Moment Dayanımlı Çelik Çerçeveler İle Çapraz Elemanlara Sahip Çelik Çerçevelerin Değişken Rüzgar Yükü Altındaki Kırılganlık Eğrilerinin Kıyaslanması

Abdulkadir Özalp

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Ağustos 2018

The Comparison of Fragility Curves of Steel Structures With Moment Resisting Frame and Brace Members Under Wind Load

Abdulkadir Özalp

MASTER OF SCIENCE THESIS

Department of Civil Engineering

Aug 2018

Moment Dayanımlı Çelik Çerçeveler İle Çapraz Elemanlara Sahip Çelik Çerçevelerin Değişken Rüzgar Yükü Altındaki Kırılganlık Eğrilerinin Kıyaslanması

Abdulkadir Özalp

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Yapı Bilim Dalında
YÜKSEK LİSANS TEZİ
Olarak Hazırlanmıştır

Danışman: Dr. Öğr. Üyesi Hande Gökdemir

Ağustos 2018

ONAY

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans öğrencisi Abdulkadir Özalp'ın YÜKSEK LİSANS tezi olarak hazırladığı "Moment Dayanımlı Çelik Çerçeveler İle Çapraz Elemanlara Sahip Çelik Çerçevelerin Değişken Rüzgar Yükü Altındaki Kırılganlık Eğrilerinin Kıyaslanması" başlıklı bu çalışma, jürimizce lisansüstü yönetmeliğin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek oy birliği ile kabul edilmiştir.

Danışman **:** Dr. Öğr. Üyesi Hande Gökdemir

İkinci Danışman **:** Dr. Öğr. Üyesi Cihan Çitfci

Yüksek Lisans Tez Savunma Jürisi:

Üye : Dr. Öğr. Üyesi Hande GÖKDEMİR

Üye : Prof. Dr. Mizan DOĞAN

Üye : Prof. Dr. Eşref ÜNLÜOĞLU

Üye : Prof. Dr. Yunus ÖZÇELİKÖRS

Üye : Prof. Dr. Gülgün YILMAZ

Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun ..... tarih ve ..... sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Prof. Dr. Hürriyet ERŞAHAN
Enstitü Müdürü

ETİK BEYAN

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü tez yazım kılavuzuna göre, Dr. Öğr. Üyesi Hande Gökdemir danışmanlığında hazırlamış olduğum "Moment Dayanımlı Çelik Çerçeveler İle Çapraz Elemanlara Sahip Çelik Çerçevelerin Değişken Rüzgar Yükü Altındaki Kırılganlık Eğrilerinin Kıyaslanması" başlıklı tezimin özgün bir çalışma olduğunu; tez çalışmamın tüm aşamalarında bilimsel etik ilke ve kurallara uygun davrandığımı; tezimde verdiğim bilgileri, verileri akademik ve bilimsel etik ilke ve kurallara uygun olarak elde ettiğimi; tez çalışmamda yararlandığım eserlerin tümüne atıf yaptığımı ve kaynak gösterdiğimi ve bilgi, belge ve sonuçları bilimsel etik ilke ve kurallara göre sunduğumu beyan ederim. 17/08/2018

Abdulkadir ÖZALP

ÖZET

Günümüzde, gelişmekte olan teknoloji ve imalat teknikleri sayesinde çok yüksek yapılar inşa edilebilmektedir. Bu yapılar bazı avantajların yanı sıra birtakım dezavantajları da beraberinde getirmektedir. Özellikle çelik yapılarda yüksekliğin artması ile birlikte rüzgar yüklerinin de yapıya etkisi artmaktadır. Amerika Birleşik Devletleri'nin doğu kıyılarında bu durumun etkisi daha fazla görülmektedir. Çünkü bu bölgelerde çok fazla kasırga oluşmaktadır. Oluşan bu kasırgalar dolayısı ile yapılara çok şiddetli rüzgar yükleri etkimektedir ve bu durum yapıların yıkılmasına yol açabilmektedir. Şiddetli rüzgar yüklerinden dolayı meydana gelebilecek can ve mal kaybını azaltmak için yapıların kapasite hesabı yapılmalıdır. Yapıların performans düzeylerine ait kuvvet-deplasman grafiği bilinirse, yapının ne zaman tahliye edileceği, kullanılıp kullanılamayacağı ve ne zaman göçeceği öngörülebilir. Bundan dolayı performans tabanlı tasarım oldukça önem taşımaktadır. Ayrıca kırılganlık eğrileri sayesinde yapıların değişen yoğunluk ölçüsü (rüzgar hızı) seviyelerine bağlı olarak, önceden belirlenen performans düzeylerine ulaşma ve bu performans düzeylerini aşma ihtimalide öngörülebilmektedir.

Söz konusu olan bu çalışmada, değişen rüzgar hızlarına bağlı olarak moment dayanımlı çerçeveler ile çapraz elemanlara sahip çerçevelerin kırılganlık eğrileri kıyaslanarak çapraz eleman kullanmanın yapı performansı üzerindeki etkisi incelenmiştir. Bu incelemeyi yapabilmek için, öncelikle çerçevelere ait eleman boyutları belirlenmiştir. Kesit hesabı yapılırken AISC LRFD (taşıma gücü yöntemine göre tasarım)yönetmeliği kullanılmıştır. Daha sonra, bu çerçevelere ait performans düzeylerini belirlemek amacı ile statik itme analizi yapılmıştır. Yapılara ait performans düzeyleri de belirlendikten sonra her bir rüzgar hızı için 100 adet zamana bağlı dinamik analiz yapılmıştır. Bu analizlerden sonra Monte Carlo yöntemi ile çerçevelerin, değişen rüzgar hızına bağlı olarak, statik itme analizi ile belirlenen performans düzeylerini geçme ihtimalleri belirlenmiştir. Son olarak, Monte Carlo yöntemi ile çizilen grafiklere maksimum olabilirlik tahmin yöntemi ile eğriler uydurularak kırılganlık eğrileri elde edilmiştir.

Anahtar Kelimeler: Performans Tabanlı Tasarım, Zaman Tanım Alanında Analiz, Statik İtme Analizi, Taşıma Gücü Yöntemine Göre tasarım, Kırılganlık Eğrisi

SUMMARY

Nowadays, very high constructions can be built thanks to developing technology and manufacturing techniques. These structures have some advantages as well as some disadvantages. Especially with the increase in the height of steel structures, the effect of wind loads on the structure is increasing. The effect of this situation is more prevail on the eastern shores of the United States. Because too many hurricanes occur in these regions. Heavy wind loads affects to structures due to this hurricanes, and this situation leads to collapse of structures. The capacity of structures must be calculated to reduce the loss of life and property that may occur due to heavy wind loads. If the force-displacement graph of the performance levels of a structure is known, it can be predicted that whether construction is used or not, when the construction should be evacuated and when structure will collapse. Therefore, performance based design is very important. In addition, probability of reaching or exceeding determined performance levels according to changing intensity measure (wind speed) levels can be predicted due to fragility curves.

In this study, effect of using braces on the performance of structures was investigated by comparing fragility curves of moment resisting frames and braced frames according to changing wind speed. In order to perform this study, dimensions of members were determined firstly. AISC LRFD (load resistance factor design) standard is used at these calculations. Then, pushover analysis was performed to determine the performance levels of these frames. After performance levels of structures were determined, 100 time history analysis was performed for each wind speed. After these analyses, probability of reaching or exceeding performance levels which are determined by using pushover analysis of structures was determined through Monte Carlo method. Finally, graphics drawn with Monte Carlo method were fitted maximum likelihood estimation method, thus fragility curves were obtained.

Keywords: Performance Based Design, Time History Analysis, Pushover Analysis, Load Resistance Factor Design, Fragility Curve

TEŞEKKÜR

Abdullah Gül Üniversitesi'nde tez çalışmalarım sırasında, bilgi birikimi ve deneyimleriyle beni yönlendiren ve desteklerini esirgemeyen, birlikte çalışmış olmaktan dolayı her zaman gurur duyacağım Araş. Gör. Dr. Halil İbrahim Fedakar'a, çalışma konusu olan iki farklı çerçeve tipinin değişen rüzgar hızlarına bağlı olarak kırılganlık eğrilerinin kıyaslanması yönteminin temel ilkesini öneren ve çalışmanın planlanması aşamasında önemli katkılarda bulunan Dr. Öğr. Üyesi Cihan Çiftci'ye ve her konuda bana yol gösterip yardımlarını esirgemeyen tez danışmanım Dr. Öğr. Üyesi Hande Gökdemir'e sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Maddi ve manevi her konuda daima destek veren ve yanımda olan aileme de çok teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET vi
SUMMARY vii
TEŞEKKÜR viii
İÇİNDEKİLER ix
ŞEKİLLER DİZİNİ xii
ÇİZELGELER DİZİNİ xviii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ xxiii
1. GİRİŞ VE AMAÇ 1
2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI 14
2.1. Rüzgar Yükü ve Fırtınalar Konusunda Yararlanılan Çalışmalar 14
2.2. Yapının Geometrisini, Taşıyıcı Sistemini ve Yapıda Kullanılan Malzemeyi Belirleme Konusunda Yararlanılan Çalışmalar 16
2.3. Teorik Altyapı İçin Yararlanılan Çalışmalar 20
2.4. Kırılganlık Eğrisi ve Performans Tabanlı Tasarım Konusunda Yararlanılan Çalışmalar 32
3. MATERYAL VE YÖNTEM 32
3.1. Sistemin Modellenmesi 33
3.1.1. Yapılara etkiyen yüklerin belirlenmesi 33
3.1.1.1. GC_{pi} = +0,18 değeri için pz ve ph değerleri 41
3.1.1.2. GC_{pi} = -0,18 değeri için pz ve ph değerleri 41
3.1.1.3. GC_{pi} = +0,18 değeri için qrz ve qrh değerleri 44
3.1.1.4. GCpi = -0,18 değeri için qrz ve qrh değerleri 46
3.1.2. Yapı elemanlarının ve malzeme özelliklerinin belirlenmesi 49
3.1.3. Rijit diyafram davranışının, kullanılacak yük modellerinin ve analiz tiplerinin belirlenmesi 53
3.1.4. Kullanılacak yük kombinasyonlarının belirlenmesi 74
3.1.5. GCpi değerinin +0,18 ve -0,18 olması durumlarının kıyaslanması 77
3.1.6. Analizlerde kullanılacak mod sayısının belirlenmesi 91

İÇİNDEKİLER (devam)

Sayfa

3.1.7. Seçilen analiz tipinin ve kullanılan yük fonksiyonunun doğrulanması 94
3.2. Kesit Hesabı 100
3.2.1. Bilgisayar ile kesit hesabı 100
3.2.2. El ile kesit hesabı 104
3.2.2.1. Moment dayanımlı çerçeveye ait kesitlerin elle hesabı 104
3.2.2.2. Diyagonal elemanlara sahip çerçeveye ait kesitlerin elle hesabı 119
3.3. Sistemin Kapasite Hesabı 136
3.3.1. Yapılara ait plastik mafsalların tanımlanması 137
3.3.2. Statik itme analizinde kullanılacak yük modelinin ve yük durumunun tanımlanması 145
3.3.3. Yapısal performans seviyelerinin belirlenmesi 148
3.4. Kırılganlık Eğrilerinin Çizilmesi 158
3.4.1. Rüzgar verilerinin üretilmesi 158
3.4.2. Elde edilen rüzgar verilerine bağlı olarak yapıların analiz edilmesi 165
3.4.3. Monte Carlo yöntemi ile kırılganlık eğrilerinin elde edilmesi 186
3.4.4. Monte Carlo yöntemi ile elde edilen verilere bağlı olarak kırılganlık Eğrilerinin uydurulması 189
3.5. Metraj Hesabı 201
3.5.1. Moment dayanımlı çerçevelere ait metraj hesabı 201
3.5.2. Çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait metraj hesabı 202
4. BULGULAR VE TARTIŞMA 205
4.1. Moment Dayanımlı Çerçevelere Ait Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi 205
4.2. Çapraz Elemanlara Sahip Çerçevelere Ait Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi 206
4.3. Her İki Çerçeve Tipine Ait Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi 209
5. SONUÇ VE ÖNERİLER 212

İÇİNDEKİLER (devam)

Sayfa

5.1. Sonuçlar 212

5.2. Öneriler 213

KAYNAKLAR DİZİNİ 215

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil **Sayfa**

1.1. Evrensel Sismik Tehlike Değerlendirme Programı tarafından üretilen, Dünya deprem haritası 2

1.2. 80m yükseklikteki ortalama rüzgar hızının Dünya'daki dağılımı 3

1.3. Dünya kasırga haritası 4

1.4. Amerika'nın doğu ve güneydoğu kıyılarına da bulunan işyerlerine ait rüzgar hızları 6

1.5. Çeliğe ait gerilme-şekil değiştirme eğrisi 12

1.6. Yapılarda kullanılan üç farklı diyagonal eleman dizilimi 12

3.1. Ele alınan yapısal sistemler 32

3.2. Eğimli bölgedeki rüzgar artışı 35

3.3. Ele alınan yapıların en üst ve en alt katlarına etkiyen tasarım rüzgar basınçları 44

3.4. İki doğrultuda çalışan kirişli döşemeden kirişlere aktarılan yükler 48

3.5. ASTM A992 çeliğinin genel özellikleri 50

3.6. ASTM A992 çeliğine ait lineer olmayan malzeme özellikleri 50

3.7. W21*111 profiline ait kesit özellikleri 51

3.8. W14*53 profiline ait kesit özellikleri 52

3.9. W8*67 profiline ait kesit özellikleri 52

3.10. Seçilen kesitlere ait özellik/rijitlik katsayıları 53

3.11. Analizlerde kullanılan çerçevelere ait yük modelleri 53

3.12. Yapılara ait modal yük verileri 54

3.13. Bileşke deplasman modelinin oluşumu 55

3.14. SAP2000 programında rijit diyafram davranışının tanımlanması 57

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

Şekil **Sayfa**

3.15. Çapraz elemanlara sahip çerçevenin rijit diyafram davranışının tanımlanmasından sonraki hali 58

3.16. Moment dayanımlı çerçevenin rijit diyafram davranışının tanımlanmasından sonraki hali 59

3.17. SAP2000 programında rijit diyafram davranışının tanımlanması 60

3.18. Yapılara ait rüzgar yükü verileri 61

3.19. Yapılara ait hareketli yük verileri 61

3.20. Yapılara ait ölü yük verileri 62

3.21. Zamanla değişmeyen yük fonksiyonu 64

3.22. Analizlerde kullanılan yük fonksiyonu 65

3.23. GCpi değerinin +0,18 olması durumunda moment dayanımlı çerçeveye etkiyen rüzgar yükleri 66

3.24. GCpi değerinin -0,18 olması durumunda moment dayanımlı çerçeveye etkiyen rüzgar yükleri 67

3.25. GCpi değerinin +0,18 olması durumunda çapraz elemanlara sahip çerçeveye etkiyen rüzgar yükleri 68

3.26. GCpi değerinin -0,18 olması durumunda çapraz elemanlara sahip çerçeveye etkiyen rüzgar yükleri 69

3.27. Moment dayanımlı çerçeveye etkiyen ölü yükler 70

3.28. Diyagonal elemanlara sahip olan çerçeveye etkiyen ölü yükler 71

3.29. Moment dayanımlı çerçeveye etkiyen hareketli yükler 72

3.30. Diyagonal elemanlara sahip olan çerçeveye etkiyen hareketli yükler 73

3.31. 1,4D yük kombinasyonunun tanımlanması 74

3.32. 1,4D + 1,6L yük kombinasyonunun tanımlanması 75

3.33. 1,2D + 1,3W + 0,5L yük kombinasyonunun tanımlanması 75

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

Şekil **Sayfa**

3.34. 0,9D + 1,3W yük kombinasyonunun tanımlanması 76

3.35. 0,9D - 1,3W yük kombinasyonunun tanımlanması 76

3.36. Yapılacak olan analizler için 2 boyutlu analiz seçeneğinin seçilmesi 77

3.37. Moment Dayanımlı çerçeveye ait düğüm noktaları 78

3.38. Diyagonal elemanlara sahip olan çerçeveye ait düğüm noktaları 79

3.39. Moment dayanımlı çerçeveye ait düğüm noktaları ve eleman isimleri 82

3.40. Diyagonal elemanlara sahip olan çerçeveye ait düğüm noktaları ve eleman isimleri 83

3.41. Moment dayanımlı çerçeveye etkiyen ölü yükler 86

3.42. 1,4D yük kombinasyonu için, GCpi değerinin +0,18 olması durumunda moment dayanımlı çerçevenin en üst katına ait moment değerleri 87

3.43. Lineer statik analiz için moment dayanımlı çerçeveye ait rüzgar yükü verileri 94

3.44. Lineer statik analiz için moment dayanımlı çerçeveye ait hareketli yük verileri 95

3.45. Lineer statik analiz için moment dayanımlı çerçeveye ait ölü yük verileri 95

3.46. 1,4D yük kombinasyonu için lineer statik analiz ile elden edilen ve moment dayanımlı çerçevenin en üst katına ait olan moment değerleri 97

3.47. Hesaplamalarda göz önüne alınan yük kombinasyonları 101

3.48. Bilgisayar hesaplarında kullanılan AISC-LRFD yönetmeliğine ait özellikler 102

3.49. Moment dayanımlı çerçeveye ait, SAP2000'den elde edilen gerilme kontrolü sonuçları 102

3.50. Diyagonal elemanlara sahip çerçeveye ait, SAP2000'den elde edilen gerilme kontrolü sonuçları 103

3.51. Merkezi olarak yüklenen, idealleştirilmiş çeşitli sınır koşullarına sahip kolonlar için K değerleri 104

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

Şekil **Sayfa**

3.52. Burkulmaya maruz kalan kolonun kesiti 105

3.53. Moment dayanımlı çerçevenin kolonundaki M_{max} değeri 114

3.54. Moment dayanımlı çerçevenin kolonundaki M_A değeri 114

3.55. Moment dayanımlı çerçevenin kolonundaki M_B değeri 115

3.56. Moment dayanımlı çerçevenin kolonundaki M_D değeri 115

3.57. Çapraz elemanlara sahip çerçevenin kolonundaki M_{max} değeri 125

3.58. Çapraz elemanlara sahip çerçevenin kolonundaki M_A değeri 125

3.59. Çapraz elemanlara sahip çerçevenin kolonundaki M_B değeri 126

3.60. Çapraz elemanlara sahip çerçevenin kolonundaki M_D değeri 126

3.61. Kolonlara ait plastik mafsal özellikleri..... 137

3.62. Kirişlere ait plastik mafsal özellikleri 138

3.63. Çapraz elemanlara ait plastik mafsal özellikleri 138

3.64. Kolonlara ait plastik mafsal bilgileri 139

3.65. Kirişlere ait plastik mafsal bilgileri 139

3.66. Çapraz elemanlara ait plastik mafsal bilgileri 140

3.67. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait olan plastik mafsallar 141

3.68. Diyagonal elemanlara sahip olan çerçeveye ait düğüm noktaları ve eleman isimleri 142

3.69. Moment dayanımlı çerçeveye ait olan plastik mafsallar 143

3.70. Moment dayanımlı çerçeveye ait düğüm noktaları ve eleman isimleri 144

3.71. Statik itme analizinde kullanılacak olan yük modelinin tanımlanması 145

3.72. Statik itme analizi için gerekli başlangıç koşulunun tanımlanması 145

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

Şekil **Sayfa**

3.73. Statik itme analizinde kullanılacak olan yük durumunun tanımlanması 146

3.74. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait statik itme eğrisi 147

3.75. Moment dayanımlı çerçeveye ait statik itme eğrisi 147

3.76. Çerçeve elemanlarına ait plastik mafsalların hasar seviyeleri 149

3.77. Moment dayanımlı çerçeveye ait dördüncü adım 150

3.78. Moment dayanımlı çerçeveye ait beşinci adım 151

3.79. Moment dayanımlı çerçeveye ait altıncı adım 152

3.80. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait birinci adı 153

3.81. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait ikinci adım 154

3.82. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait altıncı adım 155

3.83. 1,19 m/s lik ortalama rüzgar hızına ait, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi ile çizilmiş olan rüzgar spektrumu 159

3.84. 2,05 m/s lik ortalama rüzgar hızına ait, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi ile çizilmiş olan rüzgar spektrumu 160

3.85. 2,59 m/s lik ortalama rüzgar hızına ait, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi ile çizilmiş olan rüzgar spektrumu 161

3.86. 3,78 m/s lik ortalama rüzgar hızına ait, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi ile çizilmiş olan rüzgar spektrumu 162

3.87. 4,26 m/s lik ortalama rüzgar hızına ait, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi ile çizilmiş olan rüzgar spektrumu 163

3.88. 5,03 m/s lik ortalama rüzgar hızına ait, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi ile çizilmiş olan rüzgar spektrumu 163

3.89. 120 m/s ortalama rüzgar hızı için üretilen 100 adet veriden bir tanesi 165

3.90. Rüzgarın estiği yöndeki yük modeline ait yük verileri 166

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

Şekil **Sayfa**

3.91. Rüzgarın estiği yöne ters yöndeki yük modeline ait yük verileri 167

3.92. Çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait performans düzeyini aşan çerçeve sayısı-ortalama rüzgar hızı grafiği 188

3.93. Moment dayanımlı çerçevelere ait performans düzeyini aşan çerçeve sayısı-ortalama rüzgar hızı grafiği 188

3.94. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK performans düzeyini aşma ihtimaline ait grafik 193

3.95. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak CG performans düzeyini aşma ihtimaline ait grafik 195

3.96. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak GÖ performans düzeyini aşma ihtimaline ait grafik 196

3.97. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK performans düzeyini aşma ihtimaline ait grafik 197

3.98. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak CG performans düzeyini aşma ihtimaline ait grafik 199

3.99. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak GÖ performans düzeyini aşma ihtimaline ait grafik 200

3.100. Moment dayanımlı çerçeveye ait elemanlar 201

3.101. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait elemanlar 203

4.1. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimaline ait grafik 205

4.2. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimaline ait grafik 207

4.3. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin ve moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimaline ait grafik 210

ÇİZELGELER DİZİNİ

Çizelge **Sayfa**

1.1. Dünya kasırga haritasında yer alan seviyelerin şiddeti ve etkileri 5

1.2. Amerika Birleşik Devletleri'nde 1851-2006 yılları arasında meydana gelen en yıkıcı 10 kasırga ve bunların etkileri 7

1.3. Amerika Birleşik Devletleri'nin Boston şehrindeki en yüksek 15 bina 10

3.1. Yapılara ait risk kategorisi 33

3.2. ASCE 7-10 Tablo 26.6-1'e göre, yapılara ait rüzgar yönlülük faktörü (K_d) 34

3.3. Çevrelenme sınıflandırmasına göre iç basınç katsayısı (GC_{pi}) 36

3.4. Maruz kalma kategorisine ve zemin seviyesinden itibaren yüksekliğe bağlı olarak hız basıncına maruz kalma katsayısı 37

3.5. Maruz kalma kategorisine bağlı olarak α ve z_g değerleri 38

3.6. Yapıların yüksekliğine göre hesaplanan K_z ve K_h değerleri 38

3.7. Yapıların duvarlarına ait basınç katsayıları (C_p) 39

3.8. Yapıların duvarlarına ait hız basıncı değerleri (q_z ve q_h) 40

3.9. GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda p_z ve p_h değerleri 42

3.10. GC_{pi} değerinin -0,18 olması durumunda p_z ve p_h değerleri 43

3.11. GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda q_{rz} ve q_{rh} değerleri 45

3.12. GC_{pi} değerinin -0,18 olması durumunda q_{rz} ve q_{rh} değerleri 46

3.13. Ofis binalarına ait karakteristik hareketli yükler 47

3.14. Çerçevelere ait düğüm noktalarının maksimum deplasmanları 80

3.15. GC_{pi} = +0,18 için SAP2000'den elde edilen, moment dayanımlı çerçeveye ait deplasman verilerinin bir kısmı 81

3.16. 1,2D+1,3W+0,5LI yük kombinasyonu için, çerçevelerin en üst ve en alt köşelerindeki moment, kesme kuvveti ve eksenel kuvvet değerleri 84

ÇİZELGELER DİZİNİ (devam)

Çizelge **Sayfa**

3.17. GC_{pi} = +0,18 için, moment dayanımlı çerçevenin S107 nolu kolonuna ait, SAP2000'den elde edilen kuvvet ve moment değerlerinin bir kısmı 85

3.18. Çerçevelerin ilk 10 moduna ait periyot ve frekanslar 88

3.19. GC_{pi} değerinin +0,18 olması durmunda, moment dayanımlı çerçevenin ilk 10 moduna ait, SAP2000'den elde edilen periyot ve frekans değerleri 89

3.20. Yapı elemanlarına etkiyen maksimum kuvvet ve momentler 90

3.21. Sap2000'den elde edilen ve çerçevelerin temel doğal frekansına ait olan periyot ve frekans değerleri 91

3.23. Moment dayanımlı çerçeveye ait modal kütle katılım oranlarına ilişkin orijinal SAP2000 verilerinin bir kısmı 92

3.24. Direkt integrasyon yöntemi (D.İ.Y.) ile zaman tanım alanında analiz ve lineer statik analiz durumlarında moment dayanımlı çerçevenin elemanlarına etki eden maksimum kuvvet ve momentler 96

3.25. Moment dayanımlı çerçevenin en üst ve en alt köşelerindeki, lineer statik analiz ve direkt integrasyon yöntemi (D.İ.Y.) ile zaman tanım alanında analizle elde edilen kuvvetler ve moment 98

3.26. Seçilen kesitin kompakt olması veya olmaması için gerekli şartlar 106

3.27. Seçilen kesitin narin olması veya olmaması için gerekli şartlar 107

3.28. ASCE 41-13'te tanımlanan yapısal performans seviyeleri 148

3.29. Moment dayanımlı çerçeveye ait performans düzeylerinde meydana gelen deplasman değerleri 156

3.30. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait performans düzeylerinde meydana gelen deplasman değerleri 156

3.31. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 167

3.32. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 168

ÇİZELGELER DİZİNİ (devam)

Çizelge **Sayfa**

3.33. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 169

3.34. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 170

3.35. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 171

3.36. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 172

3.37. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 173

3.38. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 174

3.39. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 175

3.40. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 175

3.41. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 176

3.42. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 177

3.43. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 178

3.44. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 179

3.45. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 180

3.46. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 181

ÇİZELGELER DİZİNİ (devam)

Çizelge **Sayfa**

3.47. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 182

3.48. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı 183

3.49. Değişen ortalama rüzgar hızlarına bağlı olarak, belirlenen performans düzeylerine ulaşan veya bu düzeylerin üzerine çıkan çapraz elemanlara sahip çerçeve sayıları 184

3.50. Değişen ortalama rüzgar hızlarına bağlı olarak, belirlenen performans düzeylerine ulaşan veya bu düzeylerin üzerine çıkan moment dayanımlı çerçeve sayıları 185

3.51. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK performans düzeyini aşma ihtimaline ait veriler 193

3.52. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak CG performans düzeyini aşma ihtimaline ait veriler 194

3.53. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak GÖ performans düzeyini aşma ihtimaline ait veriler 195

3.54. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK performans düzeyini aşma ihtimaline ait veriler 197

3.55. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak CG performans düzeyini aşma ihtimaline ait veriler 198

3.56. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak GÖ performans düzeyini aşma ihtimaline ait veriler 200

3.57. Moment dayanımlı çerçevelere ait metraj hesabı 202

3.58. Çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait metraj hesabı 204

4.1. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimaline ait veriler 205

4.2. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimaline ait veriler 207

ÇİZELGELER DİZİNİ (devam)

Çizelge **Sayfa**

4.3. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin ve moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimaline ait veriler 209

4.4. Çerçevelerin toplam ağırlığı 211

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler	Açıklama
V	Temel rüzgar hızı
K_d	Rüzgar yönlülük faktörü
K_{zt}	Topoğrafik faktör
G	Moment dayanımlı çerçeveye ait rüzgar etki faktörü
G_{cpi}	İç basınç katsayısı
K_h	Rüzgaraltı yönüne ait hız basıncına maruz kalma katsayısı
K_z	Rüzgar yönüne ait hız basıncına maruz kalma katsayısı
z	Zemin seviyesinden itibaren yükseklik
h	Yapının yüksekliği
z_g	Atmosfer sınır tabakasının nominal yüksekliği
α	3 saniyelik rüzgar hızına ait kuvvet yasasının üstel ifadesi
C_p	Yapının duvarlarına ait dış basınç katsayısı
L_p	Yapının rüzgar yönüne paralel olan yöndeki uzunluğu
B	Yapının rüzgar yönüne dik olan yöndeki yatay uzunluğu
q_z	Rüzgarın geldiği yöndeki duvarlar için hız basıncı
q_h	Rüzgaraltı yönündeki duvarlar için hız basıncı
p	Tasarım rüzgar basıncı
p_z	Rüzgarüstü yönündeki duvarların tasarım rüzgar basıncı
p_h	Rüzgaraltı yönündeki duvarların tasarım rüzgar basıncı
b	Açıklık mesafesi
p_{rz}	Rüzgarüstü yönündeki duvarlara etkiyen yayılı rüzgar yükü
p_{rh}	Rüzgaraltı yönündeki duvarlara etkiyen yayılı rüzgar yükü
q	Döşemelere etkiyen karakteristik hareketli yük
g	Döşemelere etkiyen karakteristik ölü yük
g_k	Döşemelerden kirişlere aktarılan ölü yük
D	Ölü yük

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam)

Simgeler	Açıklama
L	Hareketli yük
S	Kar yükü
E	Deprem yükü
L_c	Kolonun uzunluğu
P_u	Dizayn yükü
F_y	Akma gerilmesi
K	Uzunluk faktörü
r_y	Kesitin y yönündeki atalet yarıçapı
r_x	Kesitin x yönündeki atalet yarıçapı
r	Kesitin atalet yarıçapı
I_x	x eksenine göre atalet momenti
I_y	y eksenine göre atalet momenti
λ_p	Kompakt elemanlar için maksimum narinlik oranı
λ_r	Kompakt olmayan elemanlar için maksimum narinlik oranı
h_s	Haddelenmiş kesitler için iki başlık arasındaki temiz mesafe
t_w	Kesitin gövde kalınlığı
b_s	Kesitin başlık genişliğinin yarısı
t_f	Kesitin başlık kalınlığı
F_{cr}	Kritik gerilme
F_e	Elastik burkulma gerilmesi
P_n	Nominal basınç dayanımı
A_g	Seçilen elemanın brüt kesit alanı
P_c	Elemanın taşıyabileceği maksimum basınç kuvveti
ϕ_c	Basınca maruz kalan elemanlar için direnç faktörü
P_u	Dizayn yükü
P_r	Kesitin taşıması gereken eksenel yük
M_{cx}	Elemanın x eksenine göre mevcut eğilme mukavemeti
M_{cy}	Elemanın y eksenine göre mevcut eğilme mukavemeti

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam)

Simgeler	Açıklama
M_{rx}	Yük kombinasyonları ile elde edilen, x eksenine göre eğilme momenti
M_{ry}	Yük kombinasyonları ile elde edilen, y eksenine göre eğilme momenti
M_n	Nominal eğilme momenti
M_{nx}	x eksenine göre nominal eğilme momenti
M_{ny}	y eksenine göre eğilme nominal momenti
ϕ_b	Eğilmeye maruz kalan elemanlar için dayanım azaltma (güvenlik) katsayısı
M_c	Elemanın taşıyabileceği maksimum moment
L_b	Elemanın yanal olarak desteklenmemiş kısmının uzunluğu
Z_x	x eksenine göre plastik mukavemet momenti
M_p	Plastik eğilme momenti
L_p	Akma sınırına göre belirlenen, yanal olarak desteklenmemiş uzunluk
L_r	Elastik olmayan yanal burulma burkulması limitine göre belirlenen uzunluk
J	Polar atalet momenti
S_x	Kesitin x eksenine göre statik momenti
h_0	Başlıkların ağırlık merkezleri arasındaki mesafe
r_{ts}	Efektif dönme yarıçapı
C_b	Yanal burulma burkulması modifikasyon faktörü
M_{max}	Yanal olarak desteklenmeyen kısımdaki maksimum mutlak moment
M_A	Yanal olarak desteklenmeyen kısmın ¼'ündeki maksimum mutlak moment
M_B	Yanal olarak desteklenmeyen kısmın ½'sindeki maksimum mutlak moment
M_D	Yanal olarak desteklenmeyen kısmın ¾'ündeki maksimum mutlak moment
M_u	Dizayn momenti
ϕ_v	Kesmeye maruz kalan elemanlar için dayanım azaltma (güvenlik) katsayısı
V_n	Nominal kesme kuvveti
V_u	Tasarım kesme kuvveti
C_v	Kesitin gövdesine ait kesme katsayısı
A_w	Seçilen kesitin gövde alanı
d	Kesit derinliği

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam)

