100000} [25000 + 10000 + 2x(5000 + 5000) + 3x1000] = 1,145$$

$$F = 1,145x215 x (7x10^{-7}x100000 + 0,01) = 19,69 TL/ton$$

Kulenin toplam ağırlığı 2415 ton olarak önceki bölümlerde bulunmuştu. Bu ağırlığın 100 km mesafedeki şantiyeye nakliyesi şu şekilde bulunur;

$$19,69x2415 \cong 47550 TL$$

Prefabrike firmalarından alınan bilgiye göre bu maliyet, özel izinler ve taşıma esnasında eskort araçların maliyeti ile birlikte iki katına çıkacaktır. Dolayısıyla nakliye şu şekilde alınmalıdır;

$$47550x2 = 95000 TL$$

Her iki yoldan da hesaplanan değerler birbirine yakın çıkmaktadır. Büyük olan değer nakliye maliyeti olarak alınacaktır.

6.1.3 Montaj ve işçilik maliyeti

Şantiyeye getirilen segmentlerin yerine monte edilebilmesi için vinç ve yüksekte çalışmaya elverişli ortam gereklidir. Ayrıca bu yüksekliklerde çalışacak kalifiyede eleman, hem yapının güvenliği hem de şantiye sahasının güvenliği için önem arz etmektedir.

Sektörün içinde bulunan firmalar şu görüşlerde bulunmuşlardır;

1. Stok ve art germe maliyeti bu kaleme dahil edilmelidir.
2. Kule yüksekliğine çıkabilecek vinç mobil olmasa bile taşınabilir olmalıdır. Tırmanan (kanguru) vinçler tercih edilebilir. Ülkemizde bu yüksekliğe prefabrike eleman çıkaracak bir vinç nadir bulunmaktadır.
3. İşçilerin rahat çalışacağı platformlar için hareketli platform daha ekonomik bir çözüm olabilir.

Bu çalışmanın en özellik arz eden kısmı elemanların kaldırılması ve montajı işlemidir. Özellikle 175 metreye eleman taşıyabilecek vinç ile bu yükseklikte doğru montaj yapılması, bu kalemde maliyeti artıracak en büyük etkindir.

6.1.3.1 Stok ve arazi maliyeti

Üretilen elemanların fabrika ve şantiye sahasında montajdan önce stoklanması gerekebilir. Ayrıca kulelerin bulunduğu arazilerin de satın alınması, kule maliyetlerine eklenmesi gereken kalemlerden birisidir. Sektördeki firmalar ile yapılan görüşmelerde arazi kiralama maliyetinin toplam maliyetin yaklaşık %2'si olduğu öğrenilmiştir. Stoklama maliyeti ise diğer maliyetlerin yanında ihmal edilebilecek kadar küçük kaldığı belirtilmiştir. Stok ve arazi maliyeti bütün projeye bir maliyet olarak en sonda eklenecektir.

6.1.3.2 Hafriyat maliyeti

Temelin yapılacağı hacmin önce hafredilmesi sonra da tekrar doldurulması gerekmektedir. Bunun için hafredilecek toprağın uzak mesafeye götürülmeyeceği ve daha sonra kullanılmak üzere yeniden geri getirileceği düşünülmüştür. Bu mesafe 10 km olarak alınmıştır. Hafriyat maliyeti için aşağıdaki formül kullanılmıştır.

$$F = 2x0,00023K\sqrt{M} \quad (6.3)$$

Değerler formülde yerine yazılırsa;

$$F = 2x0,00023x215x\sqrt{10000} = 10 \text{ TL/ton}$$

Toplam hafredilecek toprak temelin tüm alanı boyunca olacaktır. Ayrıca saha ekibinin temelde daha rahat çalışabilmesi için bir miktar daha fazla kazı yapılması gerekecektir. Bu kriterler dikkate alınarak hafredilecek hacim şu şekilde hesaplanmıştır;

$$V_1 = \frac{41^2\pi}{4}x3,35 = 4423 \text{ m}^3$$

Geri getirilecek toprak hacmi ise bu hacimden temel hacminin çıkarılmasıyla, şu şekilde hesaplanır;

$$V_2 = 4423 - 1778 = 2645 \text{ m}^3$$

Zeminin metreküp başına ağırlığı 1,6 ton olarak alınırsa, maliyet şu şekilde bulunur;

$$1,6x(4423 + 2645)x10 = 113000 \text{ TL}$$

6.1.3.3 Kaldırma maliyeti

Bu çalışmada belirlenen 120 metrelik kule yüksekliği, prefabrike elemanların bu yüksekliğe çıkarılması problemini doğurmaktadır. Bu hizmeti veren vinç firmalarıyla yapılan görüşmelerde, kulenin bu ağırlıklarının, bu yüksekliğe LR 1750 tipi vinç ile kaldırılabilceğı belirtilmiştir. Vince ait görsel bir sonraki şekilde verilmiştir.

Rüzgar kuleleri tek başına inşa edilmediğinden, diğer bir deyişle rüzgar alan bölgelerde birden fazla kule inşası gerçekleştiğinden, bir vinç ile tüm kulelerin inşa edileceğı düşünölmüştür. Rüzgar tarlasındaki kule adedi ise ortalama 10 adet alınmıştır. Vincin sadece montaj süresince kullanılacağı düşünölmüştür. Nakliye ile gelen elemanların kapasitesi yeterli vinçler ile kule sahasına indirildiğı ve yeterli yüksekliğe kadar bu vinçlerin kullanıldığı, daha sonra yüksekte yapılacak montaj için LR 1750 vincinin kullanılacağı kabulü ile bu vinç kullanılarak yüksekte montajın toplamda üç ayda bitirileceğı düşünölmüştür.



Şekil 6.2 : LR-1750 modeli vinç.

Alınan bilgiye göre bu vincin günlük kirası yaklaşık 5.000\$ olmaktadır. Bu durumda vincin maliyeti şu şekilde hesaplanır;

$$5000 \times 90 = 450000$$

Hesaplanan 450.000 USD tutarındaki maliyet tüm kulelere ortak olarak dağıtılırsa bir kule başına maliyet şu şekilde hesaplanır;

$$450000 / 10 = 45000$$

Kule başına maliyet 45.000 USD olarak bulunmuştur. Kullanılacak diğer vinçlerin maliyeti de hesaplanarak toplam kaldırma maliyeti kule başına 50.000 USD olarak alınmıştır.



Şekil 6.3 : Çelik kule montajı.

6.1.3.4 Montaj ve işçilik maliyeti

Kulenin yüksekliği ve niteliği gereği, sahada montaj ve işçilik nitelikli elemanlar ile yapılmalıdır. Ayrıca yüksekte çalışılması halinde kullanılacak güvenlik ve taşıma ekipmanları da maliyeti etkileyen faktörlerdendir. İşçilik maliyeti kulenin toplam prefabrike maliyetinin %15'i olarak kabul edilmiştir. Ekipman maliyeti de yine prefabrike maliyetinin %10'u kabulü ile montaj ve işçilik maliyeti, toplam prefabrike maliyetin %25'i olacağı öngörülmüştür.

Prefabrike üretim maliyeti 1.752.200 TL olarak hesaplanmıştı. Buna göre montaj ve işçilik maliyeti de şu şekilde hesaplanabilir;

$$1752200 \times 0,25 \cong 438000 \text{ TL}$$

Burada, daha önce hesaplanan bağlantı elemanlarının da maliyeti, montaj ve işçilik maliyetine eklenmelidir. Daha önceki bölümlerde bu maliyet 1.375.000 TL olarak hesaplanmıştı. Buna göre montaj ve işçilik maliyeti, bağlantı elemanları dahil şu şekilde bulunur;

$$438000 + 1375000 \cong 1420000 \text{ TL}$$

6.1.3.5 Art germe maliyeti

Art germe maliyeti, Karayolları Genel Müdürlüğü'nün 2014 yılında yayınlanmış olan birim fiyat listesinde, KGM/3792/2 numaralı poz ile belirlenen, ton başına birim fiyatı alınmıştır. Sektörde bulunan firmalar da bu fiyatların piyasa fiyatlarına yakın olduğunu belirtmiştir. Art germede kullanılacak halatların her türlü üretim, nakliye ve üretim işçiliği dahil ton başına birim fiyatı 2812,50 TL olarak belirlenmiştir. Şantiyede montaj ve işçilik payı olarak bu değer %10 artırılmış ve 3100 TL olarak kabul edilmiştir. Art germe halatlarının metrajı aşağıda verilmiştir;

$$\text{Halat ağırlıkları; } 240 \times 1,82 \times 10^{-4} \times 124 \times 7850 = 42518 \text{ kg}$$

$$240 \times 1,82 \times 10^{-4} \times 100 \times 7850 = 35432 \text{ kg}$$

$$240 \times 1,82 \times 10^{-4} \times 28 \times 7850 = 9921 \text{ kg}$$

$$\text{Toplam ağırlık; } 42518 + 35432 + 9921 = 87871 \text{ kg}$$

$$\text{Artgerme maliyeti; } 87871 \times 3,1 \cong 273000 \text{ TL}$$

6.1.4 Enerji üretim ve nakil maliyeti

Kulenin montajlanmasından sonra nasıl ve kanatların maliyeti, bu elemanların montaj ve işçilik maliyetleri bulunmakadır. Ayrıca türbinin tamamlanmasından sonra ilk enerji üretiminin ve üretilen enerjinin iletilmesinin de bir maliyeti bulunmaktadır.

Enerji nakli devlet tarafından yapıldığı gibi, yüklenici firmalar tarafından da yapılabilir.

Nakil hattının yüklenici firmalar tarafından yapılması durumunda maliyetinin kilometre başına 10.000 USD olduğu enerji firmalarından öğrenilmiştir. Bu doğrultuda 100 kilometre mesafe için enerji üretim ve nakil maliyeti şu şekilde hesaplanır;

$$10000 \times 100 = 1000000 \text{ USD}$$

Her ne kadar nakil mesafesi ve çevre koşulları bu fiyatı etkileyecek etkenler olsa da, yapılan fizibilite çalışması genel bir çalışmadır. Bütün değerler ortalama olarak alınmaktadır. Literatür araştırmasında ise şebeke bağlantısının maliyetin %4-%9'luk bir bölümü olduğu belirtilmiştir. Hesaplanan bu maliyetin bu oranlar ile uyduğu görülmektedir.

Enerji üretiminde en önemli eleman ise türbindir. Ülkemizde en yüksek türbin 5 MW olarak üretilmektedir. Dünyada ise en yüksek 8 MW gücünde türbin mevcuttur ve kullanılmaktadır. Enerji firmalarıyla yapılan görüşmelerde türbinin %80 maliyetinin türbin olduğu belirtilmiştir. Maliyetin tamamının ise megawatt başına 1.000.000 USD olduğu söylenmiştir. Dolayısıyla türbinin maliyeti yaklaşık olarak MW başına 800.000 USD olmaktadır. Dolayısıyla türbin maliyeti şu şekilde hesaplanır;

$$800000 \times 5 = 4000000 \text{ USD}$$

Türbinin maliyetine montaj, işçilik ve nakliyat dahil olup, kaldırma dahil edilmediği firmalar tarafından belirtilmiştir. Yine literatürde yapılan araştırmalarda da türbin maliyetinin toplam maliyetin %75'lik bir kısmını oluşturduğu öğrenilmiştir.

Toplamda enerji üretimi ve naklinin maliyeti 5.000.000 USD olarak bulunmuştur. Bu rakam maliyetin en büyük rakamıdır.