Simgeler	Açıklama
C_m	Çerçevede yanal ötelenmenin olmadığı varsayımı ile elde edilen katsayı
P_{el}	Eğilme düzlemindeki elastik kritik burkulma kuvveti
M_{nt}	Ötelenmeye karşı direnç gösteren sistemlere ait birinci dereceden moment
B_1	P-δ etkisine tekabül eden katsayı
EI^*	Analizde kullanılması gereken eğilme rijitliği
K_1	Efektif uzunluk faktörü
A_{br}	Diyagonal elemanın kesit alanı
θ_{br}	Diyagonal elemanın açısı
L_{br}	Diyagonal elemanın uzunluğu
β_{br}	Diyagonal elemanın sahip olması gereken rijitlik
ϕ	Dayanım azaltma / güvenlik katsayısı
A	Çekme akma gerilmesi limitine göre hesaplanan gerekli kesit alanı
F	Diyagonal elemana etkiyen maksimum kuvvet
ω_r	Gauss denkleminde yer alan rüzgar frekansı
t	Zaman
$\Delta\omega$	Frekans aralığı
σ_r^2	Gauss denklemine ait varyans değeri
V_i	Nataf modelindeki rüzgar hızı
C	Yüzey sürüklenme katsayısı
$SV_w(\omega)$	Hız spektrumu yoğunluğu
ω	Rüzgar frekansı
V_w	Ortalama rüzgar hızı
F_g	Fırtına faktörü
C^M	Modifiye edilmiş yüzey sürüklenme katsayısı
V_w^G	Gauss denklemine göre elde edilen rüzgar hızı
A_r	Bağımsız rastgele değişken
B_r	Bağımsız rastgele değişken
$G_{VV}(\omega_r)$	ω_r frekansındaki tek taraflı spektrum yoğunluğu değeri

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ (devam)

Simgeler	Açıklama
V_i^G	Nataf modelinde yer alan Gauss değişkeni
μ_{xi}	Nataf modelindeki verilerin ortalaması
σ_{xi}^2	Nataf modelindeki verilerin varyansı
IM	Yoğunluk ölçüsü
P(C|IM=x)	IM = x değerine tekabül eden rüzgar hızının yapıyı çökertme ihtimali
$\Phi(\ )$	Standart normal kümülatif dağılım fonksiyonu
θ	Kırılganlık fonksiyonunun ortalaması
β	lnIM değerinin standart sapması
IM_i	Başlangıç yoğunluk ölçüsü
p_j	IM = x_j için yapının çökme ihtimali
n_j	Gözlem sayısı
z_j	Çöken çerçeve sayısı
m	Yoğunluk ölçüsü düzeylerinin sayısı

Kısaltmalar	Açıklama
CG	Can Güvenliği
ÇESÇ	Çapraz elemanlara sahip çerçeve
DİY	Direkt integrasyon yöntemi
GÖ	Göçmenin önlenmesi
HK	Hemen kullanım
MDÇ	Moment dayanımlı çerçeve

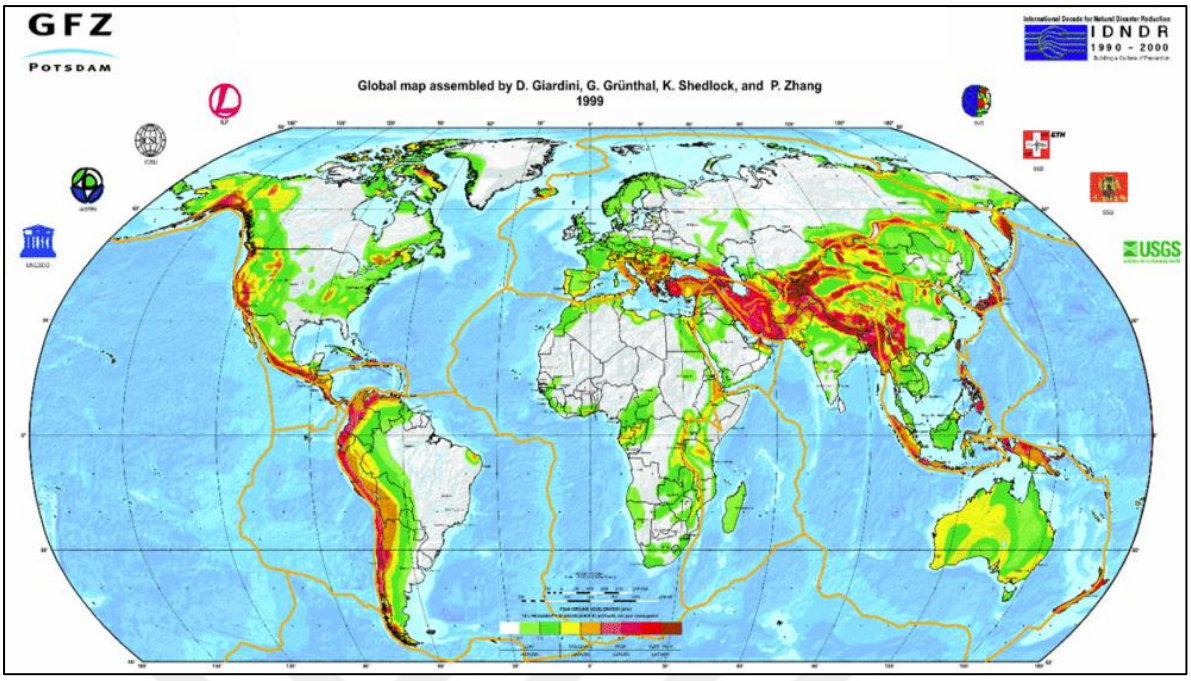
1. GİRİŞ VE AMAÇ

İlerleyen teknoloji ve üretim teknikleri sayesinde günümüzde çok yüksek yapılar inşa edilebilmektedir. İnşa edilen bu yapılar bazı avantajların yanı sıra birtakım dezavantajları da beraberinde getirebilmektedir. Özellikle yüksek çelik yapılarda, yapıya etkiyen bazı yanal yüklerin yükseklikle beraber artması bu dezavantajlardan biridir. Alçak yapılar için birtakım yanal yükler çok önemli olmamakla beraber statik yük olarak ele alınmaktadır. Fakat yüksek binalarda bu yanal yüklerin yapıya etkisi büyük olup, bu yükler dinamik ve statik yük olarak iki parça halinde ele alınmaktadır.

Yanal yükler yapılara çoğu zaman rüzgar ve deprem kuvvetleri olarak etkir. Binaların dizaynında yapı elemanları, genellikle, ilk olarak zati yüklere göre seçilir, daha sonra rüzgar ve/veya deprem kuvvetlerinin çeşitli kombinasyonlarına göre kontrol edilir. Bu kuvvetlerin şiddeti, yerel ve ulusal standartlardaki şartlara bağlı olarak yapılan hesaplamalarda göz önüne alınmaktadır (Abu-Saba, 1995).

Depremler yapıya yatay ve dinamik yük uygular. Depremden dolayı binalara ilave düşey yükler de etki etmektedir, ancak bunlar ağırlık kuvvetlerine benzeyen, hesaba katılmış yükler olup yatay yükler kadar önemli değildir. Deprem sırasında zemin titreşim hareketi yapar, yapıların temelinde ani ötelenme ve dönmeler olur. Binanın üst yapısı (kolon, kiriş ve döşemeler), temelin bu hareketine eş zamanlı olarak ayak uyduramadığı için, buralarda zıt yönde atalet (eylemsizlik) kuvvetleri oluşur. Yapının her yeri titreşim yapmaya başlar, elemanlar değişik biçimler alır, her an değişen büyük kuvvetler, zorlanmalar ortaya çıkar.

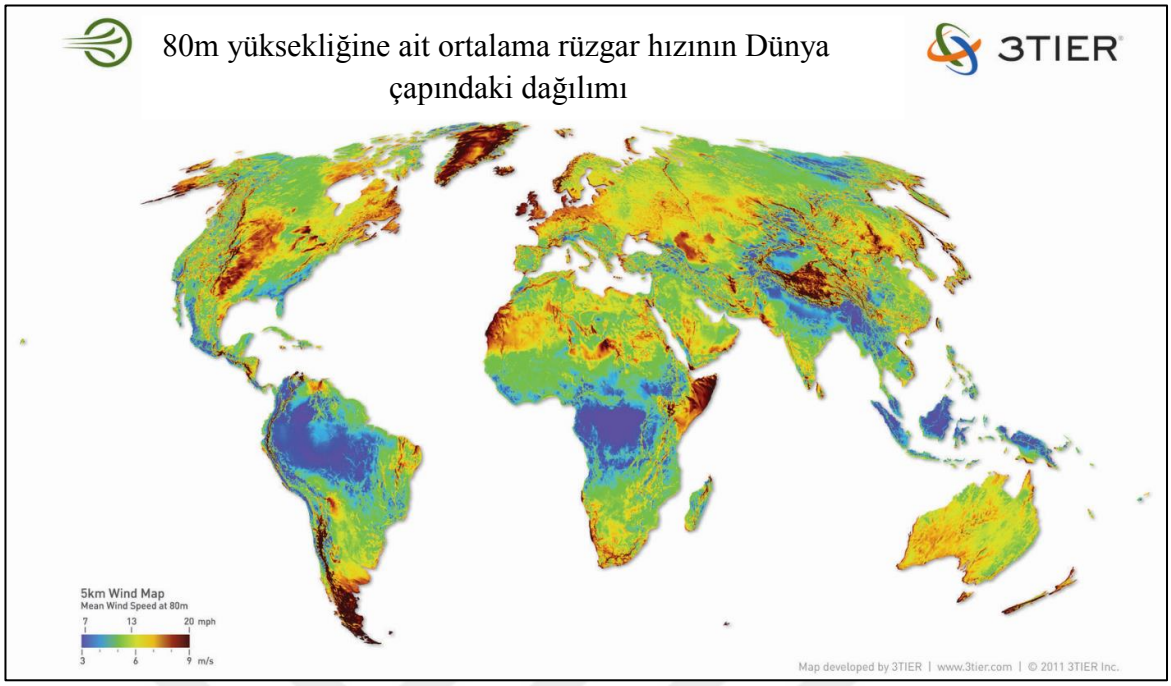
Deprem riski coğrafi bölgelere göre değişiklik göstermektedir. Şekil 1.1.'de Dünya deprem riski haritası görülmektedir (Giardini vd., 1999). Bu haritaya bakıldığında Türkiye'de depremlerin Amerika Birleşik Devletleri'ne oranla daha etkin olduğu görülmektedir. Türkiye'deki yapılar TBDY 2018'e (Türkiye Bina Deprem Yöntmeliği 2018) göre tasarlanmaktadır.



Şekil 1.1. Evrensel Sismik Tehlike Değerlendirme Programı tarafından üretilen, Dünya deprem haritası

Rüzgarlar binaların dış yüzeylerine basınç veya emme uygular. Bu yükler, doğaları gereği, geçici ve değişken olduğu için haraketli yük kategorisinde değerlendirilir. Rüzgar yüklerini belirlemek nispeten zor olsa da, rüzgarlar genellikle ayrı bir yük kategorisinde değerlendirilir (Segui, 2013). Rüzgar hızı coğrafi bölgelere göre değişmektedir. Şekil 1.2.'de Dünya rüzgar haritası verilmiştir (Anonim, 2011). Bu haritaya bakıldığında Amerika Birleşik Devlerin'de rüzgar hızının Türkiye'ye oranla daha şiddetli olduğu görülmektedir. Türkiyede inşa edilecek binalara ait rüzgar yükleri TS 498 yönetmeliğine göre belirlenmektedir.

Yüksek yapıların dizaynında rüzgar yükleri hesaba katılması gereken önemli bir faktördür (Şafak, 2012). Çünkü yanal yükler yüksek yapılar için en zararlı yüklerden biridir, fakat alçak yapılar için çok önemli değildir. Ayrıca rüzgar yüklerinden dolayı hafif çatı sistemlerinde meydana gelen kaldırma kuvveti de kritik derecede önemlidir. Bu kaldırma kuvveti çatı sistemlerinin kullanılamaz hale gelmesine bile neden olabilir. Rüzgarın her daim var olmasına rağmen, dizaynda göz önüne alınan rüzgar yükü şiddeti nadiren meydana gelir ve yorulma yükü olarak değerlendirilmez (Segui, 2013).

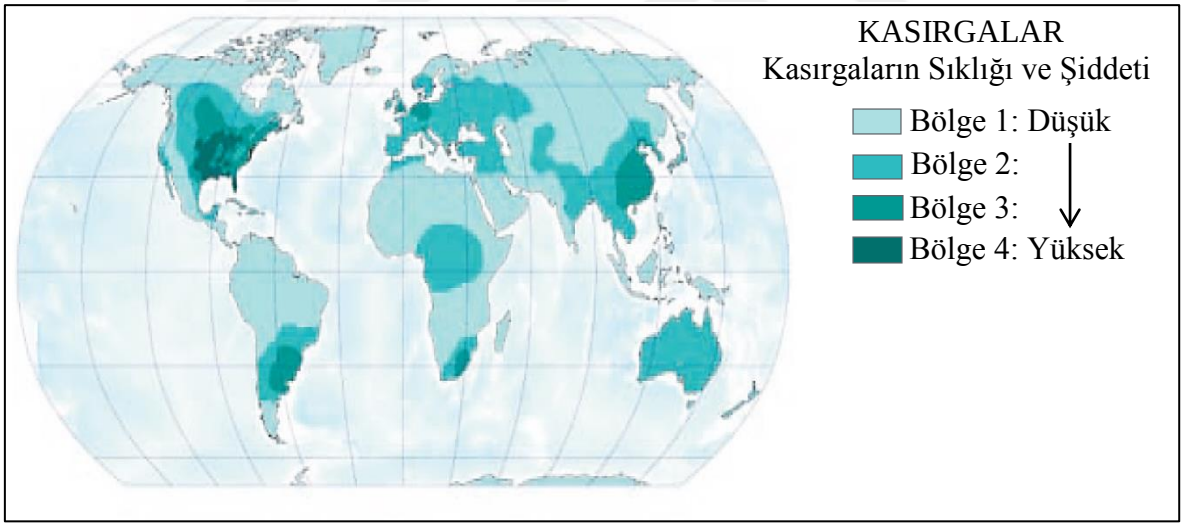


Şekil 1.2. 80m yükseklikteki ortalama rüzgar hızının Dünya'daki dağılımı

Çelik yapılar hem hafif ve esnek oldukları için, hem de yanal yüklerden büyük ölçüde etkilendikleri için rüzgar yükleri bu yapıların tasarımında temel parametre olabilmektedir (Gerasimidis ve Baniotopoulos, 2011). Rasyonel analiz belirli parametrik varsayımlar veya dizayn kriterleri kullanılarak yapılabilir. Dizaynı yapan kişi ilgili standartlarda belirtilen gerekliliği kendi inisiyatifi doğrultusunda kullanmak zorundadır. Bu zorunluluk kişiyi söz konusu olan standartların belirttiği şartlara ve fonksiyonlara bağlı olarak daha detaylı analiz yapmaya itmektedir (Abu-Saba, 1995). Çok yüksek ve narin yapılar modellenirken rüzgarın statik etkilerine ek olarak dinamik etkileri de hesaplara katılmalıdır. Yapıya etkiyen rüzgar yükleri dinamik ve statik yüklerin toplamı şeklinde yazılabilir. Statik rüzgar yükünün yapıda meydana getireceği yük ve deplasmanlar statik analiz yöntemleri ile tayin edilir. Dinamik rüzgar yüklerinin yapılar üzerindeki etkisi ise standartlarda eşdeğer statik yük metodu kullanılarak ele alınır. Statik rüzgar yükünün, dinamik ve statik rüzgar yüklerinden dolayı meydana gelen toplam yer değiştirmeye eşdeğer bir yer değiştirme oluşturacak şekilde artırılması ile eşdeğer statik yük elde edilir. Yapıya etkiyen dinamik rüzgar yükleri, rüzgardaki türbülansın zamanla gelişigüzel değişen özellik göstermesinden dolayı ancak istatistiki yöntemler kullanılarak tanımlanabilir ve binada oluşacak yük ve deplasmanların hesabı Gelişigüzel Titreşimler Teorisi'ne dayanan analiz yöntemleri ile yapılır (Şafak, 2012).

Yukarıdaki bilgilerden de anlaşılacağı gibi deprem ve rüzgar yükleri, yani yanal yükler, yapılar için oldukça önemlidir. Yapılan literatür taraması sonucunda deprem üzerine yapılan birçok çalışmaya rastlanmıştır. Fakat rüzgar üzerine yapılan çalışmaların çok fazla olmadığı görülmüştür. Bu sebepten dolayı bu çalışmada yapıya etkiyen rüzgar yükü incelenmiştir.

Kasırgalar, uyguladıkları rüzgar kuvvetlerinden dolayı yapılara ağır hasarlar verebilen ve can kayıplarına neden olabilen en yıkıcı doğal afetler arasındadır (Cui ve Caracoglia, 2016). Kasırgalar, tropik denizlerin sıcak suları üzerinde ortaya çıkar. Çoğu Antil Denizi'nde ve Meksika Körfezi'nde oluşur. Kasırga dönemi genellikle Atlas Okyanusu'nun kuzey kesiminde Haziran-Ekim arasında, güney kesiminde ise Eylül'de yaşanır. Şekil 1.3.'te Dünya kasırga haritası verilmiştir (Anonim, 2011). Bu haritada, Dünya üzerindeki çeşitli bölgelerde meydana gelen kasırgaların sıklığı ve şiddeti görülmektedir.



Şekil 1.3. Dünya kasırga haritası

Çizelge 1.1.'de ise, Şekil 1.3.'te bulunan haritadaki seviyelerin şiddeti ve etkileri gösterilmiştir (Anonim, 2011).

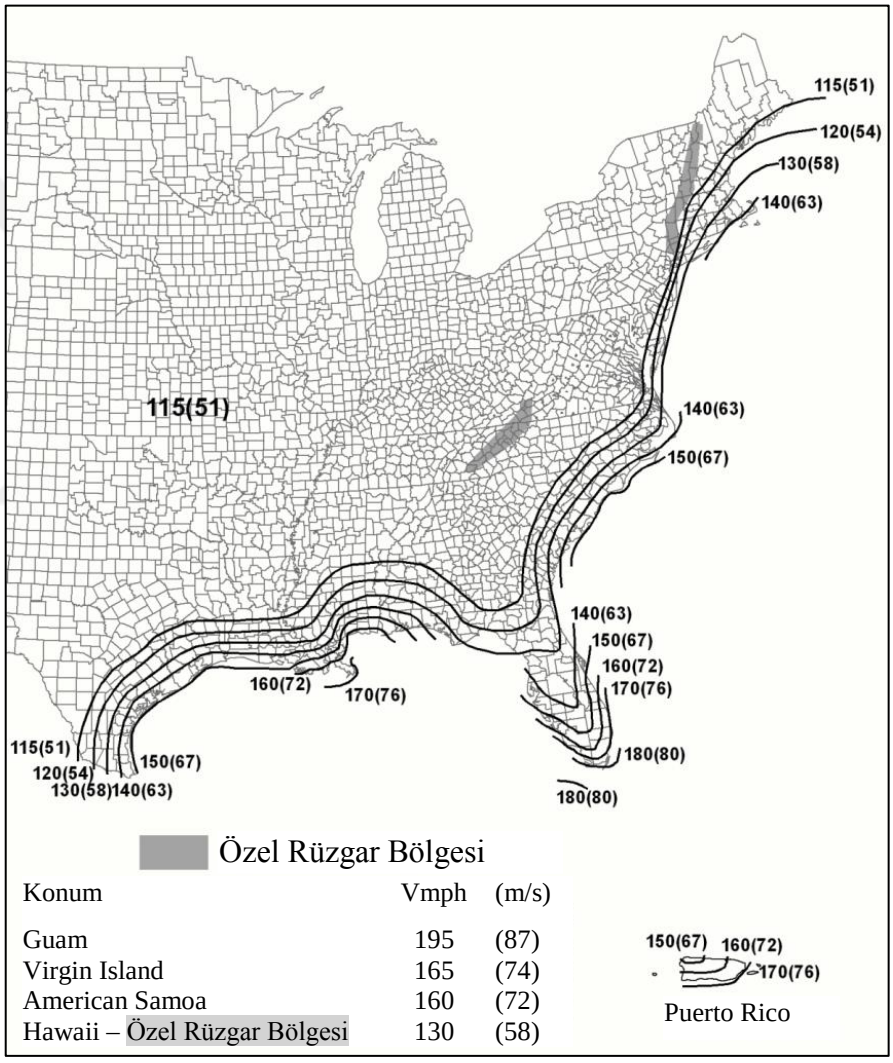
Çizelge 1.1. Dünya kasırga haritasında yer alan seviyelerin şiddeti ve etkileri

Rüzgar Fırtınası							
Beaufort Ölçeği	Bft	Tanımlayıcı Terim	Ortalama Rüzgar Hızı (Ortalama 10 dakikalık)			Rüzgar Basıncı	
			m/s	km/h	mph	Knots	kg/m^2
	0	Sakin	0-0,2	0-1	0-1	0-1	0
	1	Çok Hafif Esinti	0,3-1,5	1-5	1-3	1-3	0-0,1
	2	Hafif Rüzgar	1,6-3,3	6-11	4-7	4-6	0,2-0,6
	3	Ilımlı Rüzgar	3,4-5,4	12-19	8-12	7-10	0,7-1,8
	4	Orta Kuvvette Rüzgar	5,5-7,9	20-28	13-18	11-15	1,9-3,9
	5	Şiddetli Rüzgar	8,0-10,7	29-38	19-24	16-21	4,0-7,2
	6	Kuvvetli Rüzgar	10,8-13,8	39-49	25-31	22-27	7,3-11,9
	7	Sert Rüzgar	13,8-17,1	50-61	32-38	28-33	12,0-18,3
	8	Bora	17,2-20,7	62-74	39-46	34-40	18,4-26,8
	9	Şiddetli Bora	20,8-24,4	75-88	47-54	41-47	26,9-37,3
	10	Fırtına	24,5-28,4	89-102	55-63	48-55	37,4-50,5
	11	Şiddetli Fırtına	28,5-32,6	103-117	63-72	56-63	50,6-66,5
	12	Kasırga	>32,6	>117	>72	>3	>66,5
Saffir-Simpson Kasırga Ölçeği	SS	Tanımlayıcı Terim	Ortalama Rüzgar Hızı (Ortalama 10 dakikalık)			Rüzgar Basıncı	
			m/s	km/h	mph	Knots	kg/m^2
	1	Zayıf	32,7-42,6	118-153	73-95	64-82	-
	2	Orta	42,7-49,5	154-177	96-110	83-96	-
	3	Şiddetli	46,9-58,5	178-209	111-130	97-113	-
	4	Çok şiddetli	58,6-69,4	210-249	131-155	114-134	-
	5	Yıkıcı	>69,4	>249	>155	>134	-
Artırılmış Fujita Hortum Ölçeği	EF	Tanımlayıcı Terim	Ortalama Rüzgar Hızı (Ortalama 10 dakikalık)			Rüzgar Basıncı	
			m/s	km/h	mph	Knots	kg/m^2
	0	Zayıf	29-38	105-137	65-85	57-74	-
	1	Orta	39-49	138-178	86-110	75-96	-
	2	Şiddetli	50-60	179-218	111-135	97-117	-
	3	Yıkıcı	61-74	219-266	136-165	118-143	-
	4	Yok edici	75-89	267-322	166-200	144-174	-
	5	Afet	>89	>322	>200	>174	-

Bir kasırga, su üzerindeki sıcak ve nemli havanın yükselmesiyle başlar. Bu havanın çevresinde girdap gibi dönen güçlü bir rüzgar oluşur. Ardından yağmur bulutları toplanır ve fırtına patlar. Fırtınanın kasırga sayılması için rüzgarın saatte 120 kilometrelik bir hıza ulaşması gerekir. Kasırga durgun bir merkezin çevresinde dev bir girdap gibi döner. "Kasırga gözü " denen merkez bölümünde çok az rüzgar ve yağmur görülür. Kasırgaya eşlik eden rüzgar ve yağmur, büyük hasara ve can kaybına yol açabilir. Örnek verecek olursak, 2005 yılında meydana gelen Katrina Kasırgası Amerika Birleşik Devletleri'nde

2000 can kaybına ve 650000 den fazla insanın da bölgeden göç etmesine neden olan, yakın tarihin en yıkıcı doğa olaylarından biridir (Chan vd., 2015). Kasırgayla birlikte denizlerde dev dalgalar da oluşabilir. Bunlar bazen kıyı bölgelerini sular altında bırakır.

Yukarıdan da anlaşılacağı gibi kasırgalar Amerika Birleşik Devletleri için küçümsenemeyecek doğa olaylarıdır. Şekil 1.4.'de Amerika'nın güneydoğu ve doğu kıyılarında bulunan işyeri binalarına ait rüzgar hızları verilmiştir.



Şekil 1.4. Amerika'nın doğu ve güneydoğu kıyılarına da bulunan işyerlerine ait rüzgar hızları

Standartlarda bahsedilen hesap şartları bu rüzgar hızları göz önünde bulundurularak yapılmıştır. Fakat, kasırgalarda olduğu gibi, bazı durumlarda rüzgar hızları bu değerlerin çok üzerine çıkabilmektedir. Bu tarz durumların standartlarda göz ardı edilmesinin nedeni,

rüzgar kaynaklı doğa olaylarının çok sık görülmemesidir. Ancak, bu tür durumlarda rüzgar yüklerinin etkisi çok daha yıkıcı olabilmektedir. Örneğin, Sandy Kasırgası Kanada'nın Ontario vilayetinde ve Amerika Birleşik Devletleri'nin kuzeydoğu kıyılarında 65 milyar dolar civarında maddi hasara neden olmuştur (Cui ve Caracoglia, 2016). Çizelge 1.2.'de Amerika Birleşik Devletleri'nde 1851-2006 yılları arasında meydana gelen en yıkıcı 10 kasırga ve bunların etkileri gösterilmiştir (Anonim, 2007). Amerika'da görülen kasırgaların şiddeti, yoğunluğu ve etkileri nedeni ile bu çalışmada coğrafya olarak Amerika Birleşik Devletleri seçilmiştir.

Çizelge 1.2. Amerika Birleşik Devletleri'nde 1851-2006 yılları arasında meydana gelen en yıkıcı 10 kasırga ve bunların etkileri

Kasırganın Adı	Meydana Geldiği Yıl	Etkilediği Bölge	Kategori	Neden Olduğu Can Kaybı (insan sayısı)
Great Galvestone Kasırgası	1900	Texas	4	8000
Okeechobee Kasırgası	1928	Puerto Rico	4	2500
Katrina Kasırgası	2005	Georgia, Louisiana, Mississippi, Florida, Alabama	3	1200
Cheneire Caminanda Kasırgası	1893	Louisiana	4	1100-1400
Sea Islands Kasırgası	1893	South Carolina, Georgia	3	1000-2000
Georgia/Güney Carolina Kasırgası	1881	Georgia, Güney Carolina	2	700
Audrey Kasırgası	1957	Güneybatı Louisiana, Kuzey Texas	4	416
Great Labor Day Kasırgası	1935	Florida Keys	5	408
Last Island Kasırgası	1856	Louisiana	4	400
Miami Kasırgası	1926	Florida, Mississippi, Alabama, Pensacola	4	372

Kendi kendine, doğa şartları ile rastgele oluşan bilinmeyenlerin yanı sıra bilgi tabanlı bilinmeyenler de yapısal dizayn işleminin bir parçasıdır (Tessari vd., 2017). Rastgele meydana gelen bilinmeyenler, deprem, rüzgar gibi doğa ile ilgili gelişigüzel faktörlerle bağlıdır ve kontrol edilemezler. Gerçek hayatta karşımıza çıkabilecek bilinmeyenler ise, sahip olduğumuz sınırlı bilgiler ile alakalıdır ve imkanlar dahilinde bu bilinmeyenlerin sayıları azaltılabilir. Örneğin, malzemenin özelliklerini belirlemek için deneyler yapılabilir veya daha karmaşık nümerik modeller ve analiz metotları kullanılabilir (Kazantzi vd., 2014). Yapısal riski artıran bu bilinmeyenlerin sayısı araştırma ile indirilebilir fakat, tamamen yok edilemez (Tessari vd., 2017).

Risk, tehlikeli olayların meydana gelme olasılığını ve bu olayların sosyal etkileri ile ekonomik etkilerinin fonksiyonunu temsil etmektedir. Her yapının belirli bir tehlike düzeyine sahip olmasından dolayı, risk faktörü büyük ölçüde ele alınan tesisin konumu ve topolojisine bağlıdır. Bu nedenle her yapı için, kendi ile alakalı tehlike durumunu seçmek ve bu durumun içerdiği bilinmeyenleri hesaba katmak oldukça önemlidir. Riskleri göz ardı etmek veya hafife almak yapısal güvenliği riske atabilir ve insanları kaçınılması gereken, tehlikeli durumlara maruz bırakabilir. Riskleri fazla büyütmek de kaynakların yanlış tahsis edilmesine neden olabilir (Tessari vd., 2017).

Klasik olarak, dizayn standartları da dahil olmak üzere, yapısal dizayn probleminde risk değerlendirmesi, olasılığa bağlı olmayan veya yarı olasılıksal yaklaşım ile yapılmaktadır. Olasılığa bağlı olmayan yaklaşımda, yük ve dayanım parametrelerinin çok iyi bilindiği ve bu parametrelerin sabit olduğu kabul edilmektedir. Diğer yaklaşımda ise, geleneksel mühendislik uygulamalarına göre ayarlanan güvenlik faktörü, dizayn değişkenlerine karakteristik veya nominal olarak uygulanmaktadır. Bu yaklaşımlar, yapısal mühendislik alanında birtakım avantajlara sahip olmakla beraber bazı kusurlar da içermektedir (Tessari vd., 2017).

Riskleri azaltmak ve bu risklerin niceliğini belirlemek amacıyla daha verimli metotların aranması, performans tabanlı mühendislik yaklaşımının gelişmesine yol açmıştır. Performans tabanlı mühendislik ilk olarak SEAOC's Vision 2000 raporunda özetlenmiştir ve kısa bir süre içerisinde literatürde geniş bir yer edinmiştir (Tessari vd., 2017). Performans tabanlı dizaynın temel mantığı, seçilen yapı elemanının

malzeme özelliklerinin, tipinin ve boyutlarının önceden belirlenen tehlike düzeyi için hedeflenen performansı sağlaması üzerine kuruludur (Cha ve Bai, 2016).

Günümüzde, Amerika Birleşik Devletleri'nde en çok kullanılan inşaat yapım yönetmeliği International Building Code'dur (IBC). Bu yönetmelik, yapılar için çok fazla dizayn kuralı içermektedir. Bu kurallar, tipik düzene sahip basit yapılar için çok kullanışlıdır. Fakat günümüzde, mimarlar yenilikçi malzeme ve sistemleri kullanarak daha büyük ve kompleks yapılar tasarlamaktadır. Maalesef bu durum, IBC yönetmeliğinin şartlarına uyma konusunda problemlere yol açmaktadır. Bu zorluğu telafi etmek için IBC'nin 104.10-104.11 numaralı bölümlerinde, performans tabanlı dizayn yaklaşımına izin verebilecek alternatif malzemeler ve metotlar ele alınmıştır. Authority Having Jurisdiction (AHJ), yönetmelikte belirtilen şartları sağladığı ve güvenlik ile ilgili parametreler açısından eşdeğer olduğu sürece performans tabanlı yaklaşıma izin vermiştir (Jutras ve Meacham, 2016). Performans tabanlı mühendislik felsefesi, olasılıksal terimler içerisinde tanımlanıp, performans hedeflerine dayanan dizayn alternatiflerinin nicel olarak değerlendirilmesi ile standartlar tarafından dayatılan kuralcı yöntemin yer değiştirilmesi yaklaşımını ele almaktadır (Tessari vd., 2017).

Yukarıdaki bilgilerden de anlaşılacağı üzere doğal afet gibi olağanüstü durumlarda, belirli yönetmeliklere göre tasarlanan yapıların güvenliği kesin olarak sağlanamamaktadır. Bundan dolayı performans tabanlı analiz büyük önem taşımaktadır. Bu yüzden, bu çalışmada performans tabanlı analiz yöntemi kullanılmıştır.

Bu çalışmada rüzgar yüküne maruz kalan iki farklı çerçeve tipi için, değişen rüzgar yükünün çerçeve performansı üzerindeki etkisi olasılığa bağlı olarak incelenmiştir. Yapıların bulunduğu konum olarak Amerika Birleşik Devletleri'nin Boston şehri seçilmiştir. Ele alınan yapılar American Institute of Steel Construction (AISC) ve American Society of Civil Engineers (ASCE) yönetmeliklerine göre tasarlanmıştır.

Şekil 1.4.'ten de anlaşılacağı gibi en şiddetli rüzgar hızı Puerto Rico'ya aittir. Fakat, kırılganlık analizinde uygulanacak olan rüzgar hızı bu değerin üzerinde olacağı için Boston şehrinin seçilmesinde bir sakınca görülmemiştir.

Çizelge 1.3.'te Boston şehrindeki en yüksek 15 bina görülmektedir (Anonim, 2017). Bu binaların ortalama yüksekliği 176,8 metre, ortalama kat sayısı ise 41 dir.