Şekil 6.4 : Nasil nakliyesi.

6.1.5 Bakım ve onarım maliyeti

Rüzgar türbin kulelerinin bakım ve onarımı diğer enerji kaynaklarına göre daha kolay olmaktadır. Ancak bu durumda bile bir maliyet meydana gelmektedir. Bu

maliyet süreye yaygın bir maliyet olduğundan başlangıç sermayesine dahil edilmeyecek, kar-zarar ilişkisinde ve amortisman sürelerinin hesaplanmasında dikkate alınacaktır.

Firmalardan alınan görüşlerde bakım maliyetinin türbin maliyetinin yaklaşık %2,5-3'ü olduğu ve altı ayda bir yapıldığı belirtilmiştir.

Bakım maliyeti, tüm maliyetlerin hesaplandığı amortisman ve yatırım potansiyeli başlığı altında hesaplanmıştır.

6.2 Enerji Satışı ve Gelir

Türbinin enerji üretim aşamasında, üretilecek enerji birkaç değişkene bağlıdır. Bu değişkenler ile kulenin üreteceği enerji hesaplanabilir. Hesaplanan enerjinin satışında, günümüzde kullanılan en düşük enerji satış maliyetleri dikkate alınarak, satılan enerjiden elde edilecek ciro bulunacaktır. Bulunan cirodan masraflar ve risk faktörleri de dikkate alınarak elde edilecek kar hesaplanacaktır.

Enerji satışı çoğunlukla devlete olduğu gibi bazı firmaların özel kişi ve kuruluşlara da satış yaptığı, firmalarla yapılan görüşmelerden anlaşılmaktadır. Devletin enerjiyi alım fiyatı olarak 11 cent/kWh olduğu bilgisi de yine firmalardan alınan bilgilerdendir.

Enerji üretimi aynı zamanda türbinin verimi ile ilgili de bir konudur. Günümüzde hali hazırda kullanılan türbinlerin verimi %40-%45 aralığında alınmaktadır. Bu çalışmada kulenin yüksek yapısından dolayı daha sık yeterli rüzgara ulaşılabilceği düşüncesiyle verim %45 kabul edilmiştir.

Kulenin boyutları itibariyle çeşitli verimlerde gelir hesabı yapılmıştır. Ayrıca 50 metre, 60 metre ve 80 metrelik kanat boyuna göre de gelirleri hesaplanmıştır. Kullanılan formüller aşağıda verilmiştir;

$$P = \frac{\rho \pi D^2}{8} V_r^3 C_p \quad (5.3)$$

$$W = P_s \quad (5.4)$$

$$M_{gelir} = Wm \quad (5.5)$$

Burada;

P	elde edilecek gücü,
D	kanat çapını,
V_r	ortalama rüzgar hızını,
C_p	güç faktörünü,
W	elde edilecek enerjiyi,
s	bir yıldaki saati,
M_{gelir}	satıştan elde edilecek geliri,
m	kW başına satış fiyatını,

göstermektedir.

C_p , güç faktörü, rüzgar elektrik santrallerinde maksimum %59,26 olup, bu değere Lancaster-Betz limiti denir. Bu limit rüzgar elektrik santrallerinin veriminin fazla %59,26 yani yaklaşık %60 olduğunu göstermektedir.

Bu formüller kullanılarak elde edilen yıllık gelir aşağıdaki tablo ile gösterilmiştir;

Çizelge 6.1 : Teorik gelir hesabı.

D (m)	50m		60m		80m	
C_p	45%	60%	45%	60%	45%	60%
P (MW)	189,415948	252,554597	272,758965	363,67862	484,9048261	646,5397681
W (MWh)	1659283,70	2212378,27	2389368,53	3185824,71	4247766,28	5663688,37
m (ct/MWh)	11000	11000	11000	11000	11000	11000
M (USD)	182521207	243361610	262830538	350440718	467254290,4	623005720,5

Görüleceği üzere 50 metre kanat için kabul edilebilir bir verimde bile üretilen güç 189 MW olmaktadır. Ancak günümüz piyasasında kullanılan en yüksek rüzgar türbini 8 MW gücündedir ve bu türbin açık denizlerde kullanılmaktadır. Firmalar ile yapılan görüşmelerde 10 MW türbin gücü kullanımının gerçekçi bir yaklaşım olacağı ancak henüz üretimde olmadığı belirtilmiştir. 5 MW türbin için bu esaslara göre hesap yapılacaktır. Dolayısıyla bu gücün üretilebilecek maksimum güç olacağı düşünülerek aynı verim oranlarında yıllık geliri aşağıdaki tablo ile gösterilmiştir;

Çizelge 6.2: Düzeltilmiş gelir hesabı.

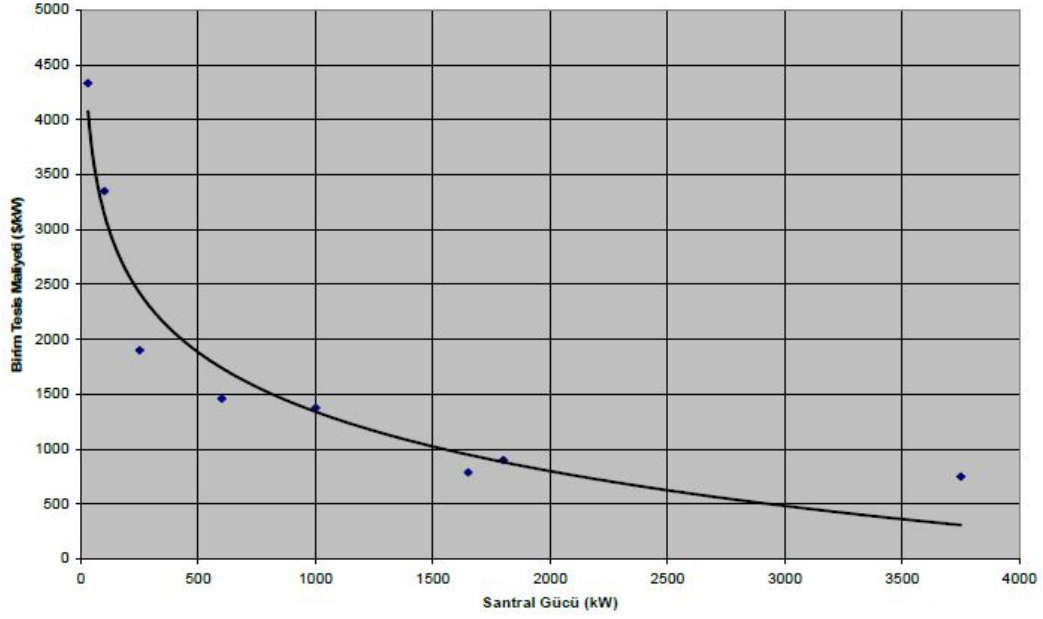
5 MW Gücünde Türbin		
Cp	45%	60%
P (MW)	5	5
W (MWh)	19710	26280
m (ct/MWh)	11000	11000
M (USD)	2168100	2890800

Elde edilecek yıllık gelir, 5 MW türbin için %45 verimde çalışması ile elde edilecek gelir olan 2.168.100 \$ alınmıştır. Bu değer yaklaşık olarak 2.160.000 \$ kabul edilmiştir. Bir sonraki başlıkta çeşitli risk ve faizler altında maksimum kullanım ömrü altında bir kulenin toplam geliri ve amortisman süresi belirlenecektir.

6.3 Amortisman ve Yatırım Potansiyeli

Yaklaşık kar oranı ve yaklaşık başlangıç maliyeti hesaplanan kulenin, amortisman süresi de hesaplanabilir. Bu aşamada enflasyon, ülke risk faktörü, sektör risk faktörü, şirket risk faktörü gibi faktörlerin de göz önünde bulundurulması gerekir. Amortisman süresi bir projenin fizibilitesinin uygun olup olmadığının en büyük göstergelerinden birisidir.

Firmalar ile yapılan görüşmelerde enerji şirketleri tüm kulenin kW başına 1300 € veya 1500 \$ olacağını belirtmişlerdir. Prefabrike eleman firmaları ise vinç hariç projenin inşaat kaleminin 1750-2000 TL/m³ olacağı düşüncesindedir. Genel olarak fiyatların yakın olması nedeniyle hem bu birim fiyatlar üzerinden, hem de hesaplanan maliyet üzerinden çözüm yapılacaktır. Kaynaklardan alınan bir diğer bilgi ise bu fiyatların 1 MW-5 MW aralığında bulunan türbinler için geçerli olduğudur. İlgili eğri aşağıdaki şekil 6.5 ile verilmiştir. Bu doğrultuda kW başına maliyetin 2600 TL alınması uygun görülmüştür.



Şekil 6.5 : Birim türbin maliyeti-santral gücü grafiği.

Projenin toplamda iki yılda tamamlanacağı düşünülmüştür. Bu yönde eskalasyon yükü %6 ve yıllık faiz yükü %5 olarak alınmıştır. Kullanılan formüller aşağıdadır;

$$I_d = C_s N_e \quad (5.3)$$

$$Y_e(t) = I_d(1 + e)^t \quad (5.4)$$

$$T(t) = Y_e(t)[(1 + i)^{S-t}] \quad (5.5)$$

Burada;

I_d yatırım maliyetini,

C_s birim yatırım maliyetini,

N_e baz alınacak gücü,

$Y_e(t)$ eskalasyon yükünü,

e eskalasyon oranını,

$T(t)$ eskalasyon ve faiz toplam yükünü,

i faiz oranını,

S toplam inşaat süresini,

t geçen inşaat süresini,

göstermektedir.

Buna göre inşaat maliyeti şu şekilde hesaplanır;

$$I_d = C_s N_e = 2600 \times 5000 = 13.000.000 \text{ TL}$$

Bu miktarın harcama dağılımı ilk yıl %40, ikinci yıl %60 olacak şekilde düşünülmüştür. Buna göre eskalasyon ve faiz ile toplam maliyet verilen formüller kullanılarak aşağıdaki tablolarda verilmiştir.

Çizelge 6.3 : Eskalasyon hesabı.

Eskalasyon Hesabı			
Yıl	Harcama Dağılımı	Eskalasyonsuz Harcama Planı	Eskale Edilmiş Harcama Planı
1. Yıl	40%	5200000	5512000
2. Yıl	60%	7800000	8764080
Toplam	100%	13000000	14276080

Çizelge 6.4 : Eskalasyon+faiz hesabı.

Eskalasyon + Faiz Hesabı			
Yıl	Eskale Edilmiş Harcama Planı	Eskale Edilmiş Harcama + Faiz Planı	Faiz Tutarı
1. Yıl	5512000	6076980	564980
2. Yıl	8764080	9202284	438204
Toplam	14276080	15279264	1003184

Yatırımın toplam maliyeti bu yöntem ile yaklaşık 15.300.000 TL olarak bulunur. Bu rakam toplam maliyetin kWh başına 0,788 TL'ye denk geldiğini göstermektedir. Bunun yanında yıllık sermaye riski ve bakım maliyetleri de bu maliyete eklenmelidir. Bunun için aşağıdaki formüller kullanılabilir;

$$C_k = I_k \left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right] \quad (5.3)$$

$$C_m = I_k B \quad (5.4)$$

Burada;

C_k yıllık sermaye riski maliyetini,

I_k toplam maliyeti,

C_m bakım maliyetini,

n maksimum kullanım ömrünü,

B bakım oranını,

göstermektedir.