Çizelge 1.3. Amerika Birleşik Devletleri'nin Boston şehrindeki en yüksek 15 bina

Sıralama	İsim	Yükseklik (m)	Kat	Yıl
1	Hancock Place	241	60	1976
2	Prudential Tower	228	52	1964
3	Federal Reserve Bank Building	187	32	1976
4	One Boston Place	183	41	1970
5	One International Place	183	46	1987
6	First National Bank Building	180	37	1971
7	One Financial Center	180	46	1973
8	111 Huntington Avenue	169	36	2002
9	Two International Place	164	35	1992
10	One Post Office Square	160	40	1981
11	One Federal Street	159	38	1975
12	Exchange Place	156	40	1984
13	60 State Street	155	38	1977
14	One Baecon Street	154	37	1971
15	One Lincoln Street	153	36	2003

Lineer olmayan analizde hesaplama maliyeti yüksek olduğu için kırılganlık analizi bazı kısıtlamalar yapılarak gerçekleştirilebilmektedir (Shin vd., 2015). Ayrıca, bu kadar kat sayısına sahip bir yapı tasarlandığı vakit hesaplama zamanı çok uzun olmaktadır. Bunun yerine 10 katlı, kat yüksekliği 5,5 metre olan (toplam yüksekliği 55 m) çelik bir çerçeve seçilmiştir. Bu seçim yapılırken, genellikle Dünyanın ilk gökdeleni olarak kabul edilen, 1885 yılında Amerika'nın Chicago şehrinde inşa edilen ve 10 katlı çelik çerçeveye sahip olan Home Insurance Building göz önünde bulundurulmuştur (Craighead, 2009). Ele alınan yapılarda burulma etkisinin oluşması istenmediği için, önceden yapılan çalışmalar da göz önünde bulundurularak, yapı simetrik ve altı açıklıklı olarak tasarlanmıştır (Mazza ve Fiore, 2016; Bobby vd., 2014). Bu çalışmada iki ayrı yapı sisteminin

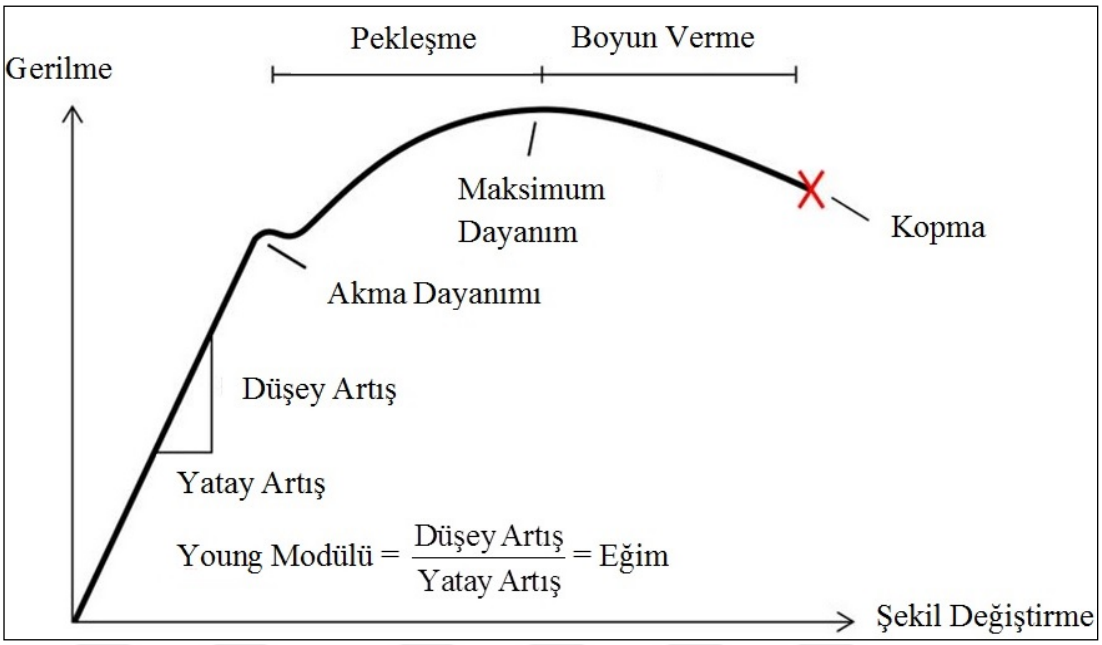
performansı kıyaslandığı için, yapısal sistemler tasarlanırken boşluklar (asansör boşluğu, merdiven boşluğu vs.) göz ardı edilmiştir (Bobby vd., 2014; Mazza ve Fiore, 2016; Pirizadeh ve Shakib, 2013; Gerasimids ve Baniotopoulos, 2011). Yapılara ait açıklıklar 5 m olarak seçilmiştir (Gerasimidis ve Baniotopoulos, 2011). Gökdelenler genellikle ofis binası olarak inşa edilmektedir (Craighead, 2009). Bundan dolayı, yapının ofis binası olarak tasarlanmasına karar verilmiştir (Gong vd., 2013).

Çelik, tarih boyunca Amerika'daki yapılarda yaygın olarak kullanılmıştır. Çeliğin kolay bulunabilir olması bu malzemenin kullanılmasını kolaylaştırmıştır. Buna ek olarak çelik, kendisini betona göre daha avantajlı kılan birçok karakteristik özelliğe sahiptir. Yapı çeliğinin montajı kısa sürede yapılabilmektedir. Yüksek dayanımı, hafifliği, üretiminin ve montajının kolaylığı ve diğer kullanışlı özellikleri çeliğin Amerika'da yapı malzemesi olarak kullanılmasını sağlamıştır (Abu-Saba, 1995).

Yapı malzemelerinin dayanımı, malzemenin taşıyabileceği yükün malzemenin kendi yüküne oranı olarak tanımlanmaktadır. Diğer yapı malzemelerine kıyasla, çelik yüksek dayanıma sahip olarak değerlendirilmektedir. Bu özellik geniş açıklıklı köprüler, uzun binalar ve nispeten kötü zemine inşa edilen yapılar için çok önemlidir (Abu-Saba, 1995).

Dayanım ve süneklik çeliği diğer yapı malzemelerine göre daha kullanışlı hale getiren ve yapının inşası için gerekli olan özelliklerdir. Çeliğin dayanımı, yapıda bulunan kolon sayısını azaltmakta ve nispeten daha küçük boyutlu elemanlar kullanılmasını sağlamaktadır. Çeliğin süneklik özelliği, akmadan dolayı yapının belirli elemanlarında meydana gelen aşırı gerilmelerin yeniden dağıtılmasına olanak vererek bu sorunu azaltmaktadır (Abu-Saba, 1995).

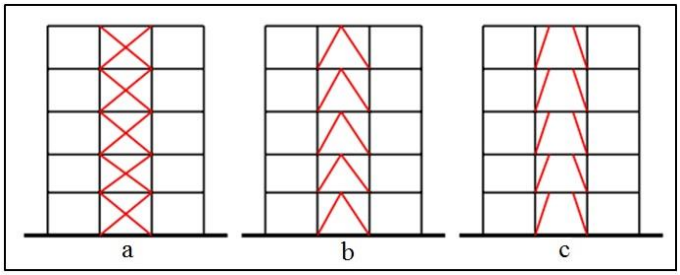
Yapı çeliğinin tipik gerilme-birim şekil değiştirme diyagramı Şekil 1.5.'te verilmiştir. Diyagrama bakıldığında, çeliğin ilk akma noktasına kadar Hooke Yasası'na uyduğu görülmektedir. Bu bölgede, gerilme birim şekil değiştirme ile doğru orantılıdır. Bütün bu özelliklerinden dolayı, bu çalışmada malzeme olarak çelik seçilmiştir (Abu-Saba, 1995).



Şekil 1.5. Çeliğe ait gerilme-şekil değiştirme eğrisi

Yapılan literatür taramaları da önünde bulundurularak, moment dayanımlı çerçeve ve diyagonal elemanlı çerçeve olmak üzere iki farklı taşıyıcı sistem seçilmiştir (Bobby, S. vd., 2014; Pirizadeh, M. ve Shakib H., 2013; Imanpour, A. vd., 2016; Özel, A.E. ve Güneyisi, E.M., 2011; Arablouei, A. ve Venkatesh, K., 2014; Lin, Y.-C., 2015; Papia, S., ve Youssef, M.A., 2016; Iyama, J. ve Kuwamura, H., 1999; Merczel, D.B., 2016). Bu iki çerçeve tipi, yanal yüklere maruz kalan yapılarda stabiliteyi sağlamak için kullanılmaktadır.

Diyagonal elemanlara sahip çerçevelerde genellikle, yanal yüklere karşı direnç sağlamak amacıyla diyagonal elemanlar kullanılır. Bu diyagonal elemanların dizilimi farklılık gösterebilir (Şekil 1.6.).



Şekil 1.6. Yapılarda kullanılan üç farklı diyagonal eleman dizilimi

Şekil 1.6.a'da X şeklinde diyagonal eleman dizilimine sahip çerçeve görülmektedir. Bu çerçevelerde, kullanılabilecek en küçük aralık kullanılarak döşeme kirişlerinde maksimum eğilme elde edilmesi amaçlanır. Şekil 1.6.b'de K şeklinde diyagonal eleman dizilimine sahip çerçeve görülmektedir. Bu çerçevelerde açıklıklar, döşeme kirişlerinde en az eğilme oluşacak şekilde ayarlanır. Şekil 1.6.c'de dirsek şeklinde diyagonal eleman dizilimine sahip çerçeve görülmektedir. Bu çerçevelerde, en büyük açıklık kullanılarak döşeme kirişlerinde daha fazla eğilme elde edilmesi amaçlanır.

Moment dayanımlı çerçevelerde, momentin düğüm noktası boyunca iletilmesini sağlayan çok rijit kolon-kiriş bağlantıları bulunmaktadır. Beton dökümü şantiyede yapılan betonarme yapılardaki bütün düğüm noktaları moment dayanımlıdır. Fakat, çelik ve ahşap yapılar için bu durum geçerli değildir. Çelik yapılardaki tipik moment dayanımlı kolon-kiriş bağlantılarında, köşebentler veya berkitme levhaları kullanılarak yatay yükler kirişlerden kolonlara iletilir.

2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI

2.1. Rüzgar Yükü ve Fırtınalar Konusunda Yararlanılan Çalışmalar

Şafak (2012), Bu çalışmaya göre, yüksek yapıların dizaynında rüzgar yükleri incelenmesi gereken önemli bir faktördür, Çok yüksek ve narin yapılar modellenirken rüzgarın statik etkilerinin yanında dinamik etkileri de hesaplara katılmalıdır. Dinamik rüzgar yüklerinin yapılar üzerindeki etkisi standartlarda eşdeğer statik yük metodu kullanılarak ele alınır. Eşdeğer statik yük, statik rüzgar yükünün dinamik ve statik rüzgar yüklerinden oluşan toplam yer değiştirmeye eşdeğer bir yer değiştirme oluşturacak şekilde artırılması ile elde edilir. Bu makalede yapılardaki dinamik ve statik rüzgar yüklerinin hesabındaki temel kabuller ve yaklaşımlar verilip hesap prosedürü Eurocode standardında belirtilen metoda paralel olarak özetlenmiştir.

Chan vd. (2015), Katrina Kasırgası'ndan sonra hayatta kalanlar üzerine yapılan çalışmalarda, afet öncesi sosyal desteğin büyük ölçüde fırtınadan bir yıl sonrasındaki psikolojik bunalımı azaltmak olduğunu ve bu yöntemin de insanların kasırgaya bağlı olarak maruz kaldıkları stres etkenlerini azaltarak yapıldığını ortaya koymuştur. Önceki araştırmanın devamı olarak bu çalışmada, daha uzunlu süreli olarak mental alanda (hem psikolojik bunalım hem de travma sonrası bunalım olarak) sosyal destek verilmesinin etkileri incelenmiştir. Bu üç dalgalı eksenel çalışmada, Katrina Kasırgası'ndan etkilenen bölgedeki 492 kişi için, fırtına öncesi psikolojik bunalım semptomlarının ve etkisi hissedilebilen sosyal desteğin seviyesi kaydedilmiştir (Dalga 1). Akabinde, Katrina Kasırgası'ndan bir yıl sonra (Dalga 2), maruz kalma, etkisi hissedilebilen sosyal deste ve psikolojik bunalım ve travma sonrası stresin seviyeleri rapor edilmiştir. Bir önceki cümlede bahsedilen üç değişken, kasırgadan dört yıl sonra tekrar değerlendirilmiştir (Dalga 3). Aracılık analizinin sonucu, kasırgaya neden olan etkenlere maruz kalma düzeyinin, Dalga 1'deki etkisi hissedilebilen sosyal destek ile Dalga 3'teki psikolojik bunalım ve travma sonrası stres arasındaki ilişkiye aracılık ettiğini göstermiştir. Regresyon analizinin sonuçları, Dalga 1'deki psikolojik bunalım ve travma sonrası stres kontrol ederek, Dalga 2'deki etkisi hissedilebilen sosyal desteği Dalga 2 ve Dalga 3'teki psikolojik bunalım ile

ilişkilendirmenin mümkün olduğunu fakat travma sonrası stres ile ilişkilendirmenin mümkün olmadığını göstermiştir. B u çalışmada bulunan sonuçlar, sosyal desteğin sosyal nedensellik prosesinin doğrulamakla beraber travma sonrası stresin direkt olarak sosyal destek eksikliğinden kaynaklanmayabileceğini göstermektedir. Bundan ziyade, sosyal kaynaklarda önceden var olan kusurlar, kasırga oluşma riskini artırarak, uzun süreli travma sonrası stresi ve gene psikolojik bunalımı dolaylı yoldan etkileyebilir.

Cui ve Caracoglia (2016), Bu çalışmada, Amerika'nın Atlantik kıyıları boyunca, olası iklimsel ısınma senaryolarına neden olabilecek kasırga kaynaklı hasarların yüksek yapıların kullanım ömrüne olan etkisinin rasyonel olarak değerlendirilmesi için bir yöntem öne sürülmüştür. Rüzgar simülasyonu Vickery'nin deneysel modeline göre yapılmıştır. İlk olarak, Vickery'nin modelindeki regresyon hataları tartışılmış ve gelecekteki iklimler için kasırga simülasyonunu mümkün kılan bazı düzenlemeler önerilmiştir. Kasırga modeli doğru simülasyonu yapabilecek duruma getirildikten sonra, Birleşik Devletler'e ait geçmiş kasırga verileri ve gelecekteki iklimlerde meydana gelebilecek kasırga aktivitesinin simülasyonu incelenmiştir. Isınan iklim senaryoları, Ulusal Hava Araştırma Merkezi tarafından kullanılan ortak yerküre sistemi kullanılarak üretilmiştir. RCP2.6, RCP4.5 VE RCP8.5 olmak üzere üç farklı gelecek iklimi senaryosu göz önüne alınmıştır. Isınan iklimin, kasırga frekansı ve kasırga şiddeti olmak üzere rüzgar mühendisliği ile alakalı iki farklı nicelik üzerindeki etkisi incelenmiştir. Isınan iklim ortamında, kasırga frekansının ve kasırga şiddetinin RCP senaryolarına bağlı olarak değişebileceği bulunmuştur. Bu yüzden, Amerika'nın kasırgaya maruz kalan bölgelerindeki rüzgar hızının olasılık dağılımı RCP lerden de etkilenmektedir.

Akabinde, gelecekteki ısınan iklimin rüzgar hızının olasılık dağılımını hesaplamak için kullanılan, çeşitli RCP senaryolarından etkilenen, nümerik metot, gelecekteki ısınan iklimin rüzgar kaynaklı hasarların neden olduğu yapısal müdahale (örneğin onarım) maliyetleri üzerindeki dolaylı etkisini öngörmek için yapılan yapısal performans analizi ve rüzgar tehlikesi arasında bağlantı kuran mevcut yaklaşım ile ilişkilendirilmiştir. Bu çalışmada, Miami'de yer alan 180 m uzunluğundaki bir bina, bu yapı üzerinde yapılan son çalışmadan türetilen yapısal kırılganlık eğrisi serileri ile uyumluluğu sağlama konusunda örnek olarak kullanılmıştır. Daha sonra, yapının konumunun Amerika'nın Atlantik kıyıları boyunca farklı şehirlere taşınması durumunda, rüzgar hızından kaynaklanan hasarın

öngörülmesi için önerilen metodun yeterliliğini göstermek amacıyla, yapının kullanım ömrünü etkileyen müdahalelerin maliyeti daha geniş kapsamda değerlendirilmiştir.

2.2. Yapının Geometrisini, Taşıyıcı Sistemini ve Yapıda Kullanılan Malzemeyi Belirleme Konusunda Yararlanılan Çalışmalar

Bobby vd. (2014), Bu çalışmada, aerodinamik yüklerin zamanla değişen ve olasılığa bağlı olan doğaya sahip olmasında büyük rol oynayan ve yapının mekanik özelliklerini belirleyen sistem parametrelerinin durumunu tanımlayan ya da bunlar hakkında bilgi veren zamanla değişmeyen ekstra bilinmeyenleri hesaba katan, rüzgara karşı hassasiyet gösteren yüksek binalar için geliştirilmiş olan performans tabanlı topoloji optimizasyon sistemi sunulmuştur. Bu sistemin temeli, tahmini alt problemlerin sayısını tanımlayarak, topoloji optimizasyon problemini performans tabanlı değerlendirmeden bağımsız hale getirmeye dayalıdır. Son tasarımda elde edilen ardışık sonuçlar, sadece optimum olmakla kalmayıp ayrıca, kullanıcının tanımladığı performans hedeflerini de sağlamaktadır.

Arablouei ve Vankatesh (2014), Bu çalışmada, deprem yüküne maruz kalan moment dayanımlı çerçevelerin çelik yüzeyi ile ısı yalıtım spreyi uygulanmış ara yüzünde meydana gelen çatlak başlangıcı, çatlakların yayılması ve ısı yalıtımının kavlaması durumlarını değerlendirmede kullanılmak üzere, kırılma mekaniği teorisine dayalı olan nümerik yaklaşım sunulmuştur. Periyodik yükleme boyunca ısı yalıtımı ile çelik ara yüzü arasında meydana gelen kavlama durumunun ilerlemesi, ara yüz hasarı ve yumuşamasının modellenmesinde kullanılan Birleşmiş Bölge Modeli (Cohesive Zone Model) ile etkileşim analizi yapılarak simüle edilmiştir. Geliştirilen üç boyutlu sonlu eleman modeli, yapısal düzey ve malzemeden üretilen test verilerine karşın çatlak başlangıcı, çatlak yayılma modeli ve yalıtımın kavlama durumunun büyümesi olmak üzere modelden beklenen üç beklentinin kıyaslanması ile doğrulanmıştır. Ara yüzün kritik kopma enerjisi ile ilgili yapılan parametrik çalışma kullanılarak, SFRM-çelik ara yüzündeki periyodik hasar yığılmasını ölçmek için doğrulanan bu model uygulanmıştır. Kavlama kapsamında başlıklarda meydana gelen lokal burkulma analizlerde göz önüne alınmıştır. Parametrik çalışmalardan elde edilen sonuçlar, çelik-yalıtım ara yüzündeki kritik kopma enerjisinin plastik mafsal bölgesindeki hasar yığılmaları üzerinde büyük etkisi olduğunu göstermiştir.

Dahası, başlık lokal burkulması, büyük yüzey alanı boyunca kavlamaya yol açan çatlak belirtilerindeki çekme gerilmeleri oluşumunu önemli ölçüde artırabilmektedir.

Chi ve Lui (2012)**,** Bu makalede, art germeli kolon temel bağlantısının periyodik davranışı üzerine analitik ve deneysel çalışma yapılmıştır. Sismik yükleme altındaki moment dayanımlı çerçevelerdeki kolon tabanlarındaki yapısal hasarı önlemek için art germeli kolon temel bağlantısı dizayn edilmiştir; bağlantıdaki yumuşama davranışı ise, kolonlarda akmayı sağlamaktan ziyade art germeli donatılara germe vererek ve boşluk bırakarak sağlanmıştır. İlave kesme dayanımı, bulonlu muhafaza levhaları ile sağlanmıştır; ilave enerji yayılımı ise burkulma dayanımlı çelik levhalar ile sağlanmıştır. Art germeli kolon temel bağlantısının periyodik davranışını incelemek için, art germeli kolon temel bağlantısının alt bileşen serileri eksenel yük ve periyodik yanal deplasmanlara maruz bırakılmıştır. Test parametreleri, art germe kuvveti, kolondaki başlangıç eksenel kuvveti (sabit veya değişen), kolon boyutu ve yükün zamanla değişiminden oluşmaktadır. Bu çalışmada ele alınan art germeli kolon temel bağlantısının limit durumları, art germeli barın akması ve burkulma dayanımlı çelik levhaların kopmasından oluşmaktadır. Test sonuçları göstermektedir ki; kolonlar ve takviye kirişleri elastik kalırken, uygun olarak dizayn edilen art germeli kolon temel bağlantıları %4 lük kat ötelenmesine kadar yanal deplasmana dayanabilmektedir. Ayrıca, burkulma dayanımlı çelik levhalar çekme ve basınç durumunda kopma göstermeden akarak güzel bir enerji yayılım performansı göstermiştir. Kolon tabanlarındaki yapısal hasar, kırılmaya nedene olamayacak şekilde çekme ve basınç ile yer değiştirebilecek şekilde sınırlandırılmıştır. Buna ek olarak, art germeli kolon temel bağlantısının moment-dönme ilişkisini öngörmek için analitik modeller geliştirilmiştir. Geliştirilen bu modeller deneysel verilerle iyi bir ilişki göstermiştir.

Sultana ve Youssef (2016), Çelik yapılar, rezidüel (artık) deformasyonlara neden olan sismik enerjiyi çeliği akması yardımıyla dağıtmaktadır. Alışılagelmiş deprem dayanımlı yapısal sistemlerin yeterli deprem güvenliği sağlamasına rağmen, bu yapıların güçlü yer sarsmalarına maruz kaldıkları zaman büyük yapısal hasarlar aldıkları tecrübe edilmiştir. Sismik rezidüel ötelenmeler, hasar alan yapının tamirini ya çok zorlaştırmaktadır ya da imkansız hale getirmektedir. Bundan dolayı, sismik rezidüel deformasyonları minimuma indirecek sistemlere ihtiyaç duyulmaktadır. Aşırı elastik biçim

bellekli alaşımlar büyük deplasmanlara karşı dayanıp, yükü boşaltma durumunda bütün plastik deformasyonlarını geri kazanabilmektedirler. Bunların kullanımı çelik yapılardaki sismik rezidüel deformasyonları büyük ölçüde azaltarak deprem sonrasında yapının onarımını kolaylaştıracaktır. Literatürde çelik kolon-kiriş birleşimlerinde biçim bellekli alaşımların kullanılması ile ilgili birkaç çalışmanın yer alsa da, bu çalışmaların hiçbiri bu alaşımların optimum olarak kullanılmasına değinmemiştir. Bu makalede, maksimum katlar arası ötelenme, rezidüel deformasyonlar ve hasar şeması açısından sismik performansı artırmak için moment dayanımlı çerçevelerdeki biçim bellekli alaşımların yerleri tanımlanmıştır.

Lin (2015), Bu çalışmada, ilave enerji dağıtıcı cihazlar ve ankastre art germeli elemanların katkıları ile kombine edilmiş nispi kayma mekanizmalarını içeren kayma kontrollü birleşik kiriş modülü önerilmiştir. Kayma kontrollü birleşik kirişin eleman iç eğilme momenti, eksenel ve kesme kuvvetleri, toplam art germe kuvvetleri ve kayma kontrollü birleşik kiriş-kolon bağlantı momenti geliştirilip, bunlar doğrusal olmayan analiz sonuçları ile kıyaslanmıştır. Bir prototip bina tasarlanıp, dizayna esas olan deprem ve göz önüne alınan en büyük deprem altındaki sismik davranış ve limit durumların üzerinde çalışmak için statik itme analizi ve zaman tanım alanında dinamik analiz yapılmıştır. Analiz sonuçları, geliştirilen denklemlerin eksenel yük etkisindeki modül davranışını hesaplamak için yeterli olduğunu göstermiştir. Zaman tanım alanında analiz istatistikleri, kayma kontrollü birleşik kiriş modüllerinin; hasara maruz kalmayan, çok yüksek moment dayanımlı ve rezidüel kaymaları önleyen; çelik moment çerçevelerinin tali yapılarında kolon-kiriş-bağlantı sallanma mekanizmasından ve büyük kat ötelenmesinden meydana gelen deformasyon uyumsuzluğuna çözüm bulan; mali açıdan verimli olan ve sismik davranıştan kaynaklanan hasarları önleyici sistem olmak üzere üç faklı çelik çerçeve sistemi önerdiğini göstermiştir.

Haddad (2017), Geniş başlıklı diyagonal elemanların eş merkezli çapraz elemanlara sahip çerçevelerdeki kullanımı giderek artmaktadır. Periyodik yüklemeye maruz kalan geniş başlıklı diyagonallerin kopma durumunu öngörmek ve histeresis (zamana bağlı uzun süreli) davranışını anlamak için detaylı sonlu eleman modeli ile birlikte güvenilir kopma kaidelerine olan ihtiyacın altını çizmek amacıyla geniş başlıklı elemanlar üzerinde sınırlı sayıda deney yapılmıştır. Özellikle diyagonal elemanın boyutlarının büyük olduğu,

dolayısıyla güçlü aktüatörün (uyarıcı) yanında yüksek kapasiteli test çerçevelerinin de gerektiği durumlarda, güvenilir bir sonlu eleman modeli oluşturmak yüksek deney masraflarına kıyasla oldukça ekonomiktir. Bu çalışmada önerilen sonlu eleman modelini doğrulamak için geniş başlıklı diyagonaller üzerinde dokuz adet yarı statik periyodik test yapılmıştır. Malzeme çeşitliliğinin kesit alanı seviyesi üzerindeki etkileri göz önüne alınmıştır. Sonuçlar, geçerli modelin geniş başlıklı diyagonallerin histeresis davranışını eksiksiz olarak, başarı ile temsil edebileceğini göstermiştir. Aşırı düşük periyoda sahip yorulma için, ayarlı periyodik boşlukçuk büyümesi modeli (calibrated cyclic void growth model) kullanılarak Tremblay ve Richard tarafından test edilen numunelerin ortalarında oluşturulan plastik mafsallardaki kopma önceden tahmin edilmiştir. Buna ek olarak, geçerli model, ortadaki plastik mafsalın yer değişimini de gösterebilmektedir. Ayrıca, geniş başlıklı elemanların histeresis davranışları üzerinde ağ yoğunluğunun, birleşme noktalarının sayısının, sınır koşullarının, başlangıç kusurlarının ve başlangıç akma dayanımının etkileri de incelenmiştir.

Bjorhovde (2006), Amerikan Çelik Yapı Enstitüsü (AISC) 1921'de kuruldu ve ilk olarak 1923 yılında Amerika yapısal çelik yönetmeliğini yayımladı. Bu yönetmelik 10 sayfa uzunluğunda ve emniyet gerilmelerine göre tasarım yöntemine dayalıydı. Akabinde, 1989 yılı boyunca emniyet gerilmelerine göre tasarım yönetmeliğinin çeşitli baskıları yayımlandı. Sekizinci baskıdan (1978) itibaren bu yönetmelikte önemli bir değişiklik yapılmadı. Amerika'da limit durumu ya da taşıma gücü yöntemine göre tasarım olarak adlandırılan metot resmi bir şekilde ilk olarak 1986 yılında Taşıma Gücü Yöntemine Göre Tasarım Yönetmeliği olarak yayınladı. Bu yönetmelik 15 yıldır yapılan kapsamlı araştırma ve geliştirme çalışmalarına dayanmaktaydı. Bu yönetmelik daha sonra iki defa revize edildi; bu yönetmeliğin geçerli olan versiyonu ise üçüncü baskısıdır (1999).

İki tane dizayn yönetmeliğinin olması Amerikalı tasarımcılar ve Amerikan endüstrisi için zorluklar meydana getirdi. Bu yüzden, yönetmelikler üzerine çalışan Amerikan Çelik Yapı Enstitüsü komitesi, 13 Nisan 2005 tarihinde kabul edilen tek ve birleştirilmiş bir yapısal çelik dizayn yönetmeliği oluşturdu. Bu çalışmada, nominal dayanım kriterlerinin, uygun güvenilirlik ölçütleri ile kombinasyon halinde kullanılmasını içeren yeni yönetmeliğin temel kavramları tanımlanmıştır. Diğer gelişmelerin arasında,

çerçeveli sistemlerde çapraz elemanların tasarımı ve stabilitenin sağlanması konularına da, elastik olmayan kriterlerin kullanıldığı özgün metotları içeren önemli katkılar yapılmıştır.

Okazaki ve Engelhardt (2007), Eksantrik diyagonal elemanlara sahip çelik çerçevelerdeki bağ kirişlerinin davranışları üzerinde çalışmak için periyodik yükleme testleri yapılmıştır. Bağ uzunluğu kısa kesme akması bağlarından uzun eğilme akması bağlarına kadar değişen, hepsi ASTM A992 çeliğinden oluşan, beş farklı geniş başlıklı profile sahip toplam otuz yedi bağlantı numunesi oluşturulmuştur. Kesme akması bağı numunelerinde gövde kopmasının oluşması, bu kopmalar üzerine ilerleyen çalışmaların yapılmasına neden olmuştur. Bağlantı gövde kopması modern haddelenmiş şekillere özgü bir olay olarak görüldüğü için, bu şekillerin kopması üzerinde malzeme özelliklerinin potansiyel rolü tartışılmıştır. Test verilerine dayalı olarak, başlık narinlik limitindeki değişim çözümlenmiştir. Geçerli Amerikan yönetmeliğindeki şartlarda varsayıldığı gibi, bağa ait aşırı dayanım faktörü olan 1,5 değerinin gayet makul olduğu görülmektedir. Test yaparken kullanılan periyodik yükün zamanla değişiminin bağ performansını önemli ölçüde etkilediği görülmüştür. Test gözlemleri, bağ-kolon bağlantılarının detayları ve bağ takviye parçalarının tasarımı için yeni teknikler ortaya koymuştur.

2.3. Teorik Altyapı İçin Yararlanılan Çalışmalar

Jutras ve Meacham (2016), İnsanlar tarafından inşa edilmiş çevrenin performans tabanlı yangın mühendisliği analizlerini yürütmek, özellikle de performans kriterlerini, yangın senaryolarını ve yangın tasarımını belirtmek ve tanımlamak için yeterli sayıda detaylı kılavuz bulunmamaktadır. Bu boşluğu doldurmak için, yönetmelikte veya mühendisler tarafından direkt olarak kullanılabilecek farklı yapı sistemlerinde meydana gelebilecek dizayn tabanlı yangınları ve bu yapılara ait amaç-kriter-senaryo üçlemesi dizilerini oluşturmak için gerekli metot önerilmiştir. Bu metottaki kuvvetler uygulanırken kullanıcı, binanın yangın güvenliğini sağlamak için gerekli performansın değerlendirilmesinde kullanılan temsili yangın tasarım eğrileri, detaylı yangın senaryoları, hedef ve amaçlarla ilgili ölçülebilir performans kriterleri ve bina içindeki özel amaçları sağlamak için gerekli olan yangın güvenlik hedeflerini tanımlamaktadır. Bu metotta kısaca, senaryoların geliştirilmesi ve yangın tasarım eğrileri ile bağlantı kurmak için

kullanılabilecek olan geçmiş verilerin ve yangın testi sonuçlarının nasıl olması gerektiği üzerine vurgu yapılıp, bu sonuçlara göz atılmıştır.

Bocciarelli ve Barbieri (2017), Bu çalışmada, boşluklu rastgele kesitlere sahip olan yığma kulelerin itme (pushover) analizi için nümerik yaklaşım önerilmiştir. Taş, basınç durumunda doğrusal olmayan bir şekilde yumuşayan, çekme durumunda ise gevrek özellik gösteren bir malzeme olarak değerlendirilmektedir. Kule, önceden tanımlanmış olan yük dağılımının uygulandığı Euler-Bernoulli kiriş teorisine göre modellenmiştir. Fakat problem, yapısal davranıştaki pik sonrası azalan dallanmayı takip etmek için deplasman kontrolü analize göre formüle edilmiştir. Lineer olamayan geometrik etkiler ve lineer olmayan sınır koşulları da göz önüne alınmıştır. Abaqus programı kullanılarak, çok daha kısa bir hesap süresinde, önerilen formülasyon ile elde edilen sonuçların kesinliğini ve güvenilirliğini kanıtlamayı sağlayan, gerçek bir bina (Mantua'da bulunan Gabbia Tower) ile kıyaslamalı olarak itme analizleri yapılmıştır.

Li vd. (2017), Bu çalışmanın temel amacı, statik itme analizinin kesinliğini ve kabul edilebilirliğini değerlendirmektir. Statik itme analiz, kolaylığı nedeniyle, yapısal sismik davranışı hesaplamada yaygın olarak kullanılmaktadır. Ancak, özellikle yapısal çökme kapasitesi problemleri için, bu metodun teorisinde bulunan kısıtlamalar neden ile bu yöntemin kesinliğinin değerlendirilmesi gerekmektedir. Bu arada, yapısal çökme kapasitesini değerlendirirken çökme testleri de statik itme analizinin kesinliğini tam olarak doğrulayamamaktadır. Bu makalede, zaman tanım alanında dinamik analiz ile kıyaslanarak statik itme analizinin kesinliği ve kabul edilebilirliği değerlendirilmiştir. Bu kıyaslama, sarsma tablası ile betonarme esnek çerçeve üzerinde tamamen çökme testi yapılarak doğrulanmıştır. Bu çalışmada tavan deplasmanları, katlar arası ötelenme oranı ve kolon uçlarının eğriliği kıyaslanmıştır. Yapılan çalışmalar, statik itme analizinin, yapı aşırı hasar alıp çökme durumuna yaklaştığı zaman yapısal davranışı aşırı hassasiyetle hesaplayamadığını göstermiştir. Bu hatalar yapısal hasarın ilerlemesi ile birlikte artıp %60'a kadar çıkabilmektedir. Statik itme analizi çökmenin oluşması durumunda yanlış değerlendirmelere neden olabilir. Yapısal sismik çökme kapasitesi değerlendirilirken statik itme analizi tedbirli bir şekilde kullanılmalıdır.

Kamath vd. (2016), Bu çalışmada, statik itme analizi kullanılarak diagrid yapıların performans karakteristikleri üzerinde araştırma yapılmıştır. Üzerinde çalışılan modeller dairesel plana sahip olmakla beraber bu modellerin en-boy oranı olan H/B (H yapını toplam yüksekliği, B ise yapının toplam genişliğidir) de 2,67'den 4,26'ya kadar değişmektedir. Dış kısımda bulunan çapraz elemanlara ait açılar 59^o, 71^o ve 78^o olarak ele alınmıştır. Taban genişliği 12 m değerinde sabit tutulmakla beraber yükseklik yapıya bağlı olarak değişmektedir. Elemanların lineer olamayan davranışı, FEMA 356 yönetmeliğinde tanımlanan moment-eğrilik ilişkisine dayalı olan plastik mafsallar kullanılarak modellenmiştir. Lineer olmayan statik analiz kullanılarak, performans noktalarına tekabül eden çatı deplasmanı ve taban kesmesi açısından yapının sismik davranışı değerlendirilip sonuçlar kıyaslanmıştır. 71^o'lik diyagonal elemana sahip olan modele ait taban kesmesi, çalışmada ele alınan bütün en-boy oranları için artan bir performans göstermektedir. Yapını performansı, en-boy oranından ve diyagonal elemanın açısından etkilenmektedir.