Bakım oranı firmalardan alınan görüşler doğrultusunda %2,5 olarak kabul edilmiştir. Maksimum kullanım ömrü de yine firmaların görüşleri doğrultusunda 25 yıl olarak alınmıştır. Buna göre maliyetler şu şekilde hesaplanır;

$$C_k = I_k \left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right] = 15300000x \left[\frac{0,05(1+0,05)^{25}}{(1+0,05)^{25} - 1} \right]$$

$$C_k = 15300000x \frac{0,1693}{2,3864} = 1085000 \text{ TL}$$

$$C_m = I_k B = 382500 \text{ TL}$$

$$C_m + C_k = 1085000 + 382500 = 1467500 \text{ TL}$$

Bu hesaplama sonucu toplam sermaye riski ve bakım masrafı 1467500 TL olarak bulunmuştur. Bu değer kWh başına 0,074 TL olarak bulunur.

Kulenin toplam maliyeti bu hesap ile kWh başına 0,862 TL, yani 17.000.000 TL olarak bulunur. Ancak bu maliyet elde edilecek toplam maliyet olmaktadır. Diğer bir deyişle 25 yıla yayılmış bir maliyettir.

Hesaplanan maliyet kalemleri çizelge 6.5 ile verilmiştir. Çizelgeden de gözüleceği üzere, hesaplanan maliyetler ile sektörden alınan birim fiyatlar birbirine oldukça yakın çıkmaktadır. Bu durum piyasadan alınan birim fiyatların sağlaması niteliğindedir. Maliyet olarak yuvarlanmış değer olan 6.000.000 \$ alınmıştır.

Amortismanın belirlenebilmesi için projeksiyon süresi boyunca enerji satış fiyatının belirlenebilmesi gerekmektedir. Bunun için geçmişte açıklanan enflasyon değerleri ile ekstrapolasyon yapılmış ve 10 yıllık enflasyon tahmin edilmiştir. Alınan oranlar enerji sektörüne ait Üretici Faiz Endeksi (ÜFE) oranlarıdır. Enerji satış fiyatının da bu enflasyona uygun olarak artacağı kabul edilmiştir.

Çizelge 6.5 : Hesaplanan maliyetler.

Maliyetler		
No	Kalem	Tutar
1	Beton	490.000,00 TL
2	Donatı	1.560.000,00 TL
3	Kalıp	15.600,00 TL
4	İşçilik	154.000,00 TL
5	Kür ve Laboratuar	59.000,00 TL
6	Nakliye	112.000,00 TL
7	Stok ve Arazi	159.748,32 TL
8	Hafriyat	113.000,00 TL
9	Kaldırma	130.000,00 TL
10	Montaj	1.420.000,00 TL
11	Artgerme	273.000,00 TL
12	Enerji Üretim ve Nakil	11.335.000,00 TL
Toplam TL		15.974.832,00 TL
Toplam USD		\$ 5.983.083,15
kW Başına Fiyat		\$ 1.196,62

Çizelge 6.6 : Bilinen enflasyon oranları ve tahmini enflasyon oranları.

Enflasyon Tablosu			
Yıl	Oran	Yıl	Oran
2004	3,94	2029	1,79
2005	-3,41	2030	1,80
2006	9,81	2031	1,82
2007	-3,82	2032	1,84
2008	0,6	2033	1,86
2009	-0,01	2034	1,87
2010	0,54	2035	1,89
2011	2,44	2036	1,91
2012	1,85	2037	1,92
2013	0,33	2038	1,94
2014	3,61	2039	1,96
2015	1,55	2040	1,98
2016	1,56	2041	1,99
2017	1,58	2042	2,01
2018	1,60	2043	2,03
2019	1,62	2044	2,05
2020	1,63	2045	2,06
2021	1,65	2046	2,08
2022	1,67	2047	2,10
2023	1,68	2048	2,11
2024	1,70	2049	2,13
2025	1,72	2050	2,15
2026	1,74	2051	2,17
2027	1,75	2052	2,18
2028	1,77	2053	2,20

Projenin 2015 yılı ve 2016 yılı inşa yılı olarak seçilmiştir. Gelir, bu yıllardan sonra 25 yıl süreyle sağlanacaktır. İlk beş sene ve son beş sene boyunca kulenin istenilen verimde çalışmadığı ve arada kalan yıllarda da kulenin ortalama %95 verimle çalıştığı varsayılmıştır. Buna göre gelir hesabı çizelge 6.7 ile verilmiştir.

Çizelge 6.7 : Enerji satışı tablosu.

Yıllara Göre Tahmini Enerji Satışı							
Yıl	Enflasyon	Birim Fiyat	Üretim Kapasitesi	Yıllık Güç	Üretilen Güç	Satış Fiyatı	Kümülatif Toplam
1. Yıl	1,58%	11345	75,00%	19710	14782,5	\$ 1.677.074,63	\$ 1.677.074,63
2. Yıl	1,60%	11524,3748	80,00%	19710	15768	\$ 1.817.163,41	\$ 3.494.238,04
3. Yıl	1,62%	11708,5657	85,00%	19710	16753,5	\$ 1.961.594,55	\$ 5.455.832,59
4. Yıl	1,63%	11897,7123	90,00%	19710	17739	\$ 2.110.535,18	\$ 7.566.367,77
5. Yıl	1,65%	12091,9586	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.264.158,79	\$ 9.830.526,57
6. Yıl	1,67%	12291,454	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.301.513,30	\$ 12.132.039,86
7. Yıl	1,68%	12496,3525	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.339.879,52	\$ 14.471.919,39
8. Yıl	1,70%	12706,8138	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.379.287,35	\$ 16.851.206,74
9. Yıl	1,72%	12923,0029	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.419.767,68	\$ 19.270.974,42
10. Yıl	1,74%	13145,0906	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.461.352,49	\$ 21.732.326,91
11. Yıl	1,75%	13373,2535	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.504.074,85	\$ 24.236.401,76
12. Yıl	1,77%	13607,6745	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.547.969,01	\$ 26.784.370,77
13. Yıl	1,79%	13848,5427	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.593.070,38	\$ 29.377.441,15
14. Yıl	1,80%	14096,0539	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.639.415,62	\$ 32.016.856,77
15. Yıl	1,82%	14350,4108	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.687.042,67	\$ 34.703.899,44
16. Yıl	1,84%	14611,8231	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.735.990,82	\$ 37.439.890,26
17. Yıl	1,86%	14880,508	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.786.300,72	\$ 40.226.190,97
18. Yıl	1,87%	15156,6902	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.838.014,46	\$ 43.064.205,43
19. Yıl	1,89%	15440,6026	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.891.175,63	\$ 45.955.381,06
20. Yıl	1,91%	15732,4861	95,00%	19710	18724,5	\$ 2.945.829,36	\$ 48.901.210,42
21. Yıl	1,92%	16032,5904	95,00%	19710	18724,5	\$ 3.002.022,39	\$ 51.903.232,81
22. Yıl	1,94%	16341,1741	90,00%	19710	17739	\$ 2.898.760,87	\$ 54.801.993,68
23. Yıl	1,96%	16658,5048	85,00%	19710	16753,5	\$ 2.790.882,60	\$ 57.592.876,28
24. Yıl	1,98%	16984,8601	80,00%	19710	15768	\$ 2.678.172,74	\$ 60.271.049,02
25. Yıl	1,99%	17320,5272	75,00%	19710	14782,5	\$ 2.560.406,94	\$ 62.831.455,96

Projenin amortisman süresi 3 yıl ile 4 yıl aralığında görülmektedir. Enerji firmaları ve kaynaklardan alınan bilgiye göre, bir türbinin yatırım potansiyelinin olabilmesi için amortisman süresi 5 sene olarak düşünülmektedir.

Çalışmanın boyutları ve kullanılan malzemenin yoğunluğunun yanı sıra bu projeye özgü birçok özel durumun tahmini verilere dayanılarak yapılması nedeniyle bu çalışma için de amortisman süresinin 5 sene olabileceği düşünülmektedir. Dolayısıyla bu tezde yapılan çalışma, yatırım potansiyeli olan ve uygulanabilir bir proje olarak görülmektedir.

7. ÖNERİLER VE SONUÇ

Bu çalışmada 120 metre yüksekliğine sahip rüzgar türbin kulesinin, ülkemiz koşullarında prefabrike olarak üretilebilecek ve pratik üretim yapılabilecek genel bir modeli tasarlanmıştır. Tasarımda veriler, bu tür yapılarda kullanılan eleman ve araçların teknik özelliklerinden, bu alanda daha önce yapılmış çalışmalardan, yerli ve yabancı yönetmeliklerden ve üretici firmalardan alınmıştır. Alınan değerler, bir üst tasarımların da kulede kullanılabileceği düşüncesiyle mantık çerçevesinde yükseltme veya düşürmeye gidilmiştir.

Deprem analizinde karşılaştırma amaçlı eşdeğer deprem yükü yöntemi ve tek serbestlik dereceli sistem olarak çözüm yapılmıştır. Çözümde ASCE ve EN yönetmeliklerinin yanısıra ülkemiz yönetmeliğinden de yararlanılmıştır. Daha sonra tasarıma esas analiz olan sürekli sistem olarak çözüm yapılmıştır. Sürekli sistem halinde çözümden elde edilen sonuçların en kritik sonuçları verdiği görülmektedir.

Rüzgar analizinde Meteoroloji Genel Müdürlüğü tarafından sağlanan veriler ve bu alanda daha önce yapılmış çalışmalardan alınan veriler kullanılmıştır. ASCE ve EN yönetmelikleri ile IEC-61400 yönetmeliğinin belirlediği sınır şartları ve koşullara göre hesaplamalar yapılmıştır. Olması muhtemel sekiz adet senaryo içinden, bu kule için kritik olabilecek EMW ve EOG senaryolarına göre işlemler yapılmıştır. En kritik sonucu veren hesaplama, referans yük olarak alınmıştır.

Kombinasyonlarda ASCE kombinasyonlarının IEC yönetmeliği tarafından modifiye edilmiş biçimleri kullanılmıştır. Yük birleşimlerinden en yüksek olanı tasarım yükü olarak alınmıştır. Yapının niteliği gereği tekrarlı yüklere maruz kalacağından, yorulma yükleri de tasarımda dikkate alınmıştır.

Kesit tasarımında ülkemiz yönetmeliklerinde belirtilen sınırlar ve yabancı yönetmeliklerde belirlenmiş sınırlar esas alınmıştır. Bu sınırlar doğrultusunda taşıma gücü yöntemine göre emniyetli yapı tasarımına gidilmiştir. Kesitin belirlenmesinin ardından birleşim noktalarının tasarımı yine yönetmelikler çerçevesinde

gerçekleştirilmiş. Kesitin birleşim noktaları ve donatıları hesaplandıktan sonra bu tasarıma ait temel tasarımı yapılmıştır. Temel tasarımı sadece fizibiliteye konu olabilecek düzeyde yapılmış olup, bir öntasarım niteliği taşımaktadır. Zemine yönelik bir çok saha çalışması gerektiğinden, bu çalışmada kullanılan temel yapısının ve formunun doğrudan kullanılması hatalı sonuçlar doğurur.

Yapılan tasarımın çeşitli koşullar altında irdelemesi gerçekleştirilmiştir. SAP2000 programı ile modellenmesi yapılarak bulunan değerler ile karşılaştırılmıştır.