Çağlayan (2009), Makinalarda ve özellikle yapılarda bazen nereden kaynaklandığı tam olarak bilinmeyen titreşimlere rastlanır. Bu titreşimler bazen sadece izleyende rahatsızlığa sebep olurken, bazen de makinalarda arızalanma veya yapılarda çökme durumu gibi ciddi sorunlara neden olabilir. Bir cismin veya yapının doğal frekansı ile aynı frekansta uyarılması sonucunda Rezonans olarak adlandırılan fiziksel olay ortaya çıkar. Rezonansa giren bir yapı veya cisim çok şiddetli bir şekilde titreşir. Bu çalışmada da, rezonans olayı hakkında genel bilgi verilip, rezonansa neden olan etkenler ve yapı veya cisimlerin doğal frekansları hakkında bilgi verilmiştir.

Liu vd. (2016), Bu çalışmada, çelik uzay kafes sistemleri için, deformasyonlar, büyük global sehimler, P-Δ-δ etkileri hesaba katılarak ve bileşen başına bir eleman modeli kullanılarak yapılan zaman tanım alanındaki dinamik analizler için etkili olan nümerik simülasyon tekniği önerilmiştir. Elemanların davranışlarını yakalayabilmek ve başlangıç kusurlarını simüle edebilmek için, hesaplama zamanını daha verimli hala getirmek için iç serbestlik derecelerinin azaltıldığı yerlerde bombeli ve rastgele yerleştirilmiş mafsallı kolon-kiriş elemanları kullanılmıştır. Elemanın kalıcı kütle matrisi Hermite interpolasyon fonksiyonundan türetilmiş ve sistem viskozitesini tanımlamak için de Rayleigh sönümleme modeli kullanılmıştır. Zamana bağlı hareketin denklemini çözümlemek için, adım adım çözümlemede kullanılmak üzere, Newmark algoritması üzerinden direkt zaman

integrasyonu kullanılmıştır. Uzay çerçeve sisteminde meydana gelen büyük sehim analizi için kullanılacak olan, üç boyutlu uzayda serbestçe dönmeye olanak veren, artan sekant rijitlik metodunun kullanıldığı güçlü bir nümerik model tanımlanmıştır. Geçici hareketlere maruz kalan eleman ve çelik çerçevelerin dinamik davranışlarını ele alan bu modeli doğrulamak için doğrulama örnekleri verilmiştir. Yüksek performanslı elemanların kullanıldığı efektif analitik sistem öneren bu çalışmanın farklı özellikleri, nümerik verimliliğin etkili bir şekilde artması ve bu metodun daha pratik hale getirilmesidir.

2.4. Kırılganlık Eğrisi ve Performans Tabanlı Tasarım Konusunda Yararlanılan Çalışmalar

Merczel vd. (2016), Bu çalışmada Eurocode8'e göre dizayn edilen eş merkezli diyagonal elemanlara sahip çerçevelerde yumuşak kat oluşma ihtimali ve bu yumuşak katın çökme durumu araştırılmıştır. İlk olarak efektif dizayn prosedürlerine göre göz önüne alınan etkileri belirlemek için yumuşak kat davranışının doğası ve gelişimi incelenmiştir. İkinci aşamada ise; yumuşak kat oluşumunu önleyerek dizaynı iyileştirebilecek, plastik analiz tabanlı, Eurocode 8'e ek olarak oluşabilecek durumların gelişmesine odaklanılmıştır.

Eş merkezli diyagonal elemanlara sahip çerçeveler yüksek katlı binalarda yanal rijitliği sağlar. Bu durumda da yanal ötelenme azalır ve düşük frekansta titreşimler meydana gelir. Bu nedenle; deprem riski düşük bölgelerde veya düşük periyotlu sismik hareketlere sahip bölgelerde eş merkezli diyagonal elemanlara sahip çerçeveler moment dayanımı gösteren çerçevelere göre daha avantajlıdır. Fakat, deprem bölgelerinde eş merkezli diyagonal elemanlara sahip çerçeveler kötü performans göstermektedir. Kapasite dizaynı prensiplerine göre, yapıların yatay kuvvetleri indirgeyebilmeleri için büyük plastik düktilite kapasitesine sahip olmaları gerekir. Çeliğin bu düktilite şartını sağlamasına rağmen, inelastik deformasyonları da yapının yüksekliği boyunca dağıtabilmesi gerekmektedir. Eş merkezli diyagonal elemanlara sahip çerçeveler bazı durumlarda bu deformasyonları yapının yüksekliği boyunca eşit bir şekilde dağıtmayıp bazı katlarda yumuşak kat oluşmasına sebep olurlar. Yumuşak kat olayında; plastik deformasyonlar ve ötelenmeler yapının bir katında toplanır. Bu da yapının erken göçmesine neden olur.

Burada yazar artan dinamik analiz ile Eurocode 8'e göre dizayn edilen eş merkezli diyagonal elemanlara sahip çerçevelerin performansını değerlendirmiştir. Bu değerlendirmenin amacı; bu yapıların depreme maruz kaldığında yumuşak kat davranışı sergileyip sergilemediğini incelemek, yumuşak kat davranışını ve sebebini belirlemek ve bu davranışın önlenmesi için gerekli çözümleri üretmektir. Yapının performansı artan dinamik analiz eğrileri kullanılarak değerlendirilmiştir. Yumuşak kat davranışının oluşumu ve kolonların yatay rijitliği, diyagonal elemanların plastik deformasyonlarıyla direkt olarak ilişkilidir. Makalenin ilk yarısındaki deneyler sonucunda yumuşak kat davranışının gelişimine katkıda bulunan faktörler ve Eurocode 8'deki bazı şartların zayıflığı tespit edilmiştir. Tespit edilen bu zayıflıklar, Diyagonallerin Daha Sağlam Sismik Dizaynı metodunun geliştirilmesi konusu içinde değerlendirilmiştir. Bu çalışmada bu metottan iki kriter elde edilmiş ve elde edilen bu kriterler Eurocode 'deki yetersiz şartlar ile değiştirilmiştir. Daha sonra bu yeni kriterlere göre Eurocode 8 ile uyumlu olarak yeni eş merkezli diyagonal elemanlara sahip çerçeveler dizayn edilmiş ve bu yapılarda yumuşak katın oluşmadığı, erken çökmenin görülmediği ve bu yapıların istenilenden daha rijit olduğu gözlemlenmiştir. Bundan dolayı, eş merkezli diyagonal elemanlara sahip çerçevelerin performansını iyileştirmek için Diyagonallerin Daha Sağlam Sismik Dizaynı metodu önerilmektedir.

Özel ve Güneyisi (2011), Bu çalışmada eksantrik çelik diyagonaller kullanılarak güçlendirilmiş, orta yükseklikteki betonarme yapının sismik güvenilirliği, kırılganlık eğrileri kullanılarak araştırılmıştır. Güçlendirmede farklı tiplerde çelik diyagonallerin kullanılmasının ne kadar verimli olduğu incelenmiştir. Ayrıca, güçlendirilmiş yapıdaki çelik diyagonallerin yapının yüksekliği boyunca dağılımının sismik performans üzerindeki etkisi de çalışılmıştır. Orijinal yapının güçlendirilmesi için D, K ve V tipi eksantrik diyagonale sahip olan sistemler kullanılmıştır. Bu sistemlerin her biri yapının içerisinde dört farklı dağılım oluşturacak şekilde uygulanmıştır. Kırılganlık analizi için bu çalışmada, elastik kod dizayn spektrumu ile uyumlu olarak üretilen 200 ivme kaydı serisi kullanılmıştır. Dört adet performans limit durumunu (hafif, orta, büyük ve çökme) gözlemlerken, maksimum yer ivmesine göre üretilen bu deprem ivmeleri dizisine maruz kalan yapılıyı analiz etmek için lineer olmayan zaman tanım alanında hesap yöntemi kullanılmıştır. Bu limit durumlarına ait kırılganlık eğrileri, lognormal dağılım varsayımı ile

maksimum yer ivmesine göre geliştirilmiştir. D,K ve V tipi eksantrik diyagonallerin kullanılmasıyla ulaşılan sismik güvenilirliğin geliştirilmesi değerlendirilirken, var olan yapının güçlendirme öncesi ve sonrasına ait olan kırılganlık eğrilerinin medyan değerleri kıyaslanmıştır. Bu çalışmanın sonucu olarak; farklı eksantrik diyagonaller ile güçlendirme yapılan, orta yükseklikteki betonarme yapının sismik performansının iyileştirilmesinde kırılganlık azalmasının formülasyonu kullanılmıştır.

Iyana ve Kawamura (1999), Çelik yapılar, genellikle, hiperstatiktir ve bu yüzden; sistem elemanlarından bazıları deprem süresi boyunca burkulma veya kopmaya maruz kaldığında sistem her zaman çökmeyebilir. Bu makalenin amacı, sistemin kendi içinde var olan bu tip fazlalıkların avantajlarını, olasılığa dayanan mantık çerçevesinde değerlendirmektir. Titreşimsel fazlalıkların faydasını açıklamak amacıyla iki adet yapısal model kullanılmıştır. İlk sistem, farklı doğal periyotlara sahip iki paralel alt sistemden oluşan ikili sistemdir. Diğer sistem ise, tek alt sistemden oluşan tekli sistemdir. Birinci sistem diyagonalleri olan sistemle ilişkili olan moment dayanımlı çerçeve ile, ikici sistem ise, diyagonale sahip sistem ile örneklendirilmiştir. Rastgele spektral özelliklere sahip olan sisteme etkiyen zemin deprem hareketleri olan bilinmeyen durumlar altında ikili sistemin tekli sisteme göre hayatta kalma ihtimalinin daha yüksek olduğu nümerik olarak gösterilmiştir.

İkili yapılar zorlu deprem şartlarında ayakta kalabilecek en basit güvenli yapılar olarak önerilmiştir. Böyle yapılarda, yedek sistem, depreme karşı en çok dayanım göstermesi beklenen birinci alt sistemin çökmesinden sonra deprem hareketine karşı dayanabilmektedir. İkili sitemin altında yatan temel mantık; deprem hareketinin tetiklemesiyle oluşabilecek kritik rezonansı önleyebilecek farklı doğal periyotlara sahip iki farklı alt sistem oluşturmaktır. Dinamik çökme analizi, rezonans periyotu civarında, ikili sistemin tek doğal periyota sahip tekli sisteme göre daha büyük güvenlik katsayısına sahip olduğunu göstermiştir. Rezonansı önleyici bu etki, ileride beklenebilecek depremlerin en etkili periyotlarının olasılığa dayanan mantık çerçevesinde incelenmesi için oldukça faydalıdır. Ayrıca, alt sistemin düktilitesi küçük olduğunda, deprem girdi spektrumunun pik şekli keskin olduğunda ve alt sistemin doğal periyotlarındaki aralığın büyük olduğunda ikili sistemin bu faydasının daha da arttığı görülmüştür.

Lignos ve Karamanci (2013), Bu makalede, çelik yapıların bir parçası olan, sismik bir bölgeye göre tasarlanan eş merkezli diyagonal elemanlara sahip çerçevelerin ötelenme tabanlı ve iki parametreli kırılganlık eğrilerinin gelişimi tartışılmıştır. Bu amaçla; 24 farklı araştırma programından elde edilen deneysel sonuçlar bir veri tabanı içerisinde bir araya getirilmiştir. Periyodik yüklemeye maruz kalan çelik diyagonal elemanlar için; lokal burkulma, eğilme burkulması ve diyagonallerde, kopmadan dolayı oluşan mukavemet kaybı ile ilişkili olmak üzere üç hasar durumu için ötelenme tabanlı kırılganlık eğrileri geliştirilmiştir. Malzeme çeşitliliğinin, diyagonallerin kesit şeklinin ve yükleme kurallarının (protokollerinin) öteleme tabanlı kırılganlık eğrileri üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Daha önce tanımlanan bu üç hasar durumu oluştuğunda beklenen ötelenme oranları ile birlikte narinlik oranı gibi geometrik oranlarla ilişkili olan iki parametreli kırılganlık eğrileri kullanılarak, global ve lokal narinlik oranlarının farklı şekillere sahip çelik diyagonal elemanların kopma düktilitesi üzerindeki etkileri incelenmiştir. Yapılan bu çalışmada dört farklı çelik diyagonal kullanılmıştır. Bunlar; kare veya dikdörtgen HSS profil, yuvarlak HSS profil, W profil ve L profildir. Önerilen kırılganlık eğrileri, eş merkezli diyagonal elemanlara sahip çerçevelerin sismik kırılganlıklarının hızlı değerlendirilmesi için kullanılabilir.

Imanpour vd. (2016), Bu makalede, sismik yüklemeye maruz kalan, kat sayısı birden fazla olan, diyagonal elemanlara sahip çelik çerçevelerin kolonlarına etkiyen düzlem içi eğilme momenti mukavemeti çerçevesinde, kolonların hareket etme ihtimali incelenmiştir. Bu durum sıklıkla dış duvarlar boyunca görülebileceği gibi, yatay kuşakların her kat seviyesinde, diyagonalleri ağırlık kolonlarına bağlamak için kullanılması durumunda da oluşur. Dört adet dört katlı prototip eş merkezli diyagonal elemanlara sahip çerçeve için AISC Sismik Tasarım Şartları'na dayalı sismik dizayn stratejisi kullanılmıştır. Diyagonal elemanlara sahip çerçevenin ve ağırlık kolonunun dizaynı için üç farklı yaklaşım önerilmiştir. Deprem riski yüksek bölgeye inşa edilen ve yüksekliği 15 m ile 30 m arasında değişen, dört katlı çapraz elemanları X şeklinde yerleştirilmiş olan 12 adet yapı grubu önerilen bu yaklaşımlara göre dizayn edilmiştir. Çerçevelerin sismik davranışı, lineer olmayan davranış serisi analizi ile değerlendirilmiştir. Sonuçlar, ağırlık kolonlarının hareket etmeye başladığı zaman çapraz elemanların lineer olmayan sismik kapasitesi düştüğü için diyagonal elemanlara sahip çerçevelerin yanal mukavemeti için sismik performansının iyileştiğini göstermektedir. Buna ek olarak, ağırlık kolonlarının eğilme

momenti parametreleri çapraz elemanlı çerçeve ve ağırlık kolonları arasında bunların nispi eğilme rijitliği ile orantılı olarak dağılmıştır. Yeterli sismik performans ve ekonomik dizayn ancak, her tip için, kolonların kendisine etkiyen eğilme kapasitesine sahip olacak şekilde tasarlanması ile mümkündür. Alternatif olarak, tatmin edici davranış, ağırlık kolonlarının sismik kuvvetler tarafından meydana gelen ve beraberindeki eksenel yük ile etkiyen eğilme momenti göz önüne alınarak tasarlanması ile mümkün olabilir.

Gerasimidis ve Baniotopoulos (2011), Çelik yapıların tasarımı, çoğu zaman, bir takım düzenlemelere veya kodlara bağlı olarak tanımlanan rüzgar yüklerine büyük ölçüde bağlıdır. Hafif ve düktil olan çelik yapıların bu yüklerin en ufak değişiminden bile şiddetli bir şekilde etkilenmesine rağmen rüzgar yükleri yapıların analizinde kullanılmaktadır. Son 10 yıl boyunca, bu yük türünden kaynaklanan çökmeler arttığı için orantısız çökme analizi ilgi odağı haline gelmiştir. Bu çalışmada, yaygın olarak kabul gören ana prensipler ve metotlar üretilmiştir. Bunlar arasında en çok kullanılan ve önemli olanı Savunma Tesisleri Bölümü (Tesislerin Korunması Bakanlığı) kriterleridir. Bunun yanı sıra diğer kriterlerde, yapının sağlam olmasını ve bu sağlamlığı sürdürebilmesini sağlayabilmek için kolon kaybı olayı modelleme senaryosu olarak önerilmiştir. Ancak, bütün ana prensipler, şu ana kadar, kolon kaybı analizini rüzgar yükü ile birlikte ele almamaktadır. Bu ana prensipler kolon kaybı analizini ancak ölü yük ile birlikte ele alabilmektedir. Bu makalede, çelik çerçeveler için farklı rüzgar yükü şiddetlerinin içeren zaman tanım alanında orantısız dinamik çökme analizi yapılmıştır. İlgili bakış açıları, momente karşı direnç gösteren sistemlerin beş faklı nümerik örneğinin parametrik analizi kullanılarak tartışılmıştır.

Ciftci vd. (2014), Ağaçlar, toplumun ve insanların çevresel, ekonomik ve sosyolojik çıkarları açısından çok önemli bir yere sahiptir. Fakat bu canlılar, özellikle rüzgar fırtınasına maruz kaldıkları zaman, ekonomik ve sosyal sorunlara neden olabilmektedir. Bu sıkıntıların oluşma riskini değerlendirmek amacıyla uygun yöntem ve araçların bulunması toplum için son derece faydalı olacaktır. Bu çalışmada, rüzgar fırtınasına maruz kalan ağaçların yıkılma ihtimalini belirlemek için kullanılması öngörülen bir yaklaşım açıklanmış ve bu yaklaşım Amerika'nın Massachusetts eyaletinde yer alan iki akçaağaç türü kullanılarak örneklendirilmiştir. Bahsedilen yaklaşım dört adım içermektedir: (1) Modifiye edilmiş Ochi-Shin spektrumu kullanılarak rastgele zamana bağlı olarak değişen rüzgar hızı örneklerinin üretilmesi, (2) bahar (yapraklı) ve sonbahar (yapraksız) mevsimleri

için, zamana bağlı bu rüzgar hızı örneklerinin sonlu eleman modellerine yük olarak uygulanması, (3) rastgele oluşturulan zamana bağlı rüzgar hızları ile üretilen maksimum eğilme momentlerinin zeminden 1,4 m yüksekliğindeki ağacın yıkılma (akma) momenti ile kıyaslanması, (4) her rüzgar hızı için 1000 tane bağımsız ve zamana bağlı olarak değişen rüzgar hızı ve ortalama rüzgar hızları aralığı için Monte Carlo simülasyonu kullanılarak ağaçların yıkılma/kırılganlık eğrilerinin hesaplanması.

Shin vd. (2015), Yapı tasarım kodlarında, kat sayısı 3'ten az olan ve döşeme alanı 1000 m^2'den az olan yapılar küçük ölçekli yapılar olarak tanımlanmakta olup, bu yapılar genellikle depremle ilgili şartlardan muaf tutulmaktadır. Deprem sırasında meydana gelebilecek potansiyel can ve mal kaybı tehlikesini önlemek amacıyla bu tür yapılar yürürlükte olan dizayn kodlarına uyum sağlamaları için güçlendirilmelidir. Bu çalışmada, sadece zati yüklere göre dizayn edilen 2 katlı çelik çerçeveye sahip yapı için, kırılganlık konturu yöntemi kullanılarak, burkulmaya karşı direnç gösteren çelik göğüslemeler ile sismik güçlendirme şeması geliştirilmiştir. Etkili bir güçlendirme şeması geliştirmek için, istenilen performans düzeyine ulaşmak amacıyla 75 adet göğüsleme için analitik model kullanılmıştır. Daha sonra kırılganlık konturu yöntemi kullanılarak, güçlendirmeden önce ve sonra yapının sismik performansı değerlendirilip yapısal çökme veya yapı bileşenlerinin taşıma gücünü kaybetmesi gibi yapısal limit durumlarının oluşması ihtimaline karşı performans seviyesinin iyileştirilmesi değerlendirilmiştir. Analitik çalışmalara dayalı olarak, geliştirilen göğüsleme modellerinin ağırlığı açısından çeşitli senaryolara dayalı olarak, güçlendirme şeması için en etkili göğüsleme modeli önerilmiştir. Bu çalışma kırılganlık konturu yönteminin, yapıların sismik olarak değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi için etkili bir araç olabileceğini göstermektedir.

Pirizadeh ve Shakib (2013), Göz önüne alınan limit durumu ve sismik yoğunluğun seviyesine bağlı olarak, kütlesi, rijitliği ve dayanımı yüksekliği boyunca düzensiz olarak dağılmış olan yapıların performansı, düzenli yapıların performansına kıyasla büyük ölçüde farklılık gösterebilmektedir. Olasılığa dayanan performans tabanlı deprem mühendisliği çerçevesinde, yapıların sismik performansını etkileyen düşey düzensizliklerin etkisini belirlenmesi mümkündür. Bu çalışmada olasılığa dayalı yaklaşım kullanılarak, çeşitli performans düzeylerinde bulunan, geometrik olmayan düşey düzensizliklere sahip yapılar ile düzenli yapıların deprem performansları kıyaslanmıştır. Sonuçlar göstermektedir ki,

özellikle çökmeye yakın limit durumlarında, yapının yüksekliği boyunca üniform olmayan dağılım gösteren yanal özellikler sismik performansı etkilemektedir. Bu durum, düşey düzensizliklerin tipine ve pozisyonuna bağlı olarak, yapının sismik yoğunluk kapasitesini veya süneklik kapasitesini etkileyebilir. Ayrıca olasılığa dayalı sismik performans tabanlı tasarım açısından bakacak olursak, düşey düzensizlikler GI performans seviyesinin %5-%10 aşılmasına ait yıllık ortalama frekansı artırmaktadır.

Ramirez vd. (2015), Bu çalışmada, 1994 yılından önce inşa edilen, kaynaklı başlıklara ve bulonlu gövdeye sahip kolon kiriş bağlantılarında meydana gelen hasarları hesaplamaya olanak sağlayan kırılganlık fonksiyonları geliştirilmiştir. Kırılganlık eğrileri, bağlantılarda meydana gelen maksimum ötelenme oranının fonksiyonu olarak kırılma veya akma durumunun meydana gelme olasılığını hesaplamayı sağlamaktadır. Bu yüzden kırılganlık eğrileri, var olan moment dayanımlı çelik çerçevenin sismik performansının değerlendirilmesinde kullanılacak performans tabanlı metodolojiler için oldukça elverişlidir. Bu çalışmada, son 26 yıl boyunca yapılan 10 farklı araştırma kapsamında test edilen 51 adet kolon-kiriş alt bileşenlerinin deneysel sonuçlarına dayalı olarak kırılganlık fonksiyonları geliştirilmiştir. Bu makalede kırılganlık eğrileri geliştirilirken, bu eğrilerin deneysel sonuçların ufak bir numunesi olarak geliştirilmesine dayanan faktörlerle alakalı istatistiksel bilinmeyenlerin yanı sıra numunelerin farklı olmasından dolayı oluşan bilinmeyenler de göz önüne alınmıştır. Sonuçlar, kırılmanın gözlendiği katlar arası ötelenmelerdeki çeşitliliğin, akmanın oluştuğu katlar arası ötelenmelerden daha büyük olduğunu göstermektedir. Buna ek olarak, mühendislik uygulamalarında yaygın olarak kullanılan eski tip bağlantılara sahip kirişlerde kırılma ihtimali %70-%80'dir.

Kazantzi vd. (2014), Yapıların sismik performansının güvenli bir şekilde hesaplanabilmesi için, keyfi olarak seçilen ve yapının doğasında var olan bilinmeyen sistem parametrelerinin belirlenmesi gerekmektedir. Birkaç önemli ilerleme sayesinde, üzerinde çalışılan dört katlı moment dayanımlı çelik çerçeve için bu hedefe ulaşılmıştır. İlk olarak, bu sisteme ait dayanım ve plastik deformasyon özellikleri tamamen üç boyutlu parametreler haline getirilerek gelişmiş bir nümerik model oluşturulmuştur. Bileşenler arası korelasyonu içeren olasılıksal dağılım gösteren parametreler kullanılarak, çelik kesitlerin periyodik davranışlarını modellemek için kullanılan deneysel verilerden ampirik ilişkiler türetilmiştir. Son olarak, bilinmeyenlerin etkisi altındaki modelin sismik

performansının tam olarak değerlendirilebilmesi için artan dinamik analiz ve Monte Carlo simülasyonu kullanılmıştır. Üzerinde çalışılan moment dayanımlı çelik çerçeve ve göz önüne alınan yapısal kalite düzeyleri (örneğin, iyi, orta, düşük) açısından, iyi tasarlanmış modern binalara ait model için parametre bilinmeyenlerinin göz önüne alındığı ve alınmadığı durumlarda elde edilen yapısal taleplerin değerlendirilmesi üzerinde iyi bir mutabakata varılmasına rağmen, özellikle yapım aşamasında alt standart kalite kontrollerinin uygulandığı durumlarda, potansiyel talep kapasite korelasyonunun, lokal hasar durumlarına ait kırılganlığın yenilikçi yöntemlerle hesaplanmasına yol açacağı görülmektedir.

Gong vd. (2013), Bu çalışmada, şiddetli deprem yüküne maruz kalan yapıların değerlendirilmesinde kullanılan zamana bağlı lineer olmayan davranış prosedürü aracılığıyla çelik yapı çerçeveleri için optimal kapasite dizayn metodu önerilmiştir. Dizayn amaçları olarak, minimum yapısal ağırlık, minimum sismik enerji girişi ve kaynak ile birleştirilmiş elemanların maksimum histeretik enerjisi tanımlanmıştır. Dizayn kısıtlamaları, bütün çerçeve elemanları için plastik deformasyon limitlerini ve bütün katlar arası ötelenmeler için toplam deformasyonları içermektedir. Piyasada bulunan çelik kesit şekilleri arasından optimal eleman kesitinin seçilebilmesi için, dizayn optimizasyon yöntemi olarak çok amaçlı genetik algoritma kullanılmıştır. Dizayn metodu, üç katlı eş merkezli diyagonal elemanlara sahip çelik çerçevenin detayları üzerinde örneklerle gösterilmiştir.

Szalai ve Papp (2009), Çelik kolon ve kirişlerin stabilite dayanımı yapısal mühendislik alanındaki araştırma konuları ile alakalıdır. Devam eden bu araştırmaların temel amaçlarından biri, standart dizayn prosesleri geliştirip, bunları daha komplike hala getirerek gerçek davranışı daha iyi modelleyebilmeyi sağlamaktır. Bu makalede, haddelenmiş I profilden oluşan çelik kolon ve kirişlerin olasılığa dayalı stabilite dayanımları derinlemesine incelenmiştir. En yaygın istatistiksel verilere dayalı olan ve düzeltilip diğer sonuçlarla uyum hale getirilmiş sonuçlara ulaşabilmek için, birçok rastgele değişken göz önüne alınmış, üst düzey istatistiksel hesaplamalar yapılmış ve olasılığa dayalı özel bir model uygulanmıştır. Elde edilen sonuçlar, standart dizayn prosesleri üzerinde yapılan güvenilirlik kontrollerinde kullanılabilmektedir.

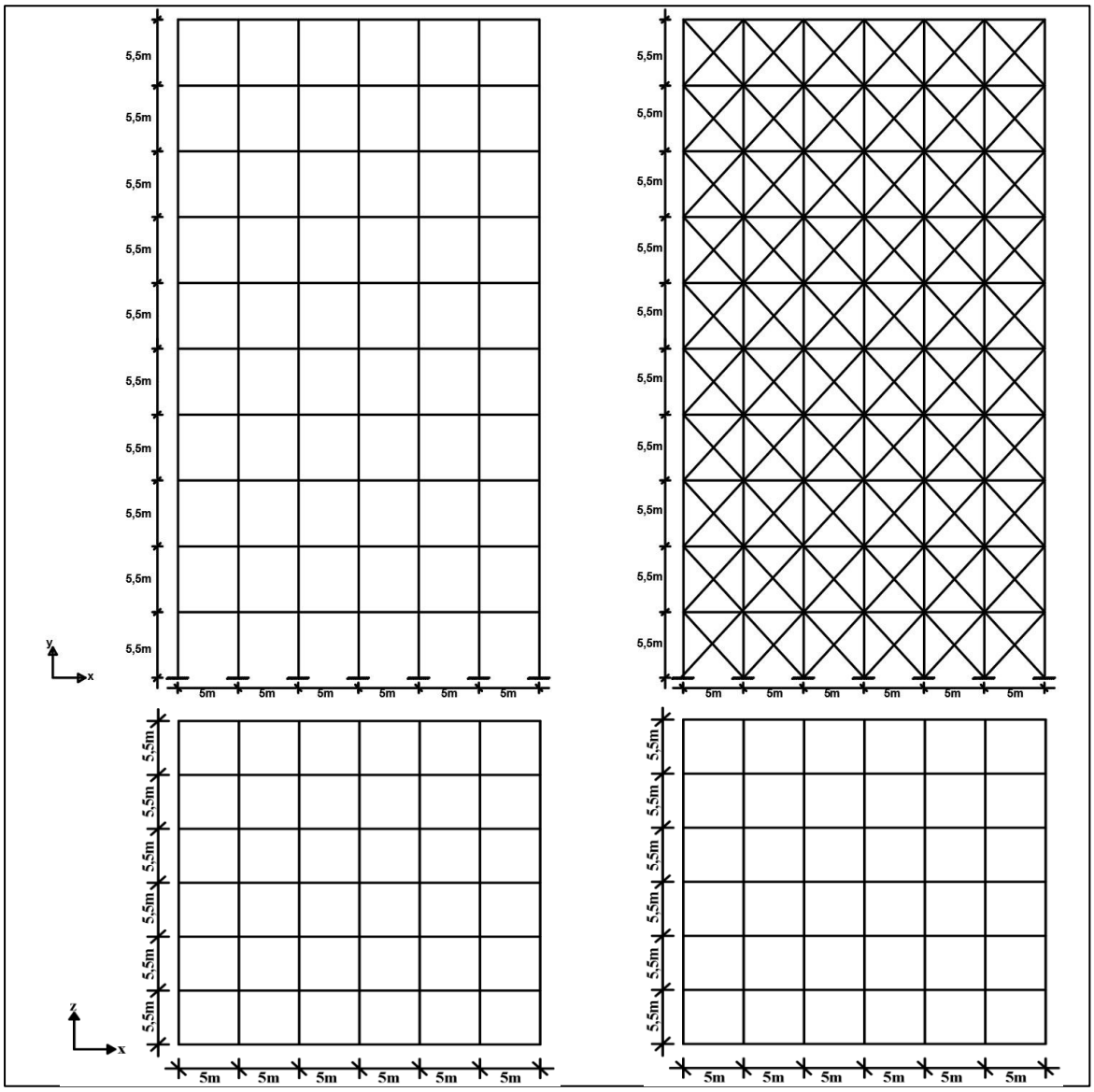
Sakurai vd. (2001), PR (kısmen ankre edilmiş) bağlantı tipine sahip çelik çerçevelerin güvenilirliği, bağlantıların moment-dönme karakteristiklerinde bulunan değişkenlere bağlıdır. Bu makalede kolon ve kirişlere ait eğilme rijitliği ile iç bağlantı rijitliğinin etkisini kıyaslamak amacıyla olasılığa dayalı sonlu eleman analizi kullanılarak, bahsedilen değişken kaynağının, çerçeve deformasyonlarında mevcut olan bilinmeyene katkısı incelenmiştir. PR bağlantılar kiriş ve kolon başlıklarını bağlayan tepede ve alt kısımda bulunan iki tane L profil ile kiriş gövdesini kolon başlığına bağlayan iki adet L profile sahiptir. Yanal yükün fonksiyonu olan maksimum yatay deplasman, katlar arası maksimum ötelenme oranı ve elastik eğilme momenti kapasitesi ile alakalı üç limit durumunun aşılma olasılığını tanımlayan sistem kırılganlıklarını tanımlamak için olasılığa dayalı sonu eleman analizi kullanılmıştır. Performans tabanlı tasarımda, iç bağlantı rijitliğine ait değişkenlerin çerçeve davranışı üzerindeki etkisi oldukça önemlidir.

Mazza ve Fiore (2016), Bu çalışmanın amacı, yangına maruz kaldıktan sonra rijitlik ve dayanım özelliklerinde düşüş meydana gelen çelik yapıların rüzgar ve deprem davranışlarını iyileştirmek için kullanılan viskoelastik sönümleyicilerin verimliliğini değerlendirmektir. Bu nedenle, düşük deprem riskine sahip bölgeler için Eurocode 1, Eurocode 3 ve eski İtalyan deprem yönetmeliğine göre tasarlanan 10 katlı çelik ofis binası test yapısı olarak kullanılmıştır. Eurocode 1'e göre hazırlanan parametrik sıcaklık-zaman eğrisine ve birinci, beşinci, onuncu katların alanları ile sınırlı uniform sıcaklıktaki yangın alanına sahip olduğu varsayılan üç farklı yangın senaryosu ile yangının olmadığı durum için test yapısının dinamik davranışı kıyaslanmıştır. Yangın esnasında hasar görmüş yapıların güçlendirilmesi için, viskoelastik sönümleyicilere sahip olan veya olmayan diyagonal çelik elemanlar ile yapısal güçlendirme çözümleri üzerinde çalışılmıştır. Çerçeve elemanları, diyagonal elemanların lineer elastik olarak değerlendirilmesine ve deprem yükleri altındaki lineer olmayan davranışın simülasyonuna imkan veren bilineer model kullanılarak idealleştirilmiştir.

3. MATERYAL VE YÖNTEM

3.1. Sistemin Modellenmesi

Bu çalışmada, moment dayanımlı çerçeve ve diyagonal elemanlı çerçeve olmak üzere iki farklı yapısal sistem kullanılmıştır (Şekil 3.1.). Kullanılan sistemler 5 m uzunluğunda 6 açıklığa ve 5,5 m yüksekliğinde 10 kata sahiptir.