Yapının kesin tasarımının ardından, bu tasarımın maliyeti ve yatırım değerinin yüzeysel olarak hesaplanmasına gidilmiştir. Bu aşamada sektörden firmaların görüşleri alınıp, kullanılacak malzemeler ile ilgili sanal teklif istendi ve diğer maliyetler için görüş istendi. Verilen bilgiler ışığında yapının genel bir maliyeti çıkarılmıştır. Enerji satışının tek kar kaynağı olduğu düşünülerek bu yönde yapının amortisman süresi finansal etkiler de dikkate alınarak hesaplanmıştır.

Ülkemiz son yıllarda enerjide dışa bağımlılığı azaltmak için enerji üretimine önem vermiştir. Bunun en temiz ve diğer temiz enerji kaynaklarına göre en uygun üretimi rüzgar enerjisi ile mümkündür. Bu çalışma ile bu imkanın daha hızlı ve emniyetli bir şekilde yapılabilmesi için incelemeler, araştırmalar ve analizler yapılmıştır. Çalışma sonucunda şunlar önerilmektedir:

- Daha ekonomik sonuçların elde edilmesi için inşa edilecek yere ait lokal veriler kullanılmalıdır.
- Rüzgar ve deprem etkisinin daha iyi tespiti ve yapının emniyeti için sarsma tablası ve rüzgar tüneli gibi ilgili deneyler yapılmalıdır.
- Ülke standartları dışında yapı güvenliği için projede bulunan diğer ekipman üreticileri ile fikir alışverişinde bulunulmalı ve yapının sınır koşulları buna göre belirlemelidir.
- Genelleştirilmiş model ülkenin her yerinde uygulanması mümkün olan model anlamına gelmemektedir. Şantiye koşulları, nakliye koşulları, nitelikli işçi ve özellikle malzeme temininin eldesi, bu modelin hayata geçirilmesinde en önemli etkenlerdir.

KAYNAKLAR

- ACI-318M-08** (2008). Building code requirements for structural concrete and commentary, *American Concrete Institute*, Farmington Hills, ABD
- Ağçay, M.** (2007). Türkiye'nin elektrik enerjisi arz talep dengesinin tespiti, üretim projeksiyonuna yönelik rüzgar elektrik santrali tasarımı, RES'in kurulum maliyetlerinin MATLAB & SimuLink ile yazılan programda yapılması, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul
- ASCE 7-05** (2008). Minimum design loads for buildings and other structures, *American Society of Civil Engineers*, Virginia, ABD
- ASCE/AWEA** (2011). Recommended practice for compliance of large onshore wind turbine support structures, *American Wind Energy Association*, ABD
- Aydan, Ö., Ulusay, R. ve Miyajima, M.** (2003). The Bingöl earthquake of May 1, 2013, *Japan Society of Civil Engineers*, Tokai University, Japan
- Bayraktar, A.,** (2006). Deprem yönetmeliğinde yapı dinamiği ilkeleri, Trabzon, Türkiye
- Celep, Z.** (2011). Yapı Dinamiği, 4. Baskı, Beta Dağıtım, İstanbul, Türkiye
- Chopra, A. K.** (1995). Dynamics of Structures, Prentice Hall Publications, New Jersey, United States of America
- Çeken, U., Kuru, T., Apak, A., Kökbudak, D., Tepeuğur, E., Albayrak, H., Öz Saraç, V., Sezer, S. ve Şahin, C.** (2012). 23 Ekim 2011 Van depremlerinin kuvvetli yer hareketinin değerlendirilmesi, İstanbul, Türkiye
- Darılmaz, K.** (2012). Depreme dayanıklı betonarme binaların tasarımına giriş, İ.T.Ü, İstanbul, Türkiye
- EN-1991-1-4** (2010). Actions on structures: wind actions, *European Committee for Standardization*, Brüksel, Belçika
- EN-1992-1-1** (2004). Design of concrete structures, *European Committee for Standardization*, Brüksel, Belçika
- Engström, S., Lyrner, T., Hassanzadeh, M., Stalin, T. ve Johansson, J.** (2010). Tall towers for large wind turbines, Elforsk, İsveç
- Gere, J. M. ve Goodno, B. J.** (2008). Mechanics of materials, Cengage Learning, Stanford, United States of America
- Haque, A.** (2008). Fundamental period of a tall building, Northern Virginia Community College, United States of America

- Hira, A., Haritos, N., Ngo, T., Mendis, P., Samali, B. ve Cheung, J.** (2007). Wind loading on tall buildings, The University of Melbourne, Australia
- IEC 61400-1** (2004). Wind turbines: design requirements, *International Electrotechnical Commission*, Cenevre, İsviçre
- İ.T.Ü Elektrik Mühendisliği Kulübü** (2013). Yüksek güçlü rüzgar türbinlerinin yapıları, İstanbul, Türkiye
- Jonkman, J.** (2006). NREL 5 MW offshore baseline turbine and controller specifications, NREL, ABD
- Jonkman, J., Butterfield, S., Musial, W. ve Scott, G.** (2009). Definition of a 5-MW reference wind turbine for offshore system development, NREL, ABD
- Kalkan, E. ve Sevilgen, V.** (2011). Peak ground motion acceleration (PGA) of the 11 March 2011 Tohoku M=9.0 earthquake, U.S. Geological Survey, Virginia, United States of America
- Kanbur, F. A.** (2014). 500 kW enerji kapasiteli bir rüzgar türbinin çelik kule tasarımı, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
- Klair, S. S.** (2013). Design of nacelle and rotor hub for NOWITECH 10 MW reference turbine, Norwegian University of Science and Technology, Trondheim, Norway
- LaNier, M.W** (2004). Evolution of design and construction approaches for economical hybrid steel/concrete wind turbine towers, Berger/ABAM Engineers Inc., Washington, ABD
- Lewin, T. J.** (2010). An investigation of design alternatives for 328-ft (100-m) tall wind turbine towers, Iowa State University, ABD
- Leylek, E. İ.** (2005). Yapı Dinamiği, 1. Baskı, Çağlayan Kitabevi, İstanbul, Türkiye
- Lotfy, I.** (2012). Prestressed concrete wind turbine supporting system, University of Nebraska, United States of America
- MC-10** (2010). Model code for concrete structures, *International Federation for Structural Concrete*, Laussane, İsviçre
- MDN Finansal Danışmanlık** (2011). Rüzgar enerjisi yatırımı proje fizibilitesi, Ankara, Türkiye
- Nicholson, J. C.** (2011). Design of wind turbine tower and foundation systems: optimization approach, University of Iowa, United States of America
- Omurtag, M. H.** (2012). Mukavemet, 4. Baskı, Birsan Yayınevi, İstanbul, Türkiye
- Özcebe, E.** (2012). Betonarme Cilt 1, 3. Baskı, Evrim Yayınevi, İstanbul, Türkiye
- Özmen, G.** (2010). Dairesel temellerde taban gerilmelerinin ve kesit zorlarının hesabı, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, Türkiye
- Riley, C. E.** (2003). Elastic buckling loads of slender columns with variable cross section by the newmark method, Colorado State University, ABD
- Sezer, R.** (2006). Prefabrik yapıların tasarımı ve örnek çözümler, Selçuk Üniversitesi, Konya