Şekil 3.1. Ele alınan yapısal sistemler

Yapının mimarisi simetrik olacak şekilde ayarlandı. Yapıdaki boşluklar (merdiven boşluğu, asansör boşluğu vs.) hesaba katılmamıştır. Yapıda cephe malzemesi olarak cam kullanıldığı varsayılmıştır. Bu malzeme hafif bir malzeme olduğu için ağırlığı göz ardı edilmiştir.

Yapılacak analiz sayısının çok fazla olması nedeniyle yapıların üç boyutlu olarak analiz edilmesi çok uzun zaman almaktadır. Bundan dolayı, yapılan literatür taramaları da göz önünde bulundurularak, yapılar iki boyutlu olarak modellenip analiz edilmiştir (Kazantzi, A.K. vd., 2014). Yapılar modellenirken SAP2000 programı kullanılmıştır.

3.1.1. Yapılara etkiyen yüklerin belirlenmesi

Yapıların mimari özellikleri, taşıyıcı sistemleri, mesnet şartları ve nasıl modelleneceği belirlendikten sonra rüzgar yükü hesabına geçilmiştir. Yapılara ait rüzgar yükü hesabı ASCE 7-10'a göre yapılmıştır. Yapılar, işyeri binası olarak tasarlanacağı için, ASCE 7-10 Tablo 1.5-1'e bağlı olarak bu yapılara ait risk kategorisi 3 seçilmiştir (Çizelge 3.1.).

Çizelge 3.1. Yapılara ait risk kategorisi

Yapının Kullanım Amacı	Risk Kategorisi
Çökmesi durumunda insan hayatı için düşük riske sahip olan bina veya diğer yapılar	1
Kategori 1, 3, 4'te yer almayan bütün binalar ve diğer yapılar	2
Çökmesi durumunda insan hayatı için büyük riske sahip olan bina veya diğer yapılar Çökmesi durumunda büyük ekonomik kayıplara neden olabilecek ve/veya toplumsal hayatı büyük ölçüde sekteye uğratabilecek, Risk Kategorisi 4'te yer almayan, bina veya diğer yapılar.	3
İnsan hayatı için birinci dereceden önem arz eden, temel ihtiyaç olarak tasarlanan tesisler Çökmesi durumunda toplum için büyük riske sahip olan bina veya diğer yapılar	4

Daha sonra ASCE 7-10 Şekil 26.5-1B'deki verilere göre interpolasyon yapılarak, yapıların inşa edileceği Boston şehri için temel rüzgar hızı 62,14m/sn olarak belirlenmiştir (Şekil 1.4.). Temel rüzgar hızı, 500 yıllık geri dönüş periyotu olan maksimum fırtına hızının $\sqrt{1,5}$ değerine bölünmesiyle elde edilen rüzgar hızıdır.

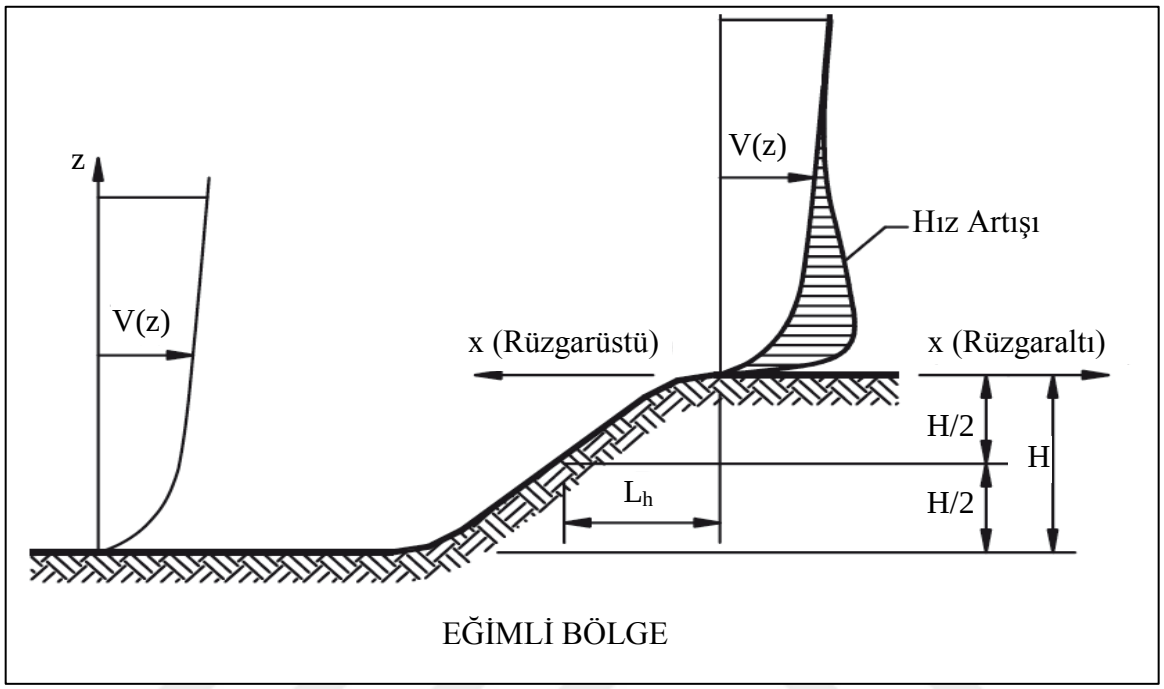
Temel rüzgar hızı da seçildikten sonra, ASCE 7-10 Tablo 26.6-1'e göre, yapılara ait rüzgar yönlülük faktörü belirlenmiştir (Çizelge 3.2.). Kullanılan yapılar rüzgara karşı direnç gösteren ana sistemler olduğu için rüzgar yönlülük faktörü olan K_d değeri 0,85 olarak seçilmiştir. Rüzgar yönlülük faktörü, maksimum rüzgar hızının yapı veya yapısal bileşene zayıf doğrultuda etki etmeme ihtimaline tekabül etmektedir.

Çizelge 3.2. ASCE 7-10 Tablo 26.6-1'e göre, yapılara ait rüzgar yön çarpanı (K_d)

Yapı Tipi	Rüzgar Yön Çarpanı K_d
Yapılar	
Rüzgara Karşı Direnç Gösteren Ana Sistem	0,85
Bileşenler ve Cephe Kaplaması	0,85
Kemer Çatılar	0,85
Bacalar, Tanklar ve Benzer Yapılar	
Kare	0,90
Hegzagonal	0,95
Dairesel	0,95
Bağımsız Yekpare Duvarlar ve Birleşik veya Bağımsız Yekpare Levhalar	0,85
Açık Levhalar ve Kafes Çerçeve	0,85
Kafes Sisteme Sahip Kuleler	
Üçgen, Kare, Dikdörtgen	0,85
Diğer kesit alanlarına sahip olanlar	0,95

Bir sonraki adım olarak, ASCE 7-10 Bölüm 26.7-3 ve Şekil 26.8-1'e göre, yapılara ait maruz kalma kategorisi belirlenmiştir. Maruz kalma kategorisi, yapının inşa edileceği alana ait zemin yüzey bozukluklarını yeterli ölçüde belirleyen ve bu alanın karakteristiklerini doğru bir biçimde yansıtan bir sınıflandırma biçimidir. Maruz kalma

kategorisi seçilirken, yapıların rüzgar yönüne olan mesafesini belirten x değerinin 1000 m olduğu varsayılmıştır (Şekil 3.2.). Şekil 3.2.'de eğimli bir bölgede meydana gelen rüzgarın yapıya nasıl etkidiği gösterilmiştir.



Şekil 3.2. Eğimli bölgedeki rüzgar artışı

Bu şekilde yer alan V(z) değeri rüzgar hızını, H değeri eğimli bölgenin yüksekliğini, L_h değeri ise eğimli bölgenin uzunluğunu göstermektedir. x değerinin 1000 m seçilmesinin sebebi ise, Boston şehrindeki yüksek binaların genellikle düzlüklere inşa edilmiş olmasıdır. Yani bu yapılar, rüzgar sırasında herhangi bir yeryüzü şeklinden (dağ, sırt vs.) etkilenmemektedir. Bu varsayıma göre, maruz kalma kategorisi B olarak seçilmiştir.

Daha sonra, yapıların ASCE 7-10 Bölüm 26.8-1'deki şartların hepsini sağlayıp sağlamadığına bakılmıştır. Yapılar bu şartların hepsini sağlamamaktadır. Bundan dolayı yapılara ait topoğrafik faktör olan K_{zt}, ASCE 7-10 Bölüm 26.8-2'ye göre 1,0 olarak seçilmiştir. Topoğrafik faktör, rüzgar tasarım hızının hesaplanmasında kullanılan rüzgar hızlanma etkisidir.

Topoğrafik faktör belirlendikten sonra, çerçevelerin birinci moduna ait doğal frekansın (temel doğal frekansın), daha sonra kontrolü yapılmak sureti ile, 1 Hz'ye eşit ya da bu değerden daha büyük olduğu varsayılmıştır. Doğal frekans, bir yapının sadece kütlesine ve esnekliğine bağlı olan, o yapının yüksek genlikle ve sürekli titreşmesine neden olan frekanstır (Çağlayan, 2009). Bu varsayımlar doğrultusunda, ASCE 7-10 Bölüm 26.2'ye göre her iki çerçevenin de rijit olduğu kabul edilmiştir. Ardından bu kabul doğrultusunda, her iki çerçeveye ait rüzgar etki faktörü seçildi. Rüzgar etki faktörü, rüzgar türbülansı-yapı etkileşiminden dolayı rüzgar yönünde meydana gelen yükleme etkilerine tekabül etmektedir. ASCE 7-10 Bölüm 26.9.1'e göre, yapılara ait rüzgar etki faktör olan G değeri 0,85 olarak seçilmiştir.

Rüzgar etki faktörü seçildikten sonra, yapılar için çevrelenme sınıflandırması yapılmıştır. Yapıların etrafı cam duvarlar ile kaplı olduğu için yapılar kapalı bina olarak sınıflandırılmıştır. Bu sınıflandırma doğrultusunda, ASCE 7-10 Tablo 26.11-1'e göre, yapılara ait iç basınç katsayısı olan $GC_{pi} \pm 0,18$ olarak seçilmiştir (Çizelge 3.3.). İç basınç kat sayısı, yapılara ait rüzgar yüklerinin belirlenmesinde kullanılan, rüzgar etki faktörü ve iç basınç katsayısına bağlı olarak üretilen bir katsayıdır.

Çizelge 3.3. Çevrelenme sınıflandırmasına göre iç basınç katsayısı (GC_{pi})

Çevrelenme Sınıflandırması	(GC_{pi})
Açık Binalar	0,00
Kısmen Kapalı Binalar	+0,55 -0,55
Kapalı Binalar	+0,18 -0,18

Sonraki adım olarak, ASCE 7-10 Tablo 27.3-1'e göre, yapılara ait hız basıncına maruz kalma katsayıları olan K_h ve K_z belirlenmiştir (Çizelge 3.6.). K_z, rüzgarın geliş yönüne ait olan, z yüksekliğindeki hız basıncına maruz kalma katsayısıdır. K_h ise, rüzgar altı yönüne ait olan, z = h yüksekliğindeki hız basıncına maruz kalma katsayısıdır. K_h değeri 1,17 olarak belirlenmiştir. K_z değeri is yüksekliğe bağlı olarak değişmektedir.

Çizelge 3.4'de yer almayan yükseklik değerlerine ait K_z değerleri ise ASCE 7-10 Tablo 28.3-1'e bağlı olarak hazırlanan Denklem 3.1.'e göre hesaplanmıştır.

$$K_z = 2{,}01*(15/z_g)^{2/\alpha} \quad (3.1.)$$

Çizelge 3.4. Maruz kalma kategorisine ve zemin seviyesinden itibaren yüksekliğe bağlı olarak hız basıncına maruz kalma katsayısı

Zemin Seviyesinden İtibaren Yükseklik, z		Maruz Kalma Kategorisi		
ft	M	B	C	D
0-15	0-4,6	0,57	0,85	1,03
20	6,1	0,62	0,90	1,08
25	7,6	0,66	0,94	1,12
30	9,1	0,70	0,98	1,16
40	12,2	0,76	1,04	1,22
50	15,2	0,81	1,09	1,27
60	18	0,85	1,13	1,31
70	21,3	0,89	1,17	1,34
80	24,4	0,93	1,21	1,38
90	27,4	0,96	1,24	1,40
100	30,5	0,99	1,26	1,43
120	36,6	1,04	1,31	1,48
140	42,7	1,09	1,36	1,52
160	48,8	1,13	1,39	1,55
180	54,9	1,17	1,43	1,58
200	61,0	1,20	1,46	1,61
250	76,2	1,28	1,53	1,68
300	91,4	1,35	1,59	1,73
350	106,7	1,41	1,64	1,78
400	121,9	1,47	1,69	1,82
450	137,2	1,52	1,73	1,86
500	152,4	1,56	1,77	1,89

ASCE 7-10 Tablo 26.9-1'e bağlı olarak α değeri 7,0, z_g değeri de 365,76 m olarak seçilmiştir (Çizelge 3.5.). z_g değeri, atmosfer sınır tabakasının nominal yüksekliği, α değeri ise 3 saniyelik rüzgar hızına ait kuvvet yasasının üstel ifadesidir.

Çizelge 3.5. Maruz kalma kategorisine bağlı olarak α ve z_g değerleri

Maruz Kalma Kategorisi	α	z_g (m)
B	7	365,76
C	9,5	274,32
D	11,5	213,36

Çizelge 3.6. Yapıların yüksekliğine göre hesaplanan K_z ve K_h değerleri

Zemin Seviyesinden İtibaren yükseklik, z (m)	K_z	K_h
0,000	0,57	1,17
1,375	0,57	1,17
4,125	0,57	1,17
5,500	0,61	1,17
6,875	0,65	1,17
9,625	0,71	1,17
11,000	0,74	1,17
12,375	0,76	1,17
15,125	0,81	1,17
16,500	0,83	1,17
17,875	0,85	1,17
20,625	0,88	1,17
22,000	0,90	1,17
23,375	0,92	1,17
26,125	0,95	1,17
27,500	0,96	1,17
28,875	0,97	1,17
31,265	1,00	1,17
33,000	1,01	1,17
34,375	1,02	1,17
37,125	1,05	1,17
38,500	1,06	1,17
39,875	1,07	1,17
42,625	1,09	1,17
44,000	1,10	1,17
45,375	1,11	1,17
48,125	1,13	1,17
49,500	1,14	1,17
50,875	1,14	1,17
53,625	1,16	1,17
55,000	1,17	1,17

Yapıların yüksekliğine bağlı olarak hesaplanan K_z ve K_h değerleri Çizelge 3.6.'da gösterilmiştir. Çizelge 3.6.'dan da anlaşılacağı gibi K_z değeri yüksekliğe bağlı olarak değişirken, K_h değeri sabit kalmaktadır.

Daha sonra, ASCE 7-10 Şekil 27.4-1'e göre yapılara ait dış basınç katsayısı olan C_p seçilmiştir. Dış basınç katsayısı genellikle, yapının duvarlarına ve çatısına etkiyen basınç ile ilişkilendirilmektedir. Bu katsayı belirlenirken, seçilen çatı tipinin düz çatı olmasından dolayı çatıya rüzgar yükü etkimediği varsayılmıştır. Bu varsayım doğrultusunda, rüzgarın estiği yöndeki (rüzgar yönündeki) duvarlar için C_p değeri 0,8 olarak, rüzgarın yapıyı terk ettiği yöndeki (rüzgar altı yönü) duvarlar için de C_p değeri -0,5 olarak alınmıştır (Çizelge 3.7.). 2 boyutlu analiz yapılacağı için yan duvarlar göz önüne alınmadı.

Çizelge 3.7. Yapıların duvarlarına ait basınç katsayıları (C_p)

Duvar Basınç Katsayısı, C_p			
Yüzey	L_p/B	C_p	Birlikte Kullanıldığı Değer
Rüzgar Yönündeki Duvar	Bütün Değerler	0,8	q_z
Rüzgar Altı Yönündeki Duvar	0-1	-0,5	q_h
	2	-0,3	
	≥4	-0,2	
Yan Duvar	Bütün Değerler	-0,7	q_h

Daha sonra ASCE 7-10 Denklem 27.3-1'e bağlı olarak, yapılara ait rüzgarın geliş yönündeki ve rüzgar altı yönündeki duvarlar için hız basınçları olan q_z ve q_h değerleri hesaplanmıştır (Denklem 3.2., Denklem 3.3.). Hesaplanan bu değerler Çizelge 3.8.'de gösterilmiştir.

$$q_z = 0{,}613K_zK_{zt}K_dV^2 \quad (3.2.)$$

$$q_h = 0{,}613K_hK_{zt}K_dV^2 \quad (3.3.)$$

Çizelge 3.8.'e bakıldığında q_z ve q_h değerlerinin yükseklik ile birlikte arttığı görülmektedir.

Çizelge 3.8. Yapıların duvarlarına ait hız basıncı değerleri (q_z ve q_h)

Zemin Seviyesinden İtibaren yükseklik, z (m)	q_z (N/m^2)	q_h (N/m^2)
0,000	1156,32	2354,01
1,375	1156,32	2354,01
4,125	1156,32	2354,01
5,500	1219,01	2354,01
6,875	1299,26	2354,01
9,625	1430,37	2354,01
11,000	1485,99	2354,01
12,375	1536,85	2354,01
15,125	1627,54	2354,01
16,500	1668,51	2354,01
17,875	1707,11	2354,01
20,625	1778,35	2354,01
22,000	1811,45	2354,01
23,375	1843,10	2354,01
26,125	1902,61	2354,01
27,500	1930,70	2354,01
28,875	1957,80	2354,01
31,265	2002,79	2354,01
33,000	2033,94	2354,01
34,375	2057,80	2354,01
37,125	2103,55	2354,01
38,500	2125,52	2354,01
39,875	2146,94	2354,01
42,625	2188,24	2354,01
44,000	2208,18	2354,01
45,375	2227,68	2354,01
48,125	2265,45	2354,01
49,500	2283,75	2354,01
50,875	2301,70	2354,01
53,625	2336,58	2354,01
55,000	2353,55	2354,01

Daha sonra ASCE 7-10 Denklem 27.4-1'e bağlı olarak, moment dayanımlı çerçevenin duvarlarına ait olan tasarım rüzgar basıncı olan p değeri hesaplanmıştır (Denklem 3.4.).

$$p = qGC_p - q_i(GC_{pi}) \qquad (3.4.)$$

Diyagonal elemanlara sahip çerçevenin duvarlarına ait olan tasarım rüzgar basıncı olan p değeri ise, ASCE 7-10 Denklem 27.4-1'e göre hesaplanmıştır (Denklem 3.5.).

$$p = qG_fCp - q_i(GC_{pi}) \quad (3.5.)$$

ASCE 7-10 Bölüm 24.4.1'e göre; rüzgarın geldiği yönde bulunan ve z yüksekliğine sahip duvarlar için $q = q_z$, rüzgar altı yönünde bulunan bütün duvarlar için $q = q_h$, rüzgarın estiği yönde ve rüzgar altı yönünde bulunan bütün duvarlar için de $q_i = q_h$ olarak alınmalıdır. +0,18 ve -0,18 olmak üzere iki farklı GC_{pi} değeri seçildiği için bu değerlere göre ayrı hesap yapılmıştır.

3.1.1.1. GC_{pi} = +0,18 değeri için p_z ve p_h değerleri

GC_{pi} = +0,18 değeri için p_z ve p_h değerleri Çizelge 3.9.'da verilmiştir. Bu çizelgeye bakıldığında, her iki çerçeveye (moment dayanımlı çerçeve ve çapraz elemanlara sahip çerçeve) ait p_z değerlerinin yüksekliğe bağlı olarak arttığı, p_h değerinin ise yükseklik ile değişmediği görülmektedir.

3.1.1.2. GC_{pi} = -0,18 değeri için p_z ve p_h değerleri

GC_{pi} = -0,18 değeri için p_z ve p_h değerleri Çizelge 3.10.'da verilmiştir. Bu çizelgeye bakıldığında, her iki çerçeveye (moment dayanımlı çerçeve ve çapraz elemanlara sahip çerçeve) ait p_z değerlerinin yüksekliğe bağlı olarak arttığı, p_h değerinin ise yükseklik ile değişmediği görülmektedir.

Çizelge 3.9. ve Çizelge 3.10. incelendiğinde GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda p_z değerleri daha büyük, GC_{pi} değerinin -0,18 olması durumunda ise p_h değerleri daha büyük çıkmaktadır.

Çizelge 3.9. GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda p_z ve p_h değerleri

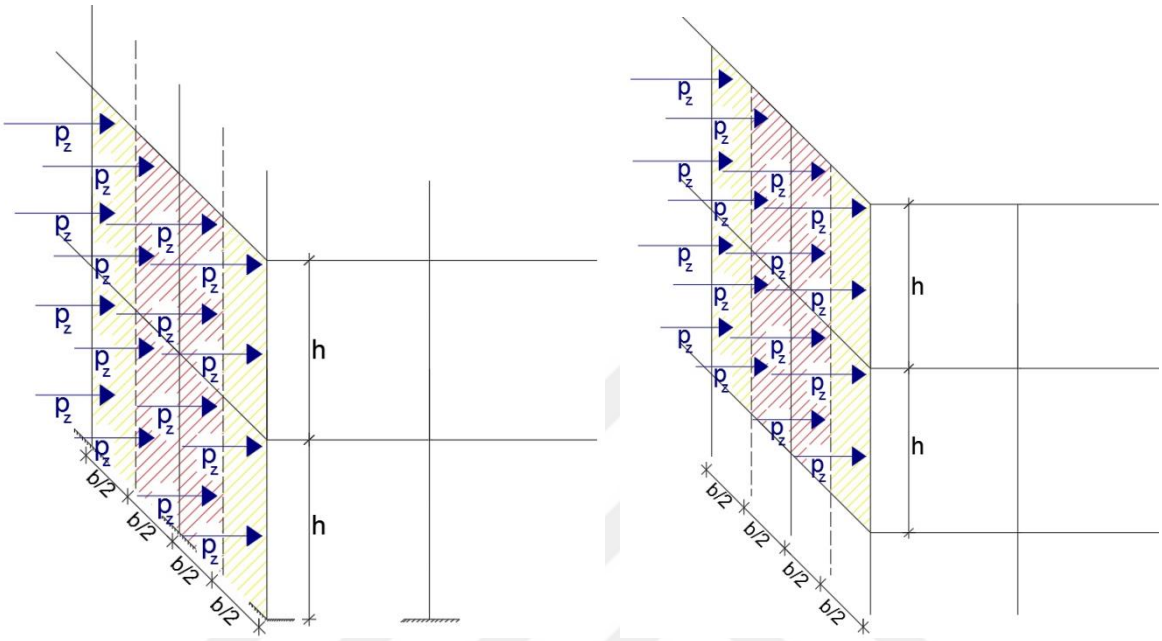
Zemin Seviyesinden İtibaren yükseklik, z (m)	Moment Dayanımlı Çerçeve İçin				Çapraz Elemanlara Sahip Çerçeve İçin			
	p_z (N/m^2)	p_z (kN/m^2)	p_h (kN/m^2)	p_h (kN/m^2)	p_z (N/m^2)	p_z (kN/m^2)	p_h (kN/m^2)	p_h (kN/m^2)
0,000	1210,02	1,21	-576,73	-0,58	1210,02	1,21	-576,73	-0,58
1,375	1210,02	1,21	-576,73	-0,58	1210,02	1,21	-576,73	-0,58
4,125	1210,02	1,21	-576,73	-0,58	1210,02	1,21	-576,73	-0,58
5,500	1252,65	1,25	-576,73	-0,58	1252,65	1,25	-576,73	-0,58
6,875	1307,22	1,31	-576,73	-0,58	1307,22	1,31	-576,73	-0,58
9,625	1396,37	1,40	-576,73	-0,58	1396,37	1,40	-576,73	-0,58
11,000	1434,20	1,43	-576,73	-0,58	1434,20	1,43	-576,73	-0,58
12,375	1468,78	1,47	-576,73	-0,58	1468,78	1,47	-576,73	-0,58
15,125	1530,45	1,53	-576,73	-0,58	1530,45	1,53	-576,73	-0,58
16,500	1558,31	1,56	-576,73	-0,58	1558,31	1,56	-576,73	-0,58
17,875	1584,55	1,58	-576,73	-0,58	1584,55	1,58	-576,73	-0,58
20,625	1633,00	1,63	-576,73	-0,58	1633,00	1,63	-576,73	-0,58
22,000	1655,50	1,66	-576,73	-0,58	1655,50	1,66	-576,73	-0,58
23,375	1677,03	1,68	-576,73	-0,58	1677,03	1,68	-576,73	-0,58
26,125	1717,49	1,72	-576,73	-0,58	1717,49	1,72	-576,73	-0,58
27,500	1736,60	1,74	-576,73	-0,58	1736,60	1,74	-576,73	-0,58
28,875	1755,02	1,76	-576,73	-0,58	1755,02	1,76	-576,73	-0,58
31,265	1785,62	1,79	-576,73	-0,58	1785,62	1,79	-576,73	-0,58
33,000	1806,80	1,81	-576,73	-0,58	1806,80	1,81	-576,73	-0,58
34,375	1823,02	1,82	-576,73	-0,58	1823,02	1,82	-576,73	-0,58
37,125	1854,13	1,85	-576,73	-0,58	1854,13	1,85	-576,73	-0,58
38,500	1869,07	1,87	-576,73	-0,58	1869,07	1,87	-576,73	-0,58
39,875	1883,64	1,88	-576,73	-0,58	1883,64	1,88	-576,73	-0,58
42,625	1911,72	1,91	-576,73	-0,58	1911,72	1,91	-576,73	-0,58
44,000	1925,28	1,93	-576,73	-0,58	1925,28	1,93	-576,73	-0,58
45,375	1938,54	1,94	-576,73	-0,58	1938,54	1,94	-576,73	-0,58
48,125	1964,22	1,96	-576,73	-0,58	1964,22	1,96	-576,73	-0,58
49,500	1976,67	1,98	-576,73	-0,58	1976,67	1,98	-576,73	-0,58
50,875	1988,88	1,99	-576,73	-0,58	1988,88	1,99	-576,73	-0,58
53,625	2012,60	2,01	-576,73	-0,58	2012,60	2,01	-576,73	-0,58
55,000	2024,13	2,02	-576,73	-0,58	2024,13	2,02	-576,73	-0,58

Çizelge 3.10. GC_{pi} değerinin -0,18 olması durumunda p_z ve p_h değerleri

Zemin Seviyesinden İtibaren yükseklik, z (m)	Moment Dayanımlı Çerçeve İçin				Çapraz Elemanlara Sahip Çerçeve İçin			
	p_z (N/m^2)	p_z (kN/m^2)	p_h (kN/m^2)	p_h (kN/m^2)	p_z (N/m^2)	p_z (kN/m^2)	p_h (kN/m^2)	p_h (kN/m^2)
0,000	362,58	0,36	-1424,17	-1,42	362,58	0,36	-1424,17	-1,42
1,375	362,58	0,36	-1424,17	-1,42	362,58	0,36	-1424,17	-1,42
4,125	362,58	0,36	-1424,17	-1,42	362,58	0,36	-1424,17	-1,42
5,500	405,21	0,41	-1424,17	-1,42	405,21	0,41	-1424,17	-1,42
6,875	459,78	0,46	-1424,17	-1,42	459,78	0,46	-1424,17	-1,42
9,625	548,93	0,55	-1424,17	-1,42	548,93	0,55	-1424,17	-1,42
11,000	586,75	0,59	-1424,17	-1,42	586,75	0,59	-1424,17	-1,42
12,375	621,34	0,62	-1424,17	-1,42	621,34	0,62	-1424,17	-1,42
15,125	683,01	0,68	-1424,17	-1,42	683,01	0,68	-1424,17	-1,42
16,500	710,87	0,71	-1424,17	-1,42	710,87	0,71	-1424,17	-1,42
17,875	737,11	0,74	-1424,17	-1,42	737,11	0,74	-1424,17	-1,42
20,625	785,56	0,79	-1424,17	-1,42	785,56	0,79	-1424,17	-1,42
22,000	808,06	0,81	-1424,17	-1,42	808,06	0,81	-1424,17	-1,42
23,375	829,58	0,83	-1424,17	-1,42	829,58	0,83	-1424,17	-1,42
26,125	870,05	0,87	-1424,17	-1,42	870,05	0,87	-1424,17	-1,42
27,500	889,15	0,89	-1424,17	-1,42	889,15	0,89	-1424,17	-1,42
28,875	907,58	0,91	-1424,17	-1,42	907,58	0,91	-1424,17	-1,42
31,265	938,18	0,94	-1424,17	-1,42	938,18	0,94	-1424,17	-1,42
33,000	959,36	0,96	-1424,17	-1,42	959,36	0,96	-1424,17	-1,42
34,375	975,58	0,98	-1424,17	-1,42	975,58	0,98	-1424,17	-1,42
37,125	1006,69	1,01	-1424,17	-1,42	1006,69	1,01	-1424,17	-1,42
38,500	1021,63	1,02	-1424,17	-1,42	1021,63	1,02	-1424,17	-1,42
39,875	1036,20	1,04	-1424,17	-1,42	1036,20	1,04	-1424,17	-1,42
42,625	1064,28	1,06	-1424,17	-1,42	1064,28	1,06	-1424,17	-1,42
44,000	1077,84	1,08	-1424,17	-1,42	1077,84	1,08	-1424,17	-1,42
45,375	1091,10	1,09	-1424,17	-1,42	1091,10	1,09	-1424,17	-1,42
48,125	1116,78	1,12	-1424,17	-1,42	1116,78	1,12	-1424,17	-1,42
49,500	1129,23	1,13	-1424,17	-1,42	1129,23	1,13	-1424,17	-1,42
50,875	1141,44	1,14	-1424,17	-1,42	1141,44	1,14	-1424,17	-1,42
53,625	1165,15	1,17	-1424,17	-1,42	1165,15	1,17	-1424,17	-1,42
55,000	1176,69	1,18	-1424,17	-1,42	1176,69	1,18	-1424,17	-1,42

Tasarım rüzgar basıncı yapılara Şekil 3.3'teki gibi etkimektedir. Bu şekilden de görüldüğü gibi orta kısımlardaki kolonlara etkiyen rüzgar basıncı baş kısımlardaki kolonlara etkiyen

rüzgar basıncından daha büyüktür. Dolayısıyla, orta kısımlara etkiyen rüzgar basıncı daha kritiktir. Yapılar 2 boyutlu olarak modelleneceği için orta kısımlara etkiyen rüzgar basınçları göz önüne alınmıştır.



Şekil 3.3. Ele alınan yapıların en üst ve en alt katlarına etkiyen tasarım rüzgar basınçları

Rüzgarın estiği yönde bulunan z yüksekliğindeki kolona etkiyen yayılı rüzgar yükü q_{rz} ve rüzgar altı yönündeki kolonlara etkiyen yayılı rüzgar yükü q_{rh} Denklem 3.6. ve Denklem 3.7.'ye göre hesaplanmıştır.

$$q_{rz} = p_z * b \tag{3.6.}$$

$$q_{rh} = p_h * b \tag{3.7.}$$

3.1.1.3. GC_{pi} = +0,18 değeri için q_{rz} ve q_{rh} değerleri

GC_{pi} = +0,18 değeri için q_{rz} ve q_{rh} değerleri Çizelge 3.11.'de verilmiştir. Bu çizelgeye bakıldığında, her iki çerçeveye ait q_{rz} değerlerinin yüksekliğe bağlı olarak arttığı, q_{rh} değerinin ise yükseklik ile değişmediği görülmektedir.

Çizelge 3.11. GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda q_{rz} ve q_{rh} değerleri

Zemin Seviyesinden İtibaren yükseklik, z (m)	Moment Dayanımlı Çerçeve İçin		Çapraz Elemanlara Sahip Çerçeve İçin	
	q_{rz} (kN/m)	q_{rh} (kN/m)	q_{rz} (kN/m)	q_{rh} (kN/m)
0,000	6,05	-2,88	6,05	-2,88
1,375	6,05	-2,88	6,05	-2,88
4,125	6,05	-2,88	6,05	-2,88
5,500	6,26	-2,88	6,26	-2,88
6,875	6,54	-2,88	6,54	-2,88
9,625	6,98	-2,88	6,98	-2,88
11,000	7,17	-2,88	7,17	-2,88
12,375	7,34	-2,88	7,34	-2,88
15,125	7,65	-2,88	7,65	-2,88
16,500	7,79	-2,88	7,79	-2,88
17,875	7,92	-2,88	7,92	-2,88
20,625	8,16	-2,88	8,16	-2,88
22,000	8,28	-2,88	8,28	-2,88
23,375	8,39	-2,88	8,39	-2,88
26,125	8,59	-2,88	8,59	-2,88
27,500	8,68	-2,88	8,68	-2,88
28,875	8,78	-2,88	8,78	-2,88
31,265	8,93	-2,88	8,93	-2,88
33,000	9,03	-2,88	9,03	-2,88
34,375	9,12	-2,88	9,12	-2,88
37,125	9,27	-2,88	9,27	-2,88
38,500	9,35	-2,88	9,35	-2,88
39,875	9,42	-2,88	9,42	-2,88
42,625	9,56	-2,88	9,56	-2,88
44,000	9,63	-2,88	9,63	-2,88
45,375	9,69	-2,88	9,69	-2,88
48,125	9,82	-2,88	9,82	-2,88
49,500	9,88	-2,88	9,88	-2,88
50,875	9,94	-2,88	9,94	-2,88
53,625	10,06	-2,88	10,06	-2,88
55,000	10,12	-2,88	10,12	-2,88

3.1.1.4. GC_{pi} = -0,18 değeri için q_{rz} ve q_{rh} değerleri

GC_{pi} = -0,18 değeri için q_{rz} ve q_{rh} değerleri Çizelge 3.12.'te verilmiştir. Bu çizelgeye bakıldığında, her iki çerçeveye ait q_{rz} değerlerinin yüksekliğe bağlı olarak arttığı, q_{rh} değerinin ise yükseklik ile değişmediği görülmektedir.