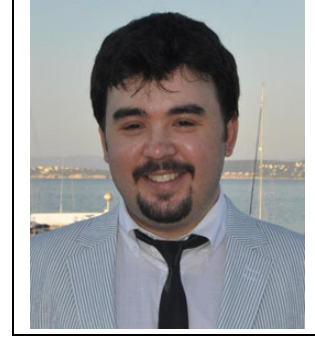
- Şafak, E.** (2012). Yüksek yapılardaki rüzgar yüklerinin hesabı, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul
- TDY-2007** (2007). Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara, Türkiye
- Tokgöz, S.** (2006). Öngerilmeli ve betonarme elemanların iki eksenli eğilme ve eksenel yük altında davranışı, Çukurova Üniversitesi, Adana
- TS-3233** (1979). Öngerilmeli beton yapıların hesap ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara, Türkiye
- TS-498** (1997). Yapı elemanlarının boyutlandırılmasında alınacak yüklerin hesabı, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara, Türkiye
- TS-500** (2000). Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara, Türkiye
- TS-9967** (1992). Yapı elemanları, taşıyıcı sistemler ve binalar – prefabrike betonarme ve öngerilmeli betondan – hesap esasları ile imalat ve montaj kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara, Türkiye
- Türkiye Rüzgar Enerjisi Birliği**, (2014). Türkiye rüzgar enerjisi istatistik raporu, Ocak 2014, Ankara, Türkiye
- Uzsoy, Ş. Z.** (2006). Yapı Dinamiği ve Deprem Mühendisliği, 2. Baskı, Birsan Yayınevi, İstanbul, Türkiye
- Yücel, A. ve Namı, R.** (2007). Su ve diğer faktörlerin köprü ayakları etrafındaki bozulmalara etkisinin araştırılması, Fırat Üniversitesi, Elazığ, Türkiye
- Bazı büyük depremlerin en büyük ivme değerleri.** (2014). *T.C. Başbakanlık Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı Deprem Dairesi Başkanlığı Ulusak Kuvvetli Yer Hareketi Gözlem Ağı*. Alındığı tarih: 28.04.2014, adres: <http://kyh.deprem.gov.tr/buyukdeprem.htm>
- Deflection of beams.** (2009). *National Tsing Hua University*. Alındığı tarih: 25.04.2014, adres: http://ocw.nthu.edu.tw/ocw/upload/8/258/Chapter_9-98.pdf
- Düzgün, M. ve Bozdağ, Ö.** (2013). Depreme dayanıklı yapı tasarımı, D.E.Ü, İzmir, Türkiye, adres: http://kisi.deu.edu.tr/ozgur.bozdag/zip/DDYT_3.rar
- Kırçıl, M. S. ve Hancıoğlu, B.** (2005). Depreme dayanıklı yapı tasarımında genel ilkeler, Y.T.Ü, İstanbul, Türkiye, adres: <http://www.yildiz.edu.tr/~bhanci/belgeler/ddytgi.pdf>
- Rüzgar gücü.** (t.y.). *Vikipedi*. Alındığı tarih: 28.08.2014, adres: http://tr.wikipedia.org/wiki/R%C3%BCzg%C3%A2r_g%C3%BCc%C3%BC
- Rüzgar türbini.** (t.y.). *Vikipedi*. Alındığı tarih: 04.03.2014, adres: http://tr.wikipedia.org/wiki/R%C3%BCzg%C3%A2r_t%C3%BCrbini
- Url-1** < http://www.eie.gov.tr/yenilenebilir/ruzgar-ruzgar_enerjisi.aspx>, alındığı tarih: 12.04.2014
- Url-2** < <http://www.tureb.com.tr/tr/>>, alındığı tarih: 15.04.2014

Wind turbine design. (t.y.). *Wikipedia*. Alındığı tarih: 14.07.2014, adres: http://en.wikipedia.org/wiki/Wind_turbine_design

Wind turbine. (t.y.). *Wikipedia*. Alındığı tarih: 04.03.2014, adres: http://en.wikipedia.org/wiki/Wind_turbine

Yükselen, M. A. (2008). Sayısal türev ve integral ders notları, İ.T.Ü, İstanbul, Türkiye, adres: <http://web.itu.edu.tr/~yukselen/HM504>

ÖZGEÇMİŞ



Ad Soyad: Mehmet TURGUT

Doğum Yeri ve Tarihi: Balıkesir-10.07.1990

Adres: Şişli/İSTANBUL

E-Posta: m.turgut@windowslive.com

Lisans: Manisa Celal Bayar Üniversitesi