Çizelge 3.12. GC_{pi} değerinin -0,18 olması durumunda q_{rz} ve q_{rh} değerleri

Zemin Seviyesinden İtibaren yükseklik, z (m)	Moment Dayanımlı Çerçeve İçin		Çapraz Elemanlara Sahip Çerçeve İçin	
	q_{rz} (kN/m)	q_{rh} (kN/m)	q_{rz} (kN/m)	q_{rh} (kN/m)
0,000	1,81	-7,12	1,81	-7,12
1,375	1,81	-7,12	1,81	-7,12
4,125	1,81	-7,12	1,81	-7,12
5,500	2,03	-7,12	2,03	-7,12
6,875	2,30	-7,12	2,30	-7,12
9,625	2,74	-7,12	2,74	-7,12
11,000	2,93	-7,12	2,93	-7,12
12,375	3,11	-7,12	3,11	-7,12
15,125	3,42	-7,12	3,42	-7,12
16,500	3,55	-7,12	3,55	-7,12
17,875	3,69	-7,12	3,69	-7,12
20,625	3,93	-7,12	3,93	-7,12
22,000	4,04	-7,12	4,04	-7,12
23,375	4,15	-7,12	4,15	-7,12
26,125	4,35	-7,12	4,35	-7,12
27,500	4,45	-7,12	4,45	-7,12
28,875	4,54	-7,12	4,54	-7,12
31,265	4,69	-7,12	4,69	-7,12
33,000	4,80	-7,12	4,80	-7,12
34,375	4,88	-7,12	4,88	-7,12
37,125	5,03	-7,12	5,03	-7,12
38,500	5,11	-7,12	5,11	-7,12
39,875	5,18	-7,12	5,18	-7,12
42,625	5,32	-7,12	5,32	-7,12
44,000	5,39	-7,12	5,39	-7,12
45,375	5,46	-7,12	5,46	-7,12
48,125	5,58	-7,12	5,58	-7,12
49,500	5,65	-7,12	5,65	-7,12
50,875	5,71	-7,12	5,71	-7,12
53,625	5,83	-7,12	5,83	-7,12
55,000	5,88	-7,12	5,88	-7,12

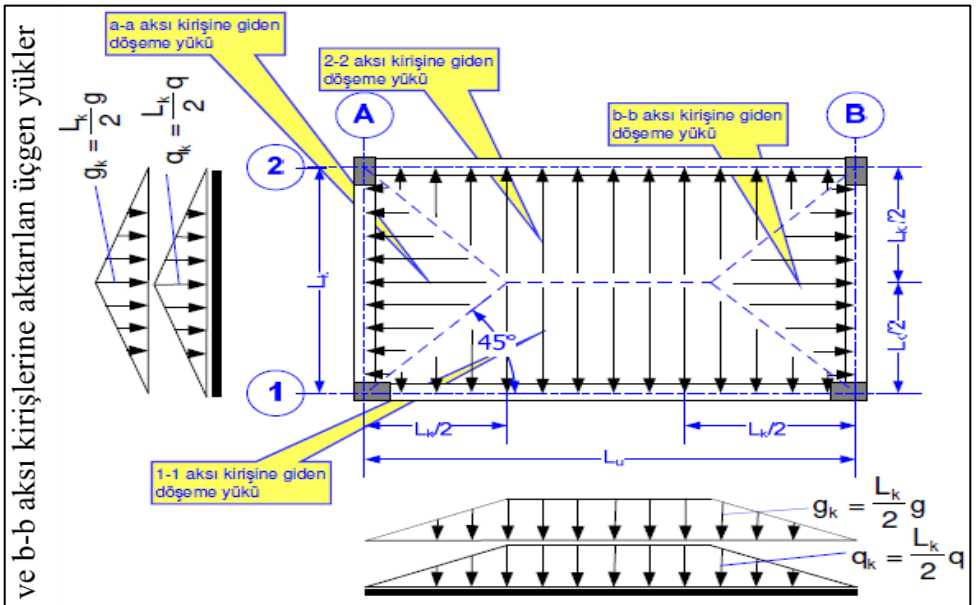
Çizelge 3.11. ve Çizelge 3.12. incelendiğinde GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda q_{rz} değerleri daha büyük, GC_{pi} değerinin -0,18 olması durumunda ise q_{rh} değerleri daha büyük çıkmaktadır.

Yapılara etkiyen yayılı rüzgar yükü belirlendikten sonra ASCE 7-10 Tablo 4-1'e göre, döşemelere ait karakteristik hareketli yükler belirlenmiştir. Analizlerde kullanılacak olan yapılar iş yeri binası olarak tasarlanacağı için bu yapılara ait karakteristik hareketli yükler 2,40 kN/m^2 olarak seçilmiştir (Çizelge 3.13.).

Çizelge 3.13. Ofis binalarına ait karakteristik hareketli yükler

Yapının Türü		Üniform Yayılı Hareketli Yük (kN/m^2)
Ofis Binaları (Tahmin edilen kullanım durumuna bağlı olan ağır yüklere göre tasarlanabilecek dosya ve bilgisayar odaları)	Lobiler ve birinci katın koridorları	4,79
	Ofisler	2,40
	Birinci kattan yukarıdaki koridorlar	3,83

Döşemelerdeki karakteristik hareketli yüklerden kirişlere aktarılan hareketli yükler Şekil 3.4.'e göre hazırlanan Denklem 3.8.'e bağlı olarak hesaplanmıştır. Şekil 3.4. incelendiğinde, ele alınan yapılara ait döşemelerin boyutları 5m*5m (yani döşemelerin iki kenarı da birbirine eşit) olduğu için, döşemelerden kirişlere aktarılan karakteristik yükler üçgen yayılı yük şeklinde olmaktadır. Bundan dolayı, döşemelerden kirişlere aktarılan yükler hesaplanırken karakteristik yükler kenar uzunluğu ile çarpılıp ikiye bölünmüştür (Denklem 3.8.).



1-1 ve 2-2 aksı kirişlerine aktarılan trapez yükler

$m=L_u/L_k \leq 2$ olan döşemenin yükü kenar kirişlere şekilde görüldüğü gibi dağıtılır. Döşemenin mesnet durumu (sürekli veya süreksiz) dikkate alınmaz. Köşe açılarının açıortaylarının kesiştiği noktalar birleştirilir. Böylece kirişlere aktarılacak döşeme yükü bölgeleri üçgen ve trapez olarak belirlenmiş olur.

Uzun doğrultudaki kirişlere trapez, kısa doğrultudaki kirişlere üçgen yük aktarılmaktadır. Kare döşemelerde tüm kiriş yükleri üçgen olur.

g(kN/m^2): Döşemedeki karakteristik sabit yük
q(kN/m^2): Döşemedeki karakteristik hareketli yük
g_k(kN/m^2): g yükünden kirişlere aktarılan karakteristik yük
q_k(kN/m^2): q yükünden kirişlere aktarılan karakteristik yük

Şekil 3.4. İki doğrultuda çalışan kirişli döşemeden kirişlere aktarılan yükler

$$q_k = q * \frac{b}{2} \qquad (3.8.)$$

Hesaplanan q_k değeri aşağıda gösterilmiştir.

$$q_k = 2{,}40 * \frac{5}{2} = 6{,}0 \text{ kN/m}^2$$

Daha sonra, yapılan literatür taraması da dikkate alınarak döşemelere ait karakteristik ölü yük 28 kN/m^2 olarak seçildi (Gerasimidis ve Baniotopoulos, 2011). Döşemelerdeki karakteristik ölü yüklerden kirişlere aktarılan ölü yükler Şekil 3.4.'e bağlı olarak hesaplanmıştır (Denklem 3.9.).

$$g_k = g * \frac{b}{2} \tag{3.9.}$$

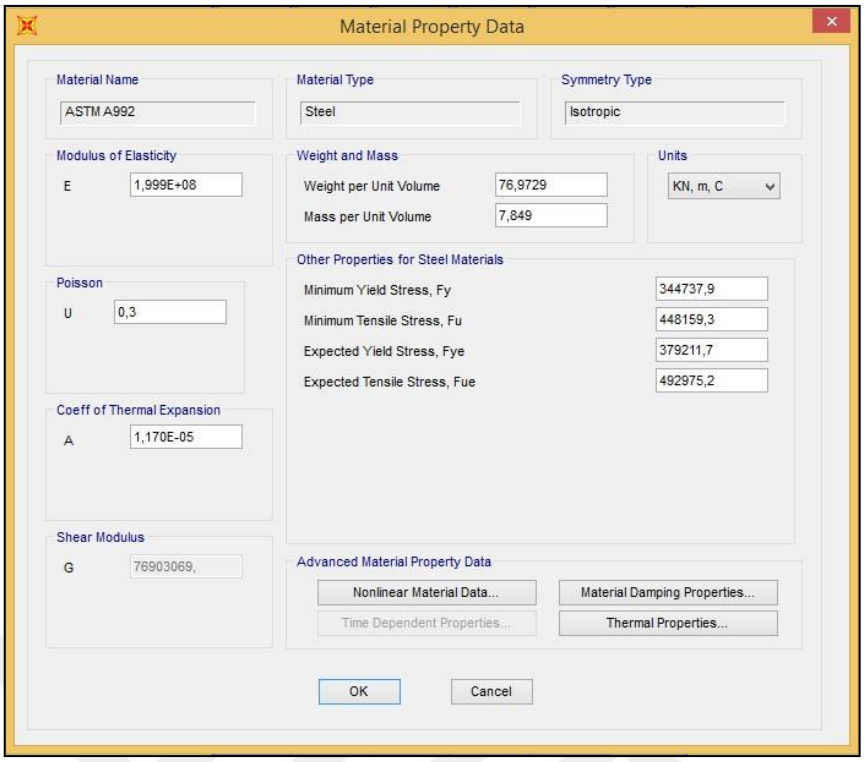
Hesaplanan g_k değeri aşağıda gösterilmiştir.

$$g_k = 28 * \frac{5}{2} = 70 \text{ kN/m}^2$$

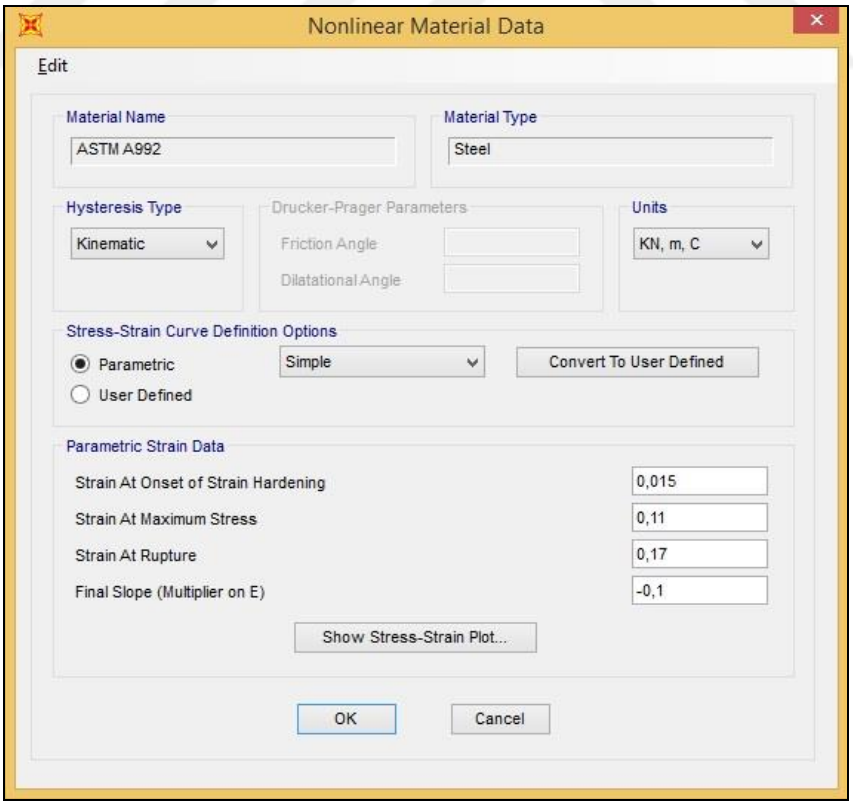
3.1.2. Yapı elemanlarının ve malzeme özelliklerinin belirlenmesi

Yapılara ait ölü yükler, hareketli yükler ve rüzgar yükleri belirlendikten sonra, Sap2000 programı kullanılarak yapı modellenmiştir. İlk olarak yapının geometrik özellikleri belirlenmiştir. Daha sonra malzeme özellikleri belirlenmiştir. En yaygın olarak kullanılan yapı çeliği sınıfları ASTM A36 ve ASTM A992 çelikleridir (Bjorhovde, 2006).Günümüzde Amerika'da yaygın olarak kullanılan yapı çeliği tipleri, A36 çeliğinden daha yüksek akma ve çekme dayanımına sahip olan ASTM A992 standardına göre üretilmektedir (Okazaki ve Engelhardt, 2007). Yapılan literatür taraması da göz önünde bulundurularak, yapılarda kullanılacak olan çelik sınıfı ASTM A992 olarak belirlendi (Haddad, 2017).

Seçilen malzemenin özellikleri Şekil 3.5 ve Şekil 3.6'da görülmektedir. Şekil 3.5.'e bakıldığında, ASTM A992 çeliğine ait elastisite modülünün 1.999*10^8 kN/m^2, Poisson oranının 0,3, termal genleşme katsayısının 1,170*10^{-5}, kayma modülünün 7,690*10^7 kN/m^2, birim hacim ağırlığının 76,9729 kN/m^3, birim hacim kütlesinin 7,849 kN/m^3, minimum akma gerilmesinin 344737,9 kN/m^2, minimum çekme gerilmesinin 448159,3 kN/m^2 olduğu görülmektedir. Şekil 3.6.'ya, yani lineer olmayan malzeme özelliklerine bakıldığında ise maksimum gerilme durumunda birim şekil değiştirme değerinin 0,11, kopma durumunda birim şekil değiştirme değerinin ise 0,17 olduğu görülmektedir.

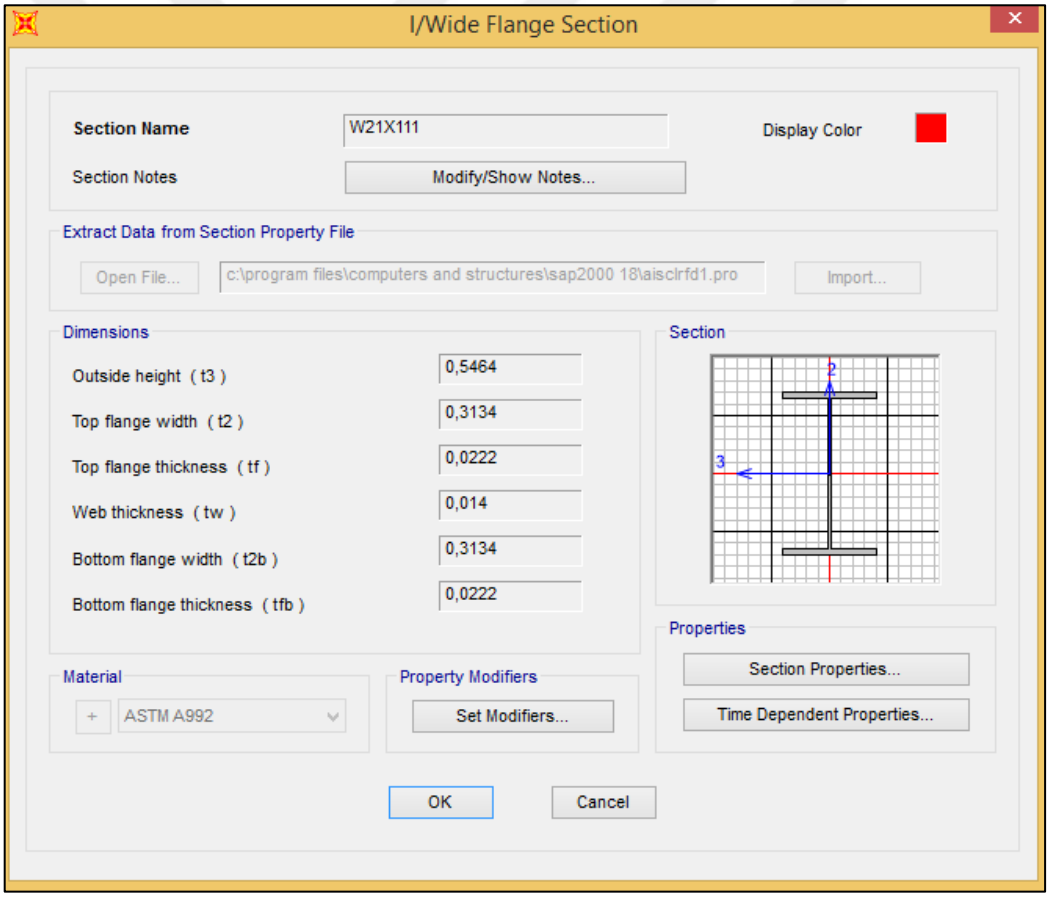


Şekil 3.5. ASTM A992 çeliğinin genel özellikleri

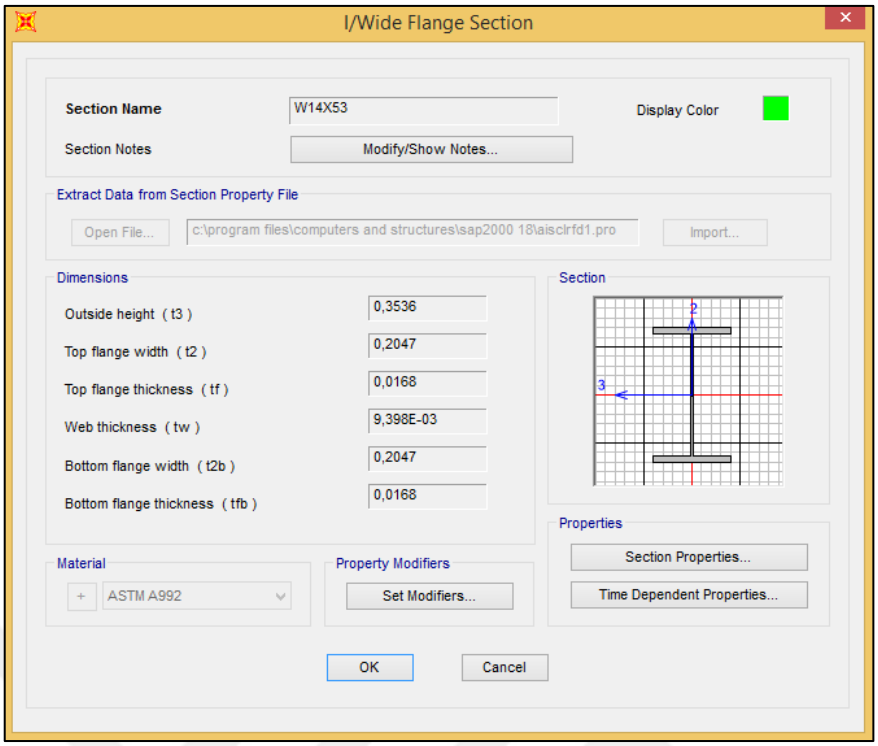


Şekil 3.6. ASTM A992 çeliğine ait lineer olmayan malzeme özellikleri

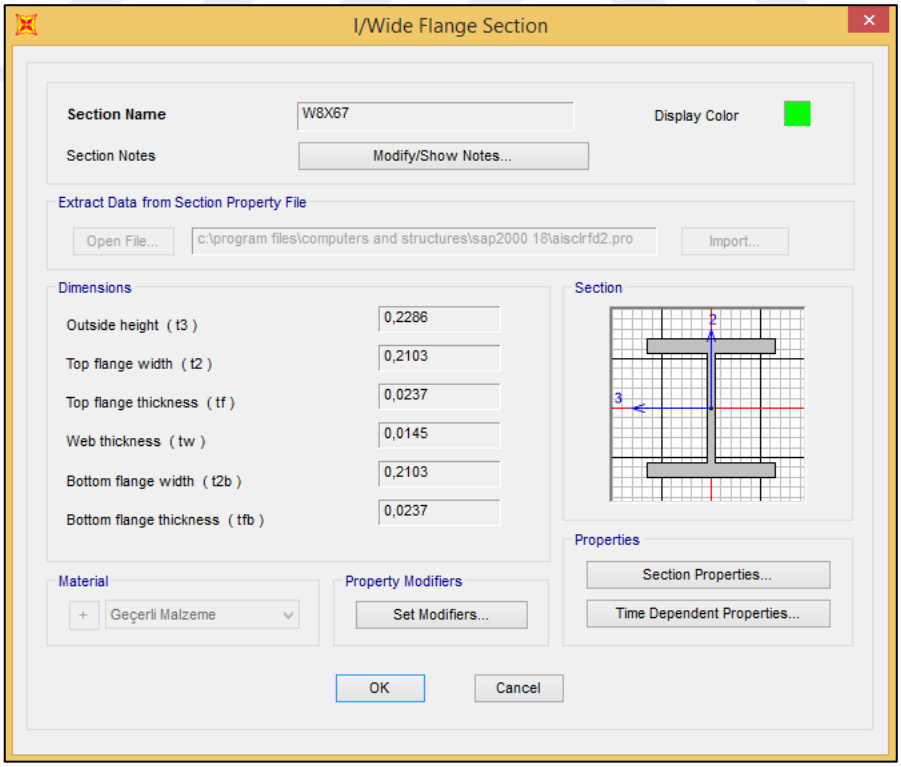
Daha sonra kolon, kiriş ve diyagonal elemanların kesitleri seçildi. Tek eksene göre simetrik olan ikili L profil ve T profillerde kesme merkezi kesitin ağırlık merkezi ile çakışmadığı için bu kesitlerde burulma etkisi meydana gelebilmektedir. Birleşik profillerde ise basınç mukavemeti, elemanları birleştiren bağlayıcıların kesme iletme mukavemetinden ve bu bağlantı elemanlarının kayma direncinden etkilenmektedir (Salmon vd., 2009). Yapılan literatür taraması da göz önünde bulundurularak kolon, kiriş ve çapraz elemanlar için W profil seçilmiştir (Lignos ve Karamanci, 2013, Szalai ve Papp). Kolonlar için seçilen kesit W 21*111, kirişler için seçilen kesit W 14*53 ve diyagonal elemanlar için seçilen kesit W 8*67'dir. Seçilen kesitlerin özelliği Şekil 3.7., Şekil 3.8. ve Şekil 3.9.'da görülmektedir.



Şekil 3.7. W21*111 profiline ait kesit özellikleri

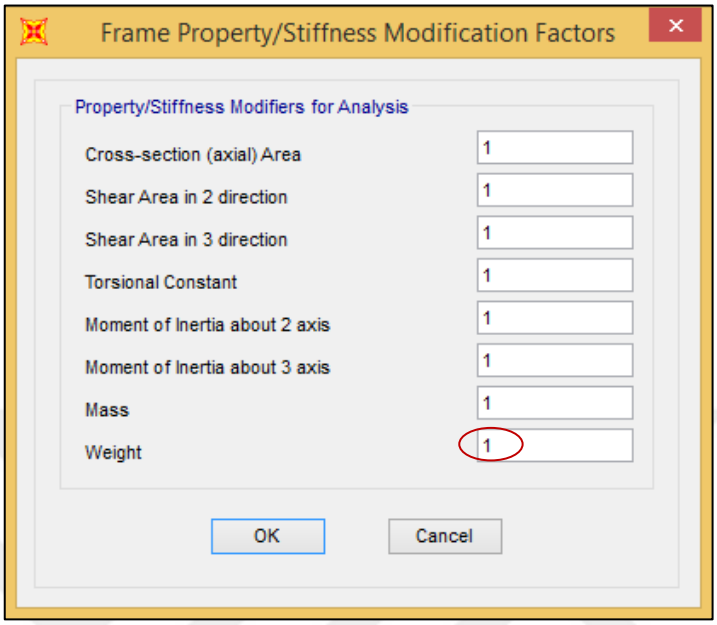


Şekil 3.8. W14*53 profiline ait kesit özellikleri



Şekil 3.9. W8*67 profiline ait kesit özellikleri

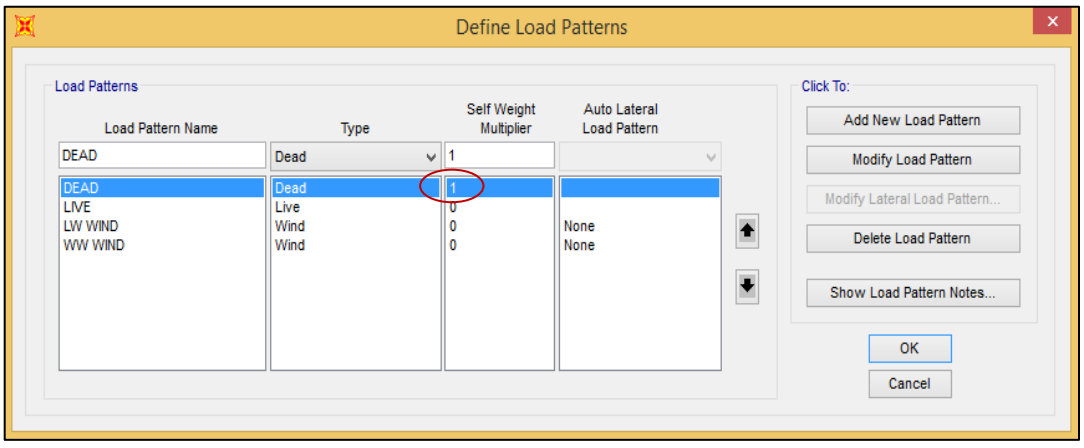
Malzemelerin kendi ağırlıklarını da hesaba katmak için, özellik tanımlayıcıları sekmesinden ağırlık ve kütle çarpanı 1 olarak alınmıştır (Şekil 3.10.).



Şekil 3.10. Seçilen kesitlere ait özellik/rijitlik katsayıları

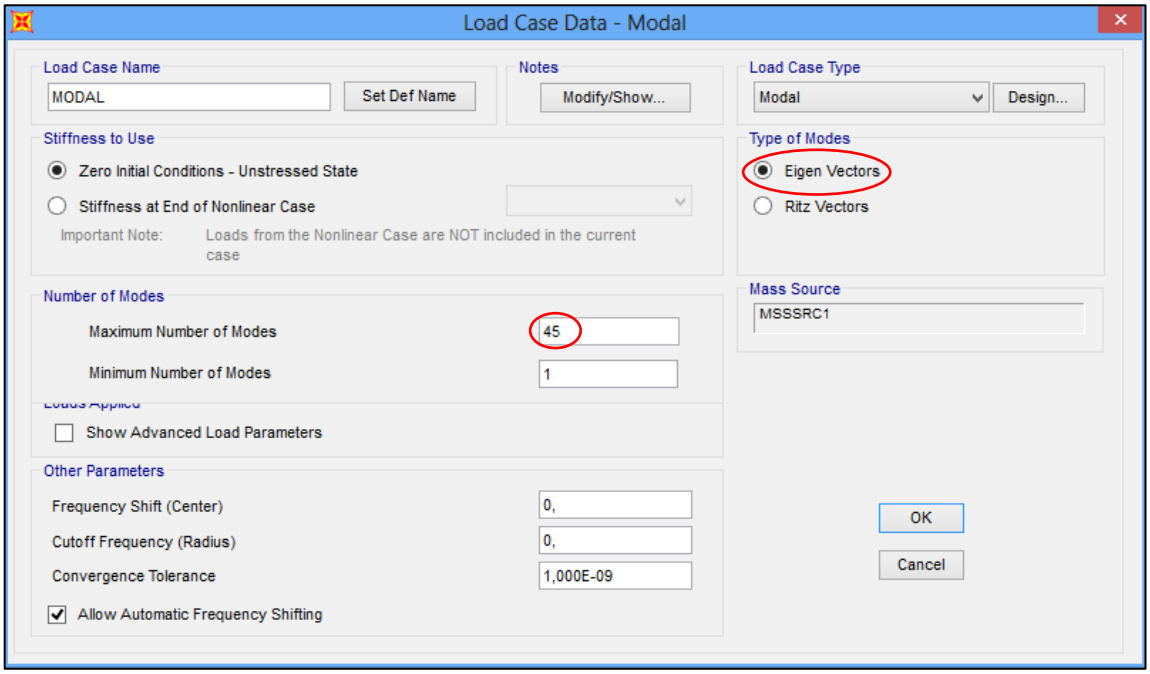
3.1.3. Rijit diyafram davranışının, kullanılacak yük modellerinin ve analiz tiplerinin belirlenmesi

Kesit seçimleri yapıldıktan sonra, ölü yük, hareketli yük ve rüzgar yükü olmak üzere üç farklı yük modeli tanımlanmıştır. Yapının kendi ağırlığını da göz önüne almak için, ölü yük modeli tanımlanırken zati yük çarpanı 1 olarak alınmıştır (Şekil 3.11.).



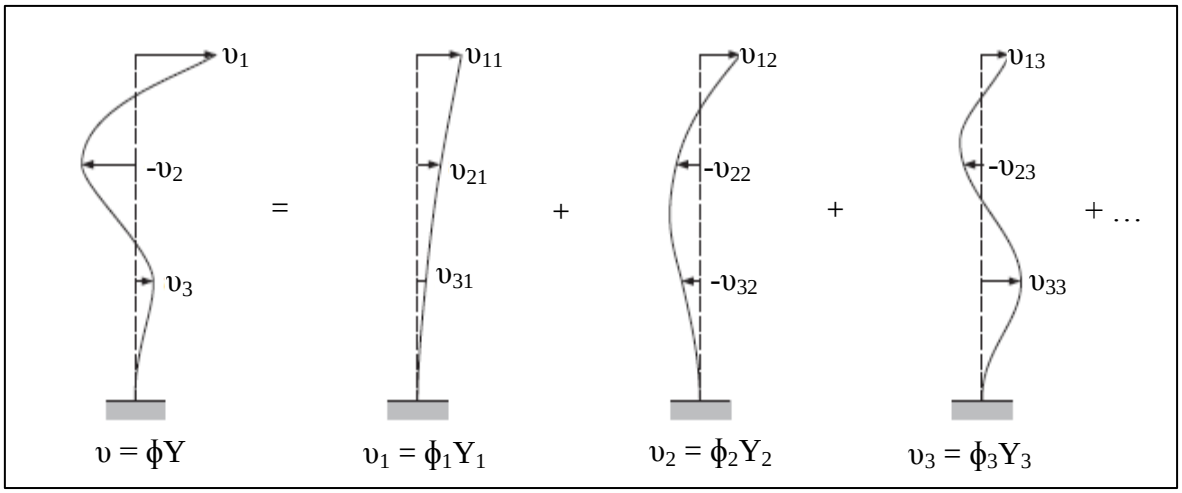
Şekil 3.11. Analizlerde kullanılan çerçevelere ait yük modelleri

Daha sonra, modal analiz yapabilmek için modal yük durumu tanımlanmıştır (Şekil 3.12.). Modal analiz, diğer bir deyişle modların süperpozisyonu metodu, deplasman modellerini karakterize etmek amacıyla serbest titreşim modlarını birbirine ekleyen ve değerlendiren lineer dinamik davranış prosedürüdür. Mod şekilleri, yapıların doğal yer değiştirme konfigürasyonlarını ifade eder. Bu yer değiştirmelerden kasıt genellikle yanal deplasmanlardır. Düşük mertebeli matematiksel ifadelerle tanımlanabilen mod şekilleri yapısal davranış konusuna büyük katkıda bulunabilmektedir. Bu matematiksel ifadelerin mertebeleri arttıkça mod şekillerinin bu katkısı azalmakta ve mod şekilleri daha az güvenilir olmaktadır. Bu yüzden, mod sayısı yeterli olduğunda analizi bitirmek en mantıklısıdır.



Şekil 3.12. Yapılara ait modal yük verileri

N tane serbestlik derecesine sahip bir sistem de N tane mod şekli vardır. Her mod şekli, Şekil 3.13.'te görüldüğü gibi bileşke deplasman modeli olan son mod şeklini oluşturmak için büyüklüğü artırılabilecek ve birbirine eklenebilecek olan, bağımsız ve normalleştirilmiş modlardır (Anonim, 2017).



Şekil 3.13. Bileşke deplasman modelinin oluşumu

Modal analiz, Eigen vektörleri ve Ritz vektörleri olmak üzere iki metoda göre yapılabilmektedir.

Eigen modları, yatay zemin ivmelerinden kaynaklanan davranışı açıklamak için oldukça kullanışlı bir yöntemdir. Kütle katılımı ve lokal davranışa ait bilgi vermemesine rağmen yeterli mod sayısını belirlemede kullanılan yaygın bir kriterdir.

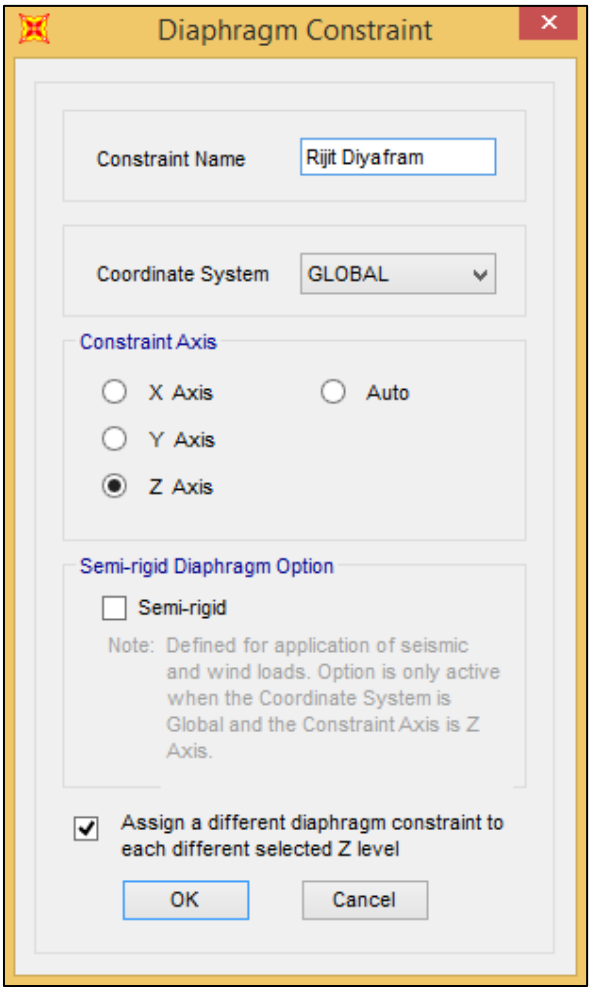
Ritz vektörleri ise, düşey zemin ivmeleri, lokalleştirilmiş makine titreşimleri ve lineer olmayan hızlı analiz söz konusu olduğunda kullanılabilecek etkin bir yöntemdir. Ritz vektörleri, yatay zemin ivmelerinin söz konusu olduğu dinamik analizlerde de oldukça etkilidir.

Eigen vektörleri ile yapılan analizde sistemin sönümlenmemiş serbest titreşim modları ve frekansları belirlenmektedir. Bu doğal modlar yapının davranışı hakkında önemli öngörülere sahip olmamızı sağlar

Ritz vektörleri ile yapılan analizde ise, belirli bir yükleme durumunda yapının modlarını bulmak hedeflenmektedir. Modların süperpozisyonuna göre yapılan zaman tanım alanında analiz veya davranış spektrumu söz konu olduğunda, Ritz vektörleri Eigen vektörlerine göre daha iyi sonuç vermektedir. (Anonim, 2017)

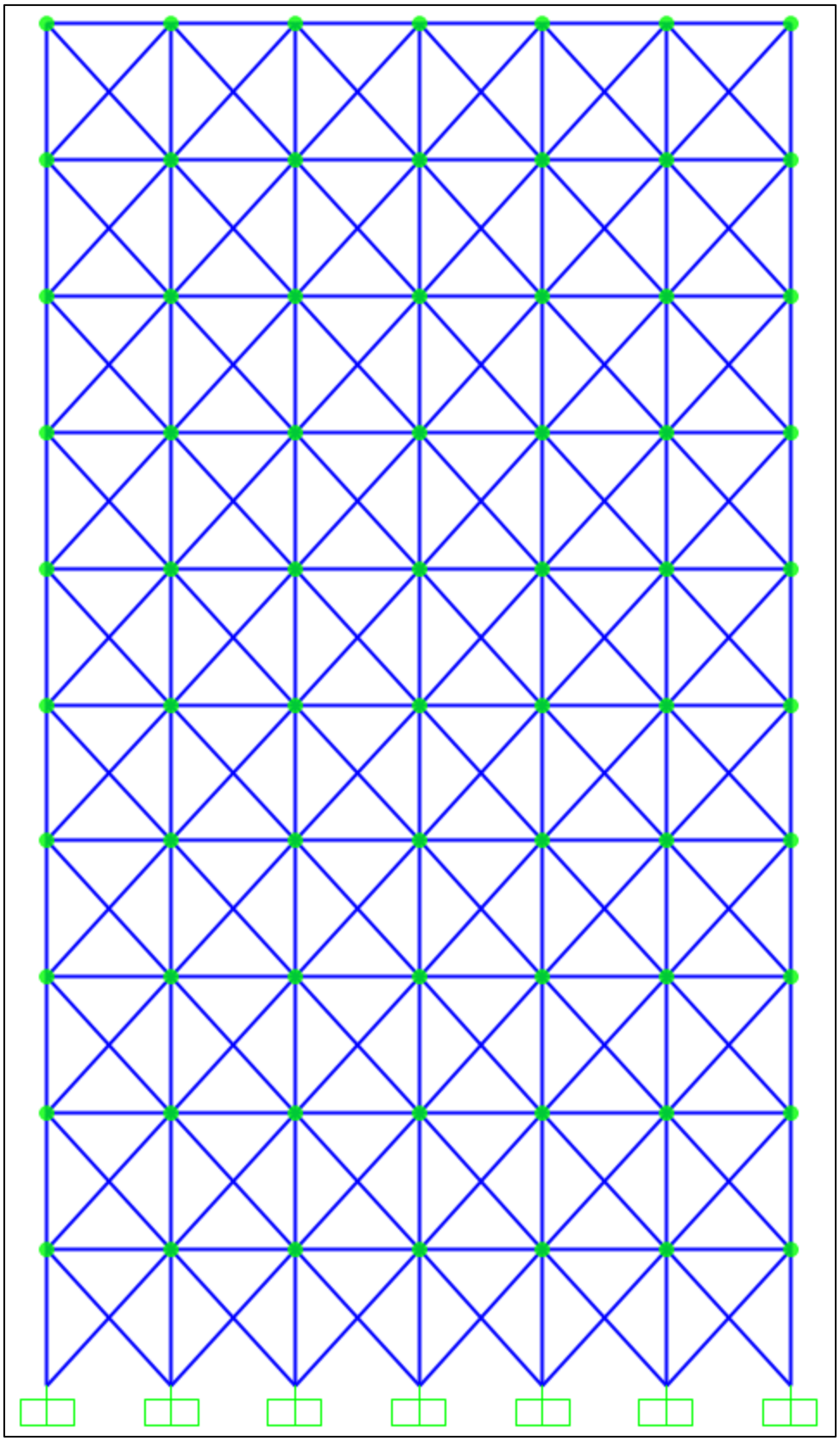
Modların süperpozisyonu yöntemi, geçici veya sabit harmonik kuvvet veya ivmelere karşı yapının dinamik davranışının karakterize etmek amacıyla modal analizden elde edilen doğal frekans ve mod şekillerinin kullanıldığı bir metottur. Ele alınan çerçeveler harmonik titreşime değil, düzensiz titreşime maruz kaldığı için bu çalışmada modların süperpozisyonu yöntemi kullanılmayacaktır. Bundan dolayı, modal analiz yapılırken Eigen vektörleri yöntemi kullanılmıştır (Şekil 3.12.). Mod sayısı olarak da 45 mod seçilmiştir (Şekil 3.12.). Fakat, ASCE 7-10 Bölüm 12.9.1.'de yapılara ait minimum modal kütle katılım oranının minimum %90 olması istenmektedir. Modal analizde, her doğrultudaki düğüm noktalarına ait kütlelerin belirli bir kısmı titreşim modunu etkilemektedir. İşte bu oran, modal kütle katılım oranıdır. Seçilen mod sayısının ASCE7-10'a uygun olup olmadığı diğer yük durumları da belirlendikten sonra kontrol edilecektir.

Ele alınan yapılar için gerekli mod sayısı belirlendikten sonra, bu yapılara ait döşemelerin rijit diyafram olup olmadığı belirlenmiştir. Rijit diyafram kabulüne göre, döşemeler kendi düzlemleri içerisinde sonsuz rijitliğe sahiptir. Yapıda çok fazla düzensizlik olması durumunda, rijit diyafram kabulü ile yapılan analizler hatalı sonuç verebilmektedir. Yapıdaki düzensizlik durumları, planda düzensizlik ve düşey doğrultuda düzensizlik olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Planda düzensizlik, A1, A2, A3 ve A4 düzensizlikleri olarak dörde ayrılmaktadır. A1 düzensizliği, burulma düzensizliği, A2 düzensizliği, döşemelerde ani rijitlik azalmalarının veya büyük boşlukların bulunması durumunda meydana gelen düzensizlik, A3 düzensizliği, yapının planında büyük çıkıntıların olması durumunda meydana gelen düzensizlik, A4 düzensizliği ise taşıyıcı eleman (kolon, kiriş vb.) eksenlerinin paralel olmaması durumunda oluşan düzensizliktir. Düşey doğrultudaki düzensizlik ise, B1, B2 ve B3 düzensizlikleri olmak üzere üçe ayrılmaktadır. B1 düzensizliği, zayıf kat düzensizliği, B2 düzensizliği, yumuşak kat düzensizliği, B3 düzensizliği ise taşıyıcı sistemin (kolon, kiriş vb.) düşey elemanlarının süreksizliğinden dolayı oluşan düzensizliktir (Dündar, C. Vd., 1998). Ele alınan yapılarda herhangi bir düzensizlik durumu bulunmadığı için, bu yapılara ait döşemeler kendi düzlemleri içerisinde sonsuz rijit bir davranış sergileyecektir. Bundan dolayı, yapılara ait döşemeler rijit diyafram olarak seçilip Şekil 3.14.'teki gibi tanımlanmıştır.

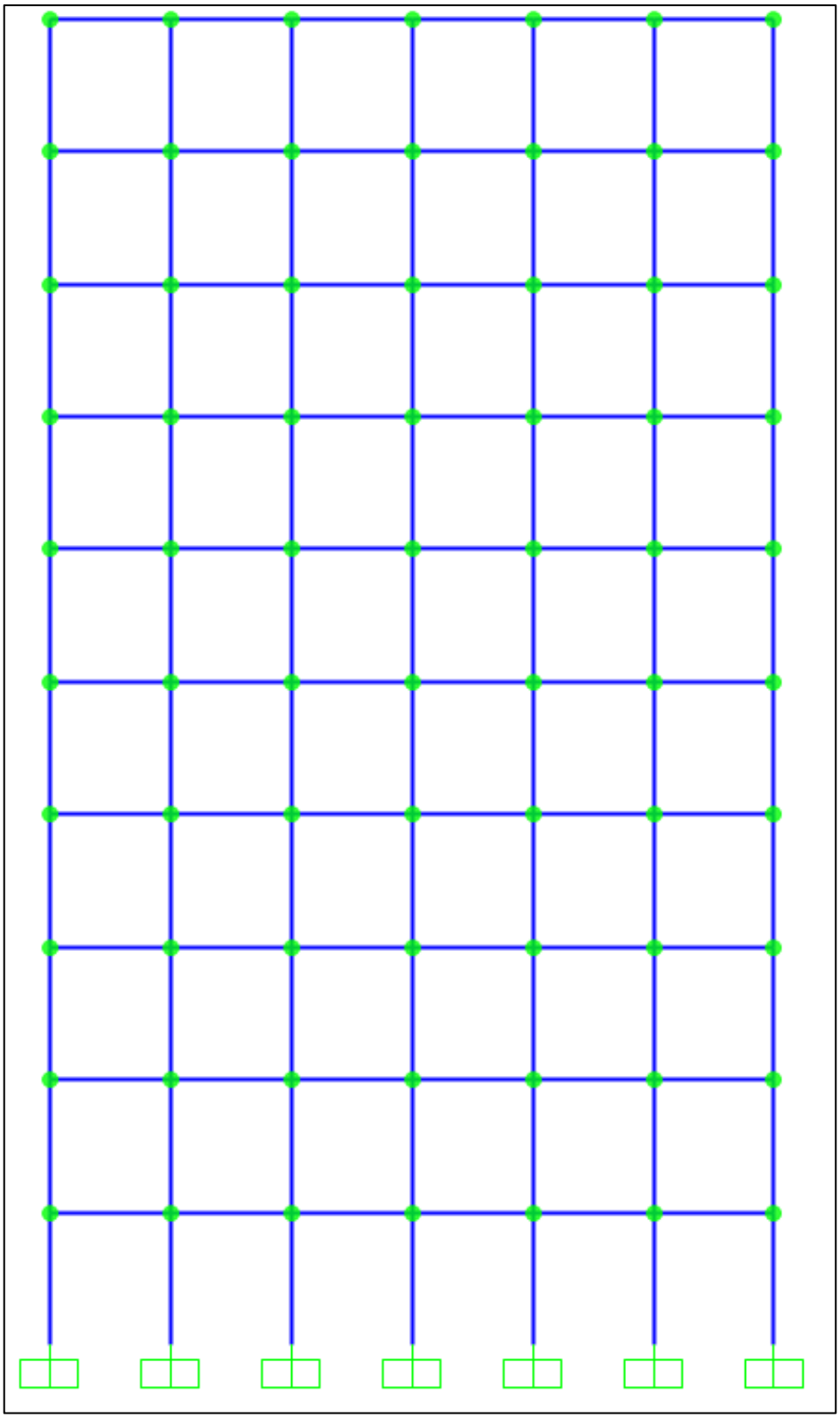


Şekil 3.14. SAP2000 programında rijit diyafram davranışının tanımlanması

Şekil 3.15. ve Şekil 3.16.'da, çerçevelerin rijit diyafram davranışının tanımlanmasından sonraki hali görülmektedir. Bu şekillere bakıldığında, yapılara ait herhangi bir düzensizliğin söz konusu olmadığı görülmektedir. Bundan dolayı rijit diyafram davranışının tanımlanmasında (yapılara ait döşemelerin kendi düzlemleri içerisinde sonsuz rijit olarak kabul edilmesinde) herhangi bir sakınca yoktur. Bu şekillerden de anlaşılacağı üzere, kat kütlelerinin düğüm noktalarına etkidiği görülmektedir. Yani, kolon ve kirişler kat kütlelerini taşımaktadır. Döşemeler kat kütlelerini taşımamaktadır.

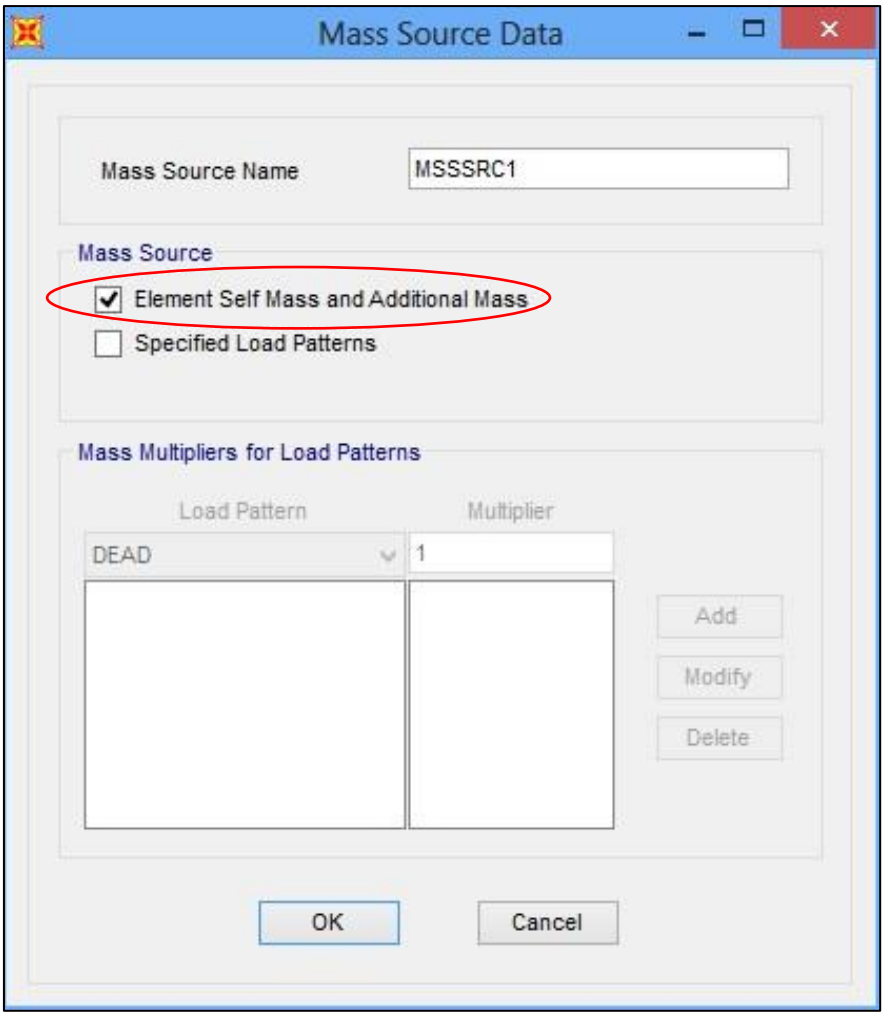


Şekil 3.15. Çapraz elemanlara sahip çerçevenin rijit diyafram davranışının tanımlanmasından sonraki hali



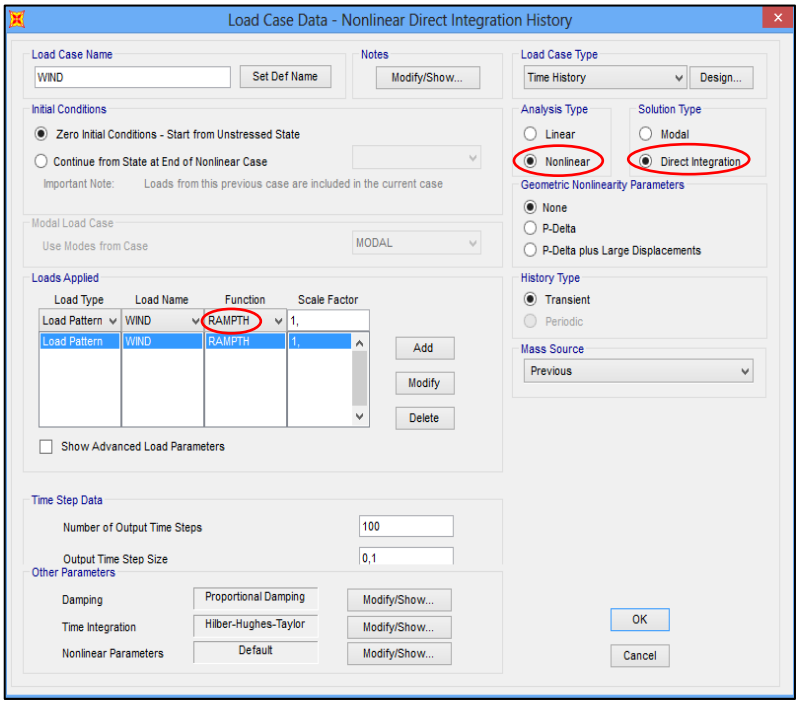
Şekil 3.16. Moment dayanımlı çerçevenin rijit diyafram davranışının tanımlanmasından sonraki hali

Daha sonra, ASCE-7 Bölüm 12'ye göre yapının efektif sismik kütlesi hesaplanmıştır. Bu yönetmeliğe göre, ele alınan yapıların efektif sismik kütlesi hesaplanırken sadece ölü yük etkisi göz önüne alınmalıdır. Ölü yükün katsayısı ise 1 olmalıdır. Ölü yük modeli tanımlanırken zati ağırlık çarpanı 1 olarak alındığı için, SAP2000'de kütle kaynağı tanımlanırken "Elemanların Kendi Kütlesi ve Ek Kütleler" seçeneği seçildiğinde ölü yük etkisi de göz önüne alınmaktadır. İlave olarak ölü yük etkisini eklemek, ölü yükün iki kere hesaba katılmasına neden olacaktır. Bu yüzden, kütle kaynağı tanımlanırken "Elemanların Kendi Kütlesi ve Ek Kütleler" seçeneği seçilmiştir (Şekil 3.17).

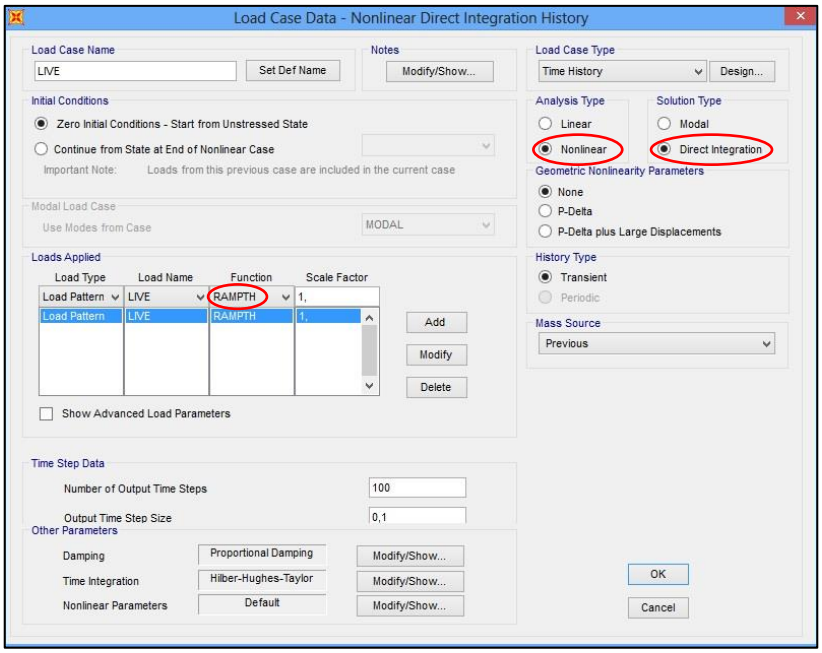


Şekil 3.17. Yapının efektif sismik kütlesi hesaplanırken göz önüne alınan faktörler

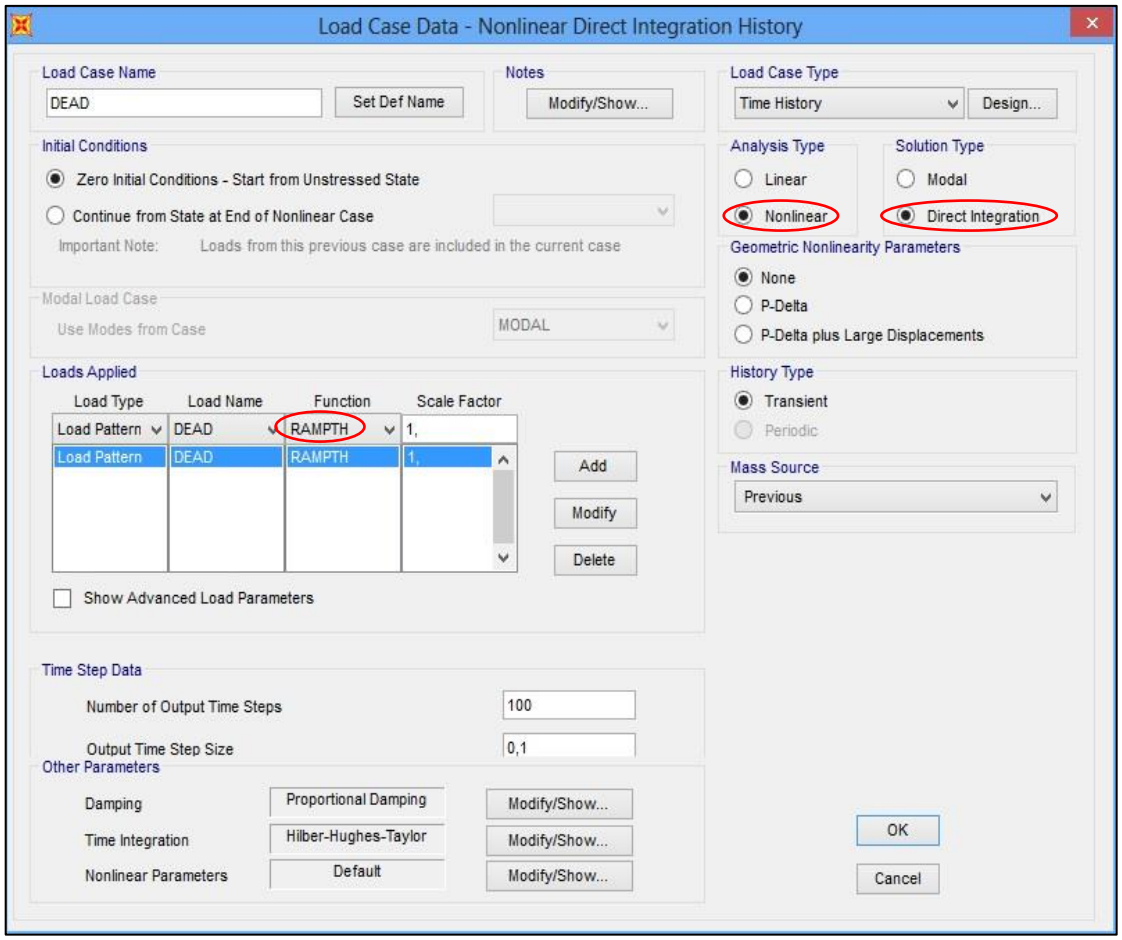
Modal analiz yük durumu tanımlandıktan sonra ölü yük, hareketli yük ve rüzgar yükü durumları tanımlanmıştır (Şekil 3.18., Şekil 3.19., Şekil 3.20.).



Şekil 3.18. Yapılara ait rüzgar yükü verileri



Şekil 3.19. Yapılara ait hareketli yük verileri



Şekil 3.20. Yapılara ait ölü yük verileri

Yüklerin zamanla değişen etkisini incelemek için, zamana bağlı analiz yapılmıştır. Zaman tanım alanında analiz, belirli bir zaman fonksiyonuna bağlı olarak değişebilen yükler altında yapının dinamik davranışını lineer veya nonlineer şekilde ele alan bir analiz biçimidir (Anonim, 2017). Zaman tanım alanında hesap simülasyon tabanlı olup, deprem atakları, rastlantıyla meydana gelen darbeler ve ilerleyen çökme durumları gibi geçici etkiler altında yapısal davranışı değerlendirmek için oldukça etkili bir yöntemdir (Liu, S. vd., 2016). Bu yöntemde, dinamik denge denklemleri modal veya direkt integrasyon yöntemleri kullanılarak çözülebilir (Anonim, 2017).

Direkt integrasyon yöntemi ile yapılan zaman tanım alanında analiz, dinamik yüklemeye maruz kalan bir yapının hareketine ait denge denklemlerinin yapısal çözümlemeye tamamen dahil edilmesini içeren, lineer olmayan dinamik bir analiz yöntemidir. Bu analiz, yükleme süresine oranla daha küçük olan zaman adımları serileri ile yapıların özelliklerinin ve davranışlarının integrallenmesini içerir (Anonim, 2017). Direkt

integrasyon yöntemi, sonuçlar etkilenmeyene kadar küçültülen zaman-adım boyutuna karşı hassas bir metottur (Anonim, 2017).

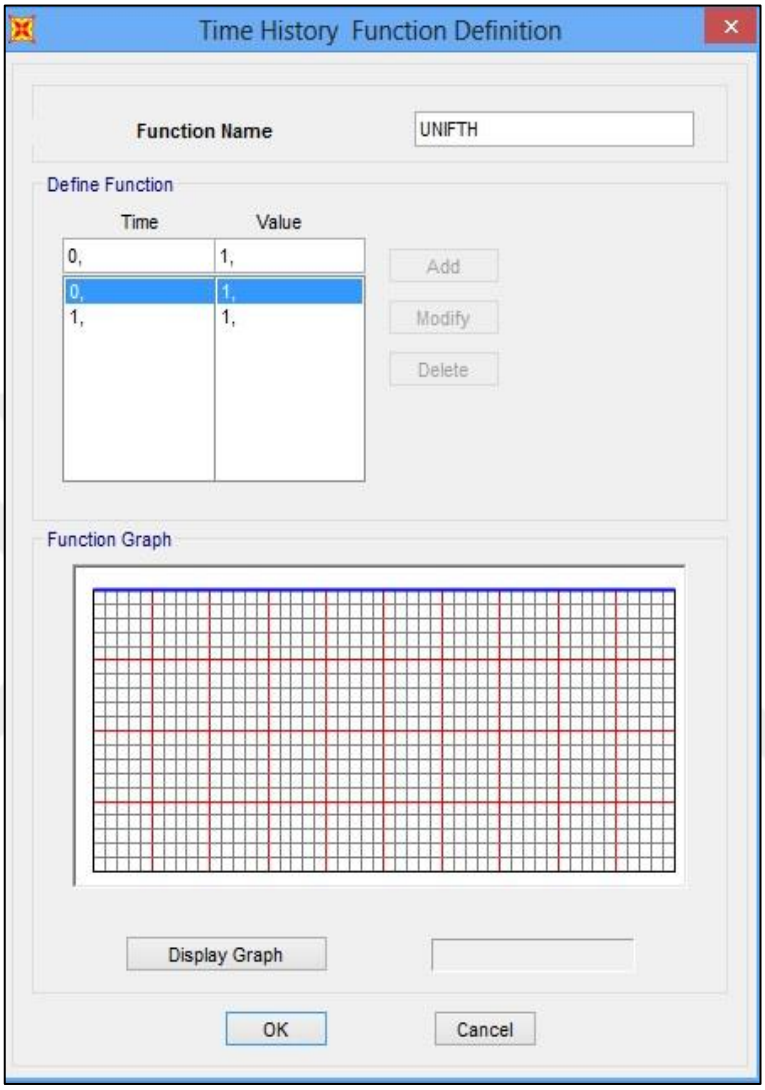
Modal analiz yöntemi ise lineer veya lineer olmayan yapısal sistemlerin dinamik ya da statik olarak değerlendirilmesi için kullanışlı bir yöntemdir. Bu yöntem hesaplama zamanı açısından oldukça verimli olup, zaman tanım alanında analiz tanımına oldukça uymaktadır. Bu yüzden, direkt integrasyon yönteminden ziyade modal analiz yöntemi tavsiye edilmektedir. Bu yönteme hızlı nonlineer analiz de denilmektedir. Hızlı dinamik nonlineer analiz süresince yapı; lineer elastik olmalı, sınırlı sayıda önceden tanımlanmış lineer olmayan elaman sayısına sahip olmalı ve lineer davranışı bağlantı elemanları içerisinde toplamalıdır (Anonim, 2017).

Hızlı nonlineer analiz olarak da bilinen modal zaman tanım alanında analiz genellikle, direkt integrasyon metodu ile yapılan zaman tanım alanında analizden daha kesin sonuçlara sahip olup daha verimlidir. Hızlı nonlineer analizin kesinliği, elimizde yeterli sayıda kullanışlı mod şekli olmasına, direkt integrasyon yönteminin kesinliği ise, dinamik davranışı doğru bir şekilde karakterize etmek için yeterli küçüklükte zaman adımları seçilmesine bağlıdır. Sönümleme bu iki analiz yönteminde farklı şekillerde ele alınmaktadır. Hızlı nonlineer analiz yönteminde, kritik frekans olan 0,99995'deki nispi sönümleme sınır olarak kabul edilirken, direkt integrasyon yönteminde, çok düşük veya çok yüksek frekanslardaki (hatta kritik frekansı bile geçebilecek frekanslardaki) nispi kütle ve rijitlik sönümlemeleri kullanılabilmektedir.

Daha önce de bahsedildiği gibi bu çalışmada, Eigen vektörleri seçilmiştir. Fakat, hızlı nonlineer analiz Ritz vektörleri ile daha iyi sonuç vermektedir. Ayrıca, ilerleyen kısımlarda da gösterileceği gibi, lineer statik analizin sonuçları ile direkt integrasyon metodu ile yapılan zaman alan analizin sonuçları da uyuşmaktadır. Bütün bu sebeplerden dolayı, direkt integrasyon yöntemi ile zaman tanım alanında analiz yapılmıştır (Anonim, 2017).

Yükler sabit olduğu için yüklere ait zamanla değişim fonksiyonu ilk olarak Şekil 3.21.'deki fonksiyon olarak seçilmiştir. Bu fonksiyonda yük katsayısı zamana bağlı olarak değişmeyip 1 olarak kalmaktadır. Fakat, bu fonksiyon seçildiğinde, çerçevelere ait

bütün elemanların moment, kesme kuvveti, eksenel kuvvet ve deplasman değerleri 0 çıkmaktadır.

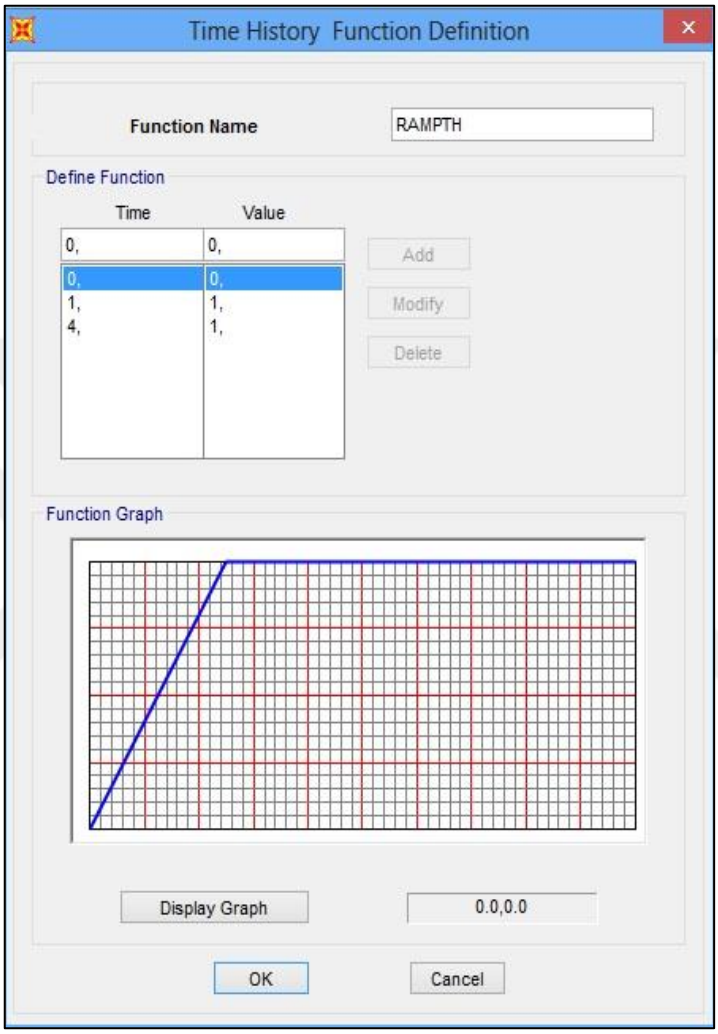


Şekil 3.21. Zamanla değişmeyen yük fonksiyonu

Bundan dolayı, yük katsayısının 0'dan 1'e 1 saniyede çıkmasının çok fazla değişime neden olmayacağı varsayılarak, yüklere ait zamanla değişim fonksiyonu Şekil 3.22.'deki fonksiyon olarak seçilmiştir. Bu fonksiyonda yük katsayısı 1 saniye içinde 0'dan 1'e çıkmaktadır.

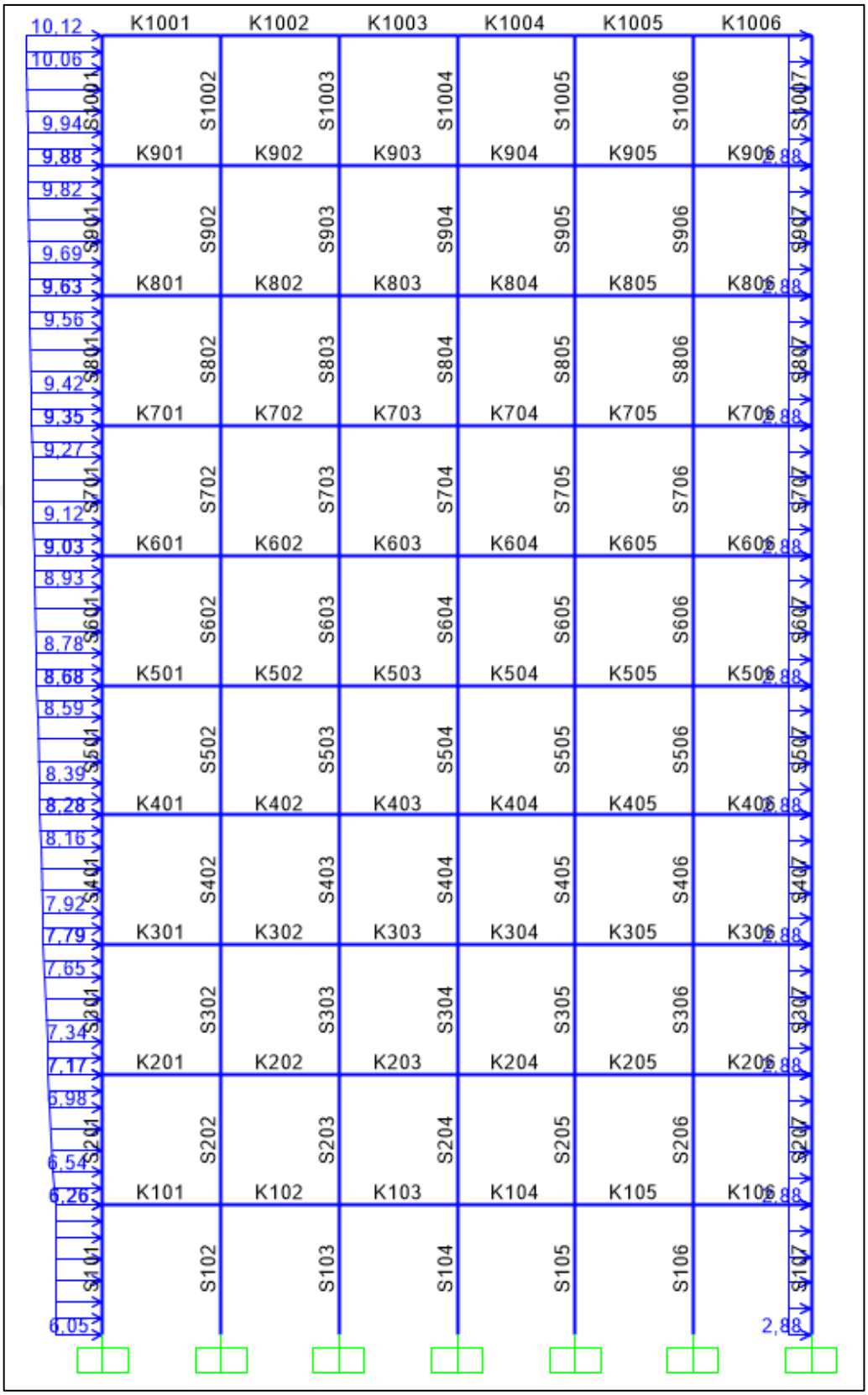
İlerleyen kısımlarda, direkt integrasyon yöntemi ile yapılan zaman tanım alanında analizin sonuçları ile lineer statik analizin sonuçları karşılaştırılacak, seçilen yük şiddeti-zaman fonksiyonunun doğruluğu gösterilecektir. Bu karşılaştırma sonucunda

çerçevelere ait veriler (elemanlara ait kuvvetler ve momentler, düğüm noktalarına ait maksimum deplasmanlar, elemanlara etkiyen maksimum kuvvetler ve momentler) arasında çok büyük farklar olursa, seçilen yük şiddeti-zaman fonksiyonu değiştirilecektir.

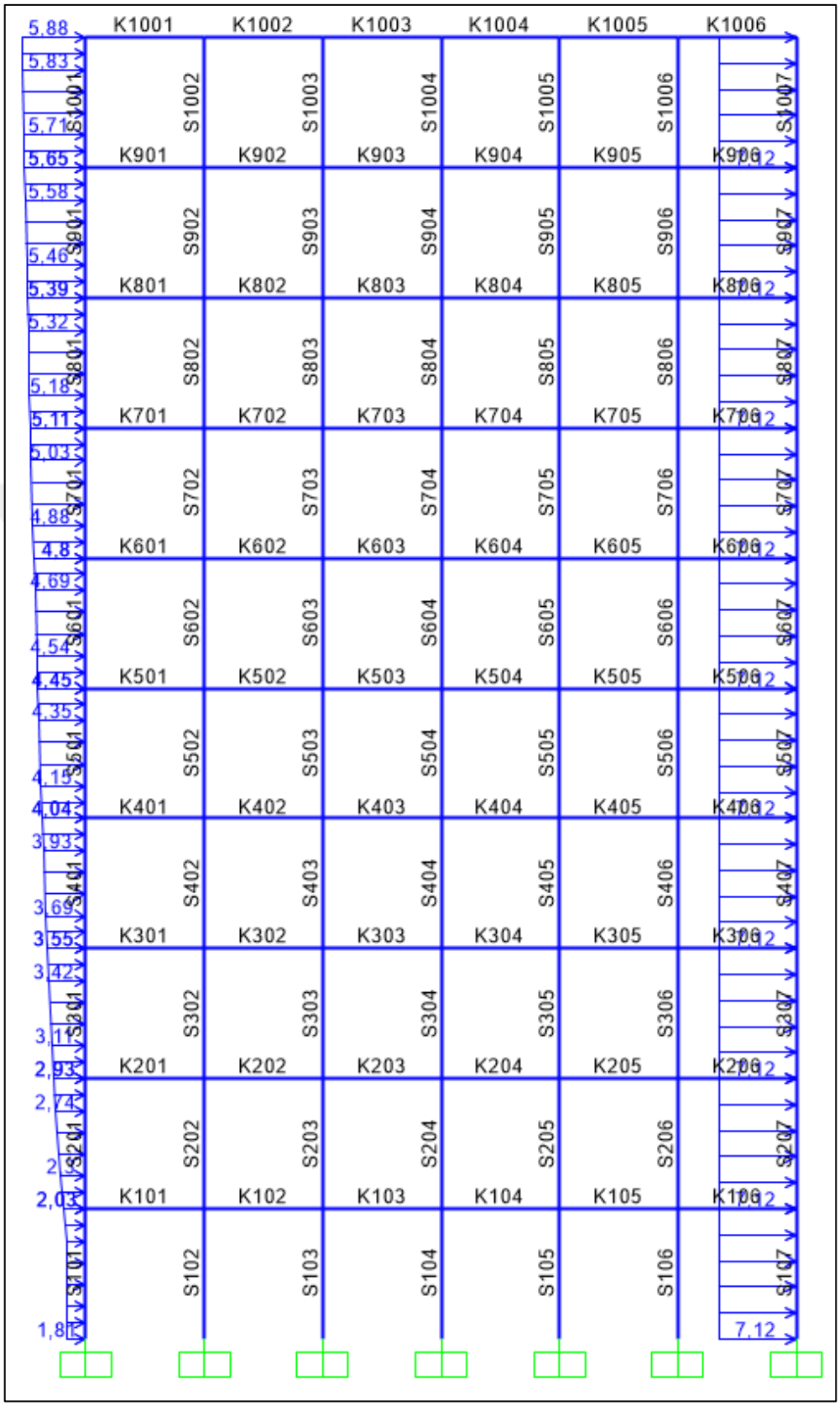


Şekil 3.22. Analizlerde kullanılan yük fonksiyonu

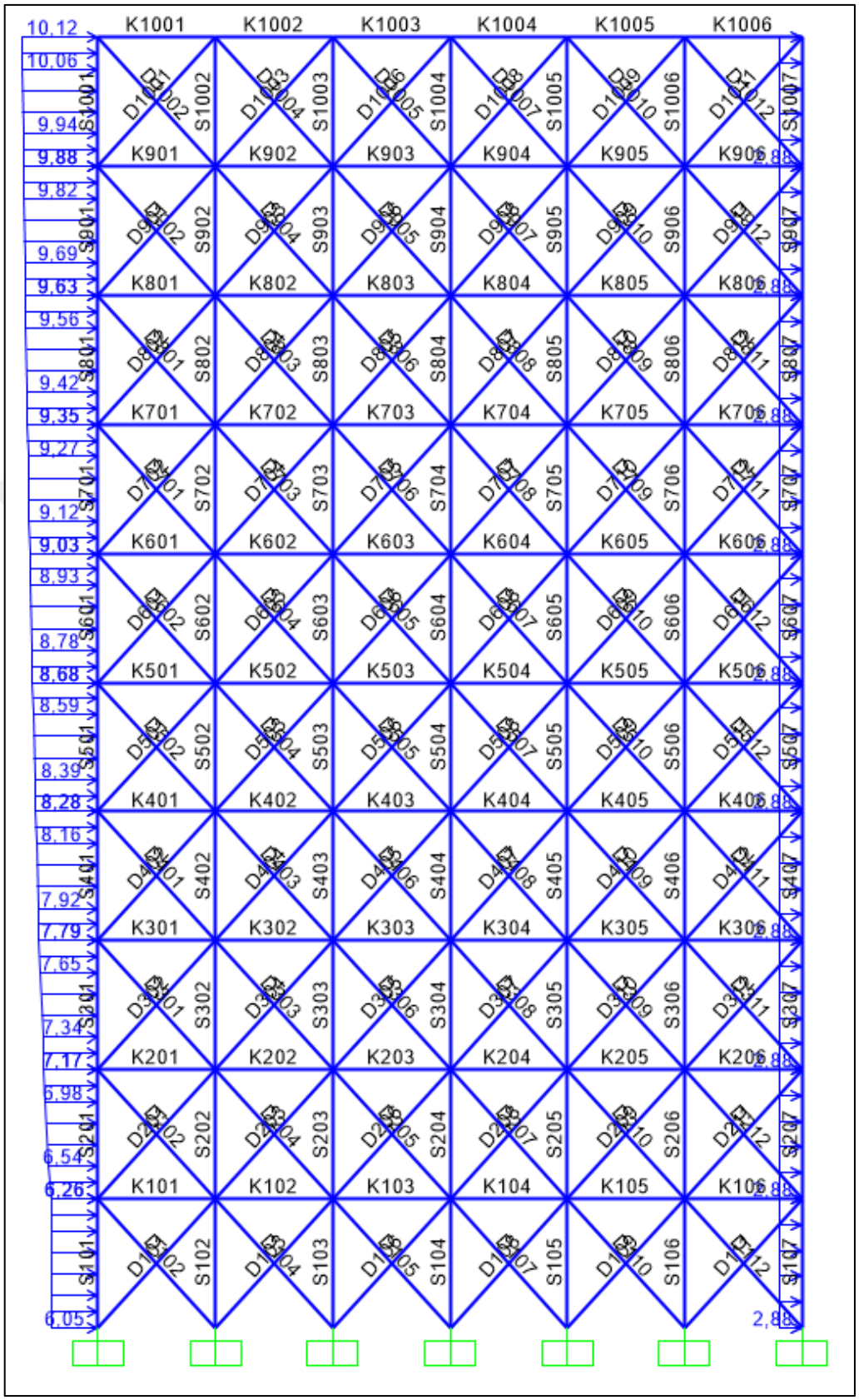
Yük durumları tanımlandıktan sonra, bu yükler yapıya yüklenmiştir. Rüzgar yükleri Çizelge 3.12. ve Çizelge 3.13.'e göre yüklenmiştir. Şekil 3.23. ve Şekil 3.24.'te rüzgar yüklerinin moment dayanımlı çerçeveye etkitilmesi, Şekil 3.25. ve Şekil 3.26.'da ise rüzgar yüklerinin çapraz elemanlara sahip olan çerçeveye etkitilmesi gösterilmiştir.



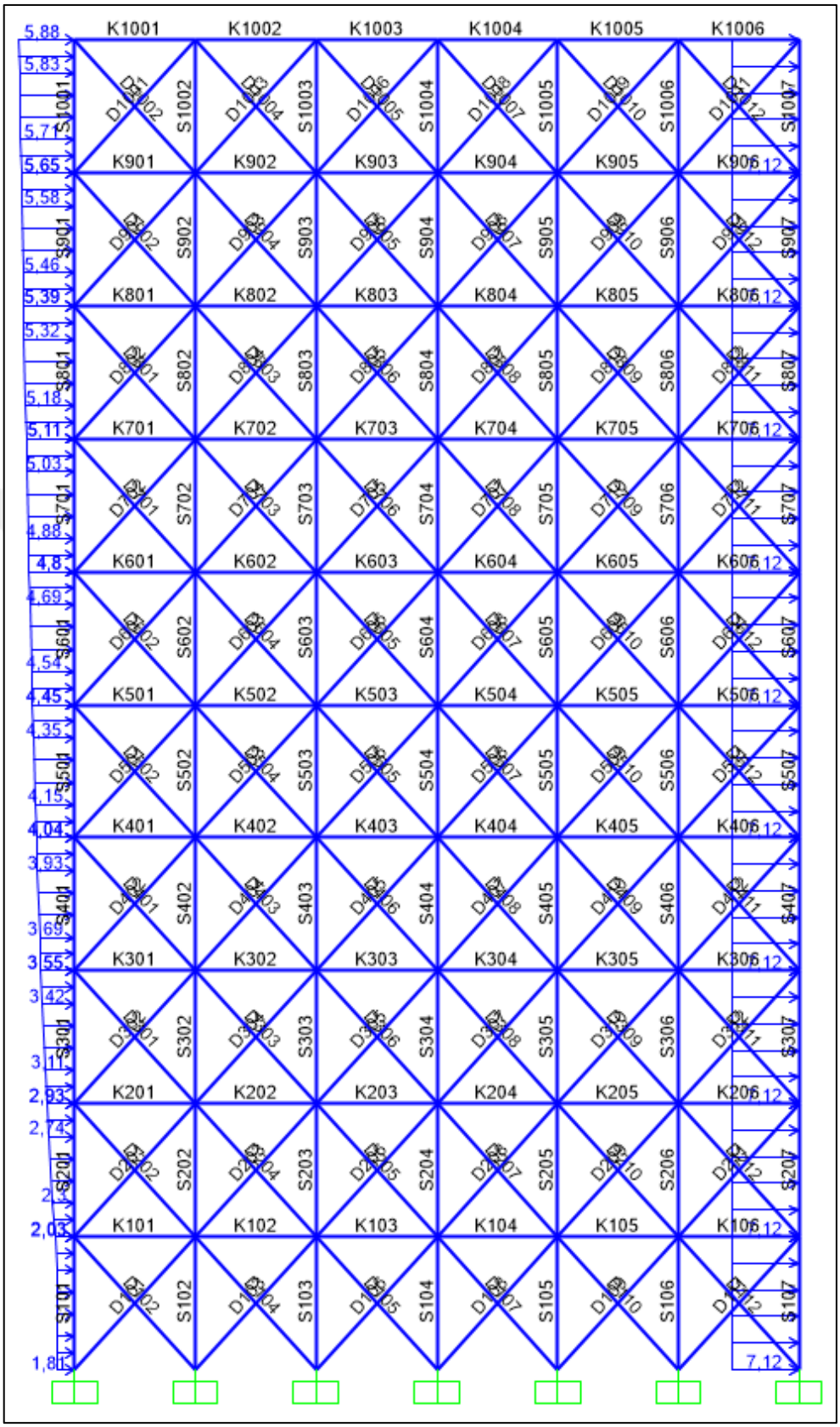
Şekil 3.23. GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda moment dayanımlı çerçeveye etkiyen rüzgar yükleri



Şekil 3.24. GC_{pi} değerinin -0,18 olması durumunda moment dayanımlı çerçeveye etkiyen rüzgar yükleri

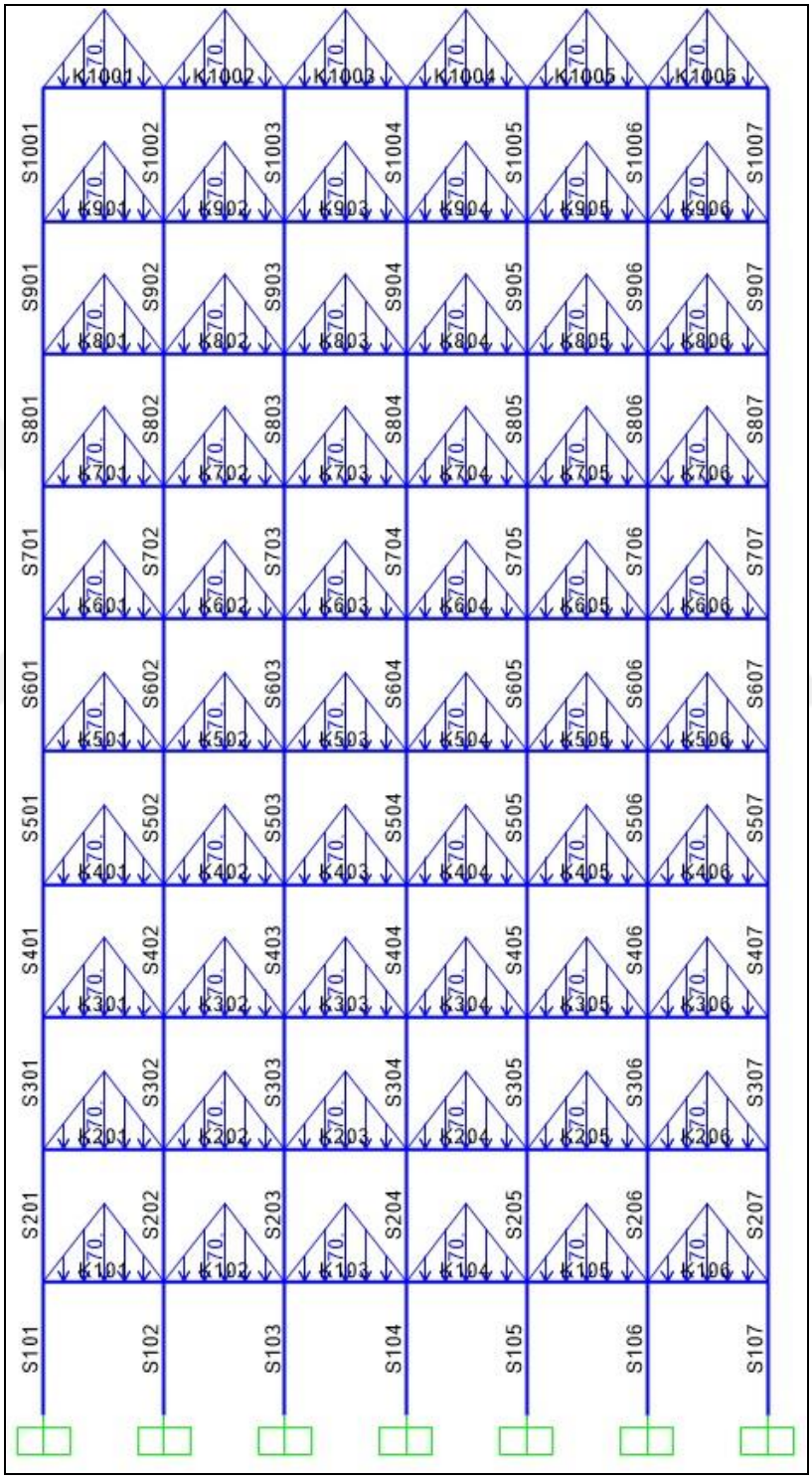


Şekil 3.25. GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda çapraz elemanlara sahip çerçeveye etkiyen rüzgar yükleri

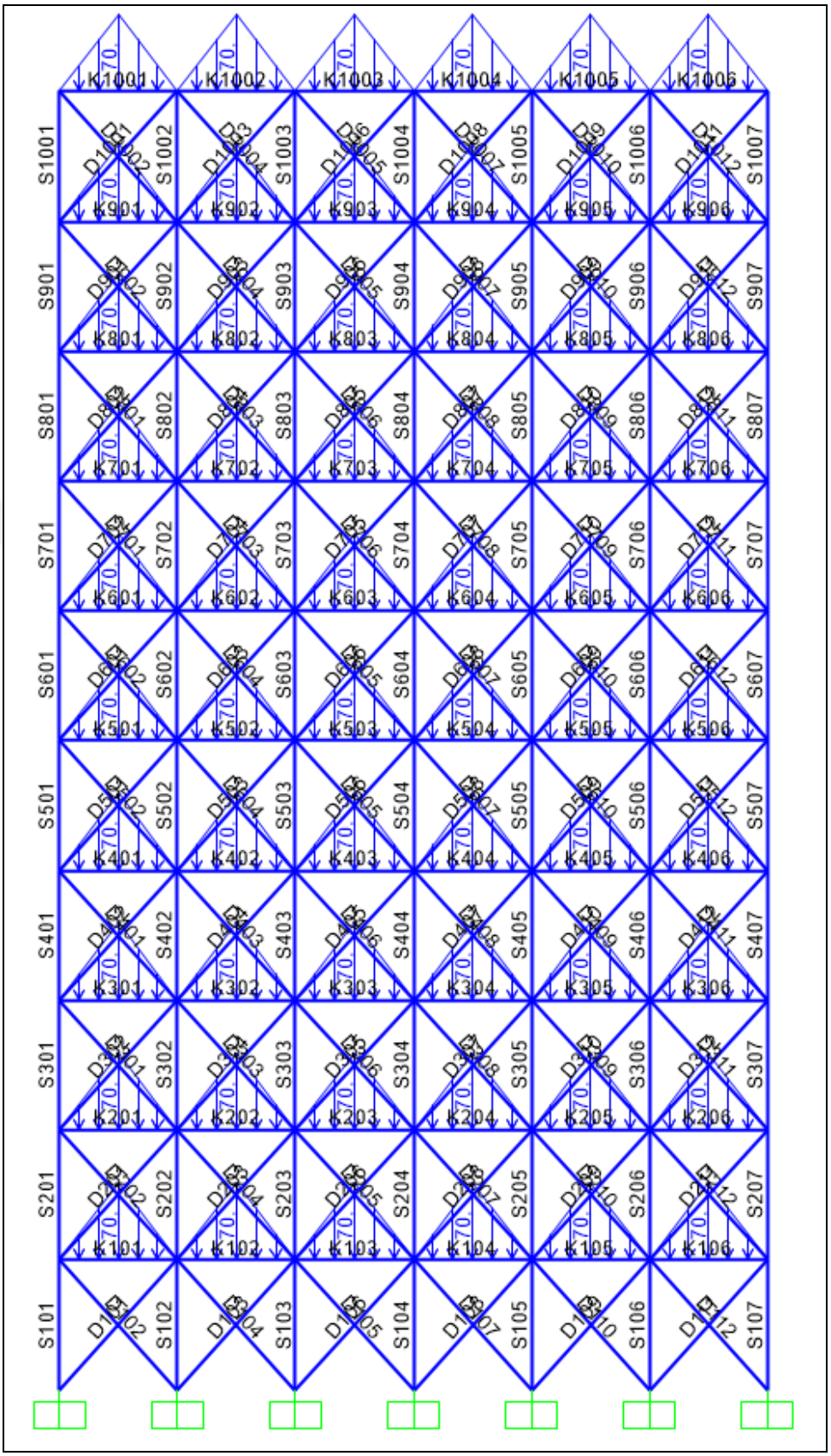


Şekil 3.26. GC_{pi} değerinin -0,18 olması durumunda çapraz elemanlara sahip çerçeveye etkiyen rüzgar yükleri

Ölü yükler Şekil 3.4.'e göre yüklenmiştir. Şekil 3.27.'de ölü yüklerin moment dayanımlı çerçeveye etkitilmesi, Şekil 3.28'de de ölü yüklerin çapraz elemanlara sahip olan çerçeveye etkitilmesi gösterilmiştir.

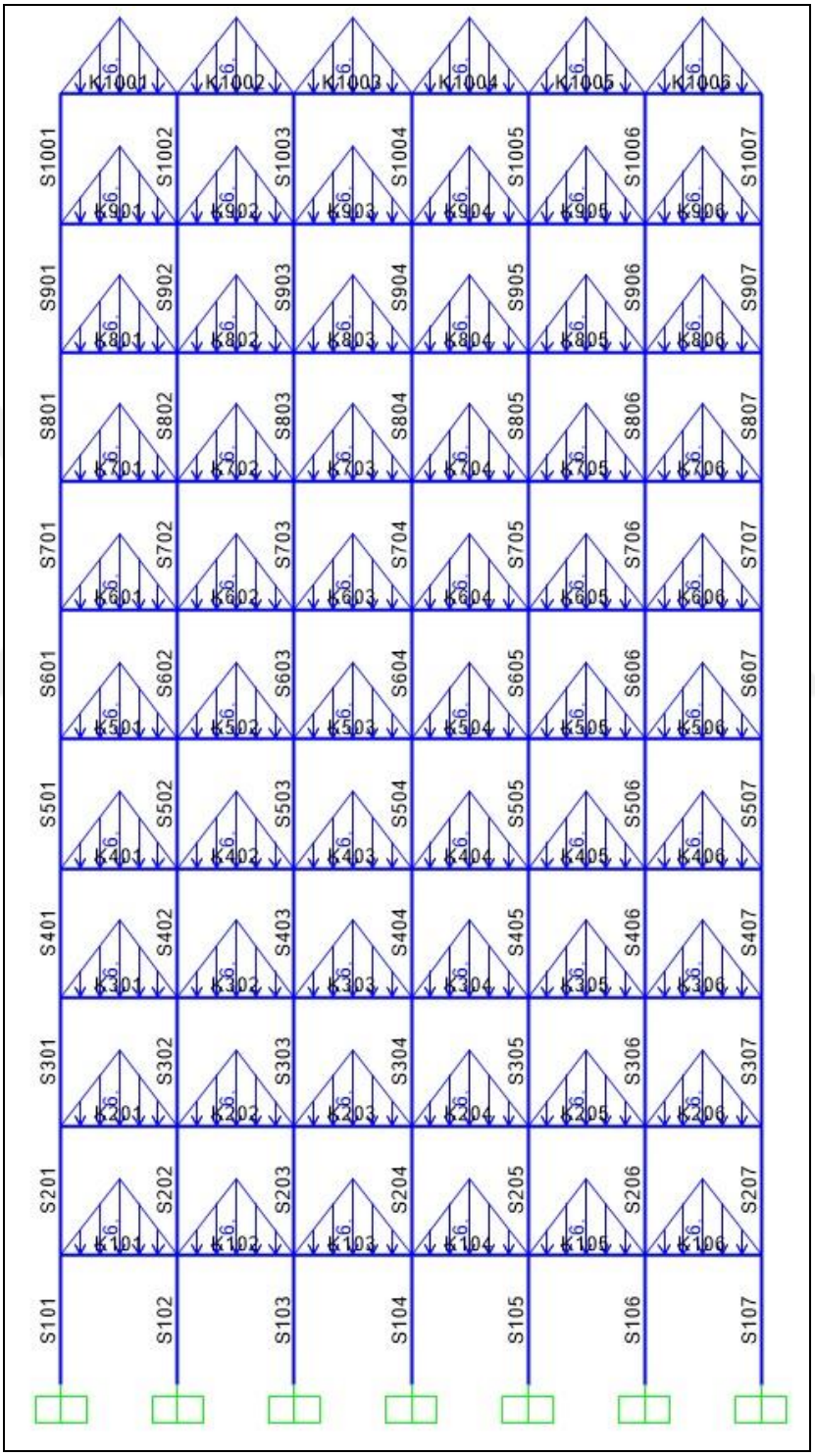


Şekil 3.27. Moment dayanımlı çerçeveye etkiyen ölü yükler

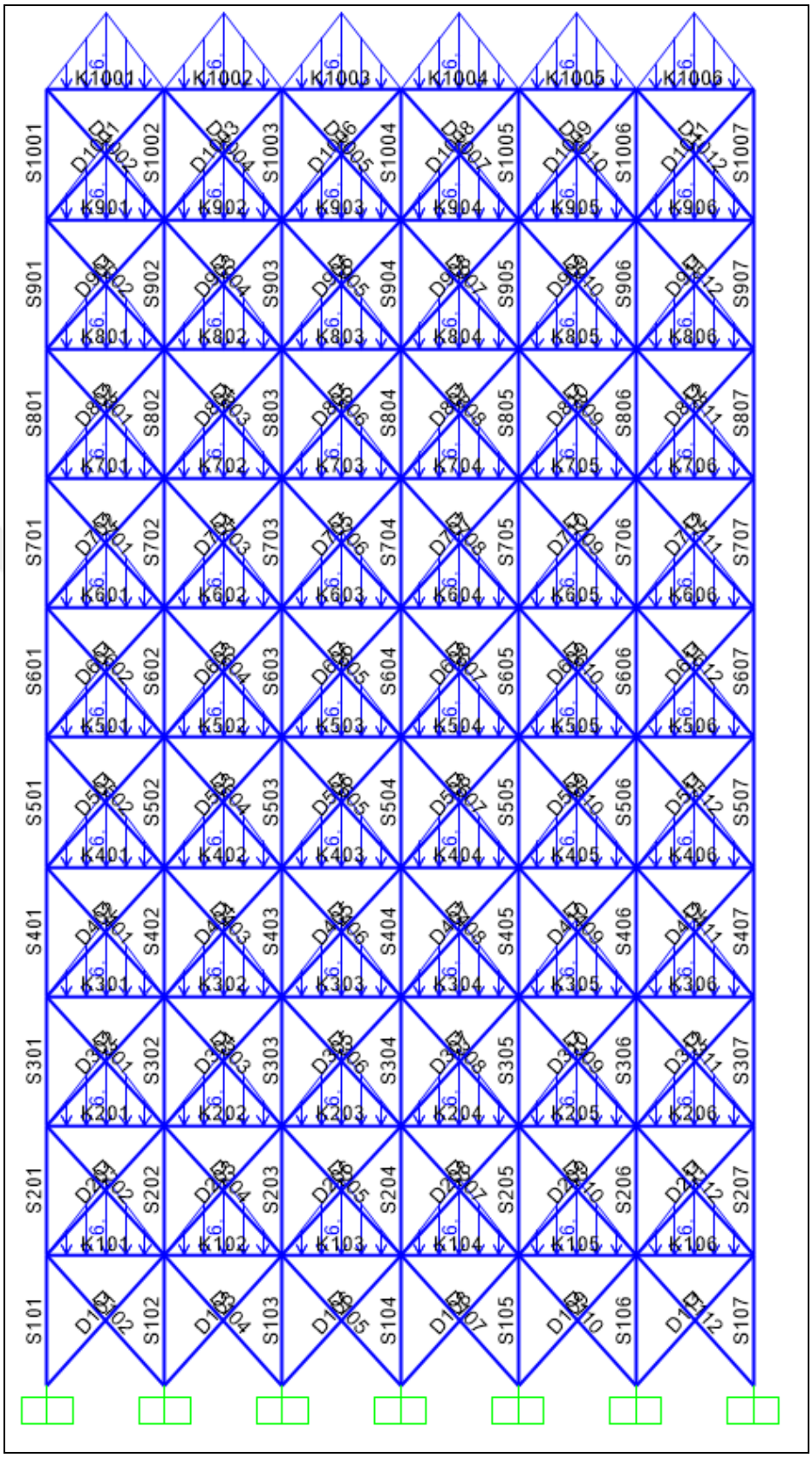


Şekil 3.28. Diyagonal elemanlara sahip olan çerçeveye etkiyen ölü yükler

Hareketli yükler de Şekil 3.4.'e göre yüklenmiştir. Şekil 3.29.'da hareketli yüklerinin moment dayanımlı çerçeveye etkitilmesi, Şekil 3.30.'da ise hareketli yüklerin çapraz elemanlara sahip olan çerçeveye etkitilmesi gösterilmiştir.



Şekil 3.29. Moment dayanımlı çerçeveye etkiyen hareketli yükler



Şekil 3.30. Diyagonal elemanlara sahip olan çerçeveye etkiyen hareketli yükler

3.1.4. Kullanılacak yük kombinasyonlarının belirlenmesi

Yapılara Sistemlere gerekli yükler yüklendikten sonra, ASCE 7-10 Bölüm 2.3.2.'ye göre belirlenen yük kombinasyonları tanımlanıp, analizler bu kombinasyonlara göre yapılmıştır. Tanımlanan yük kombinasyonları aşağıdadır:

1,4D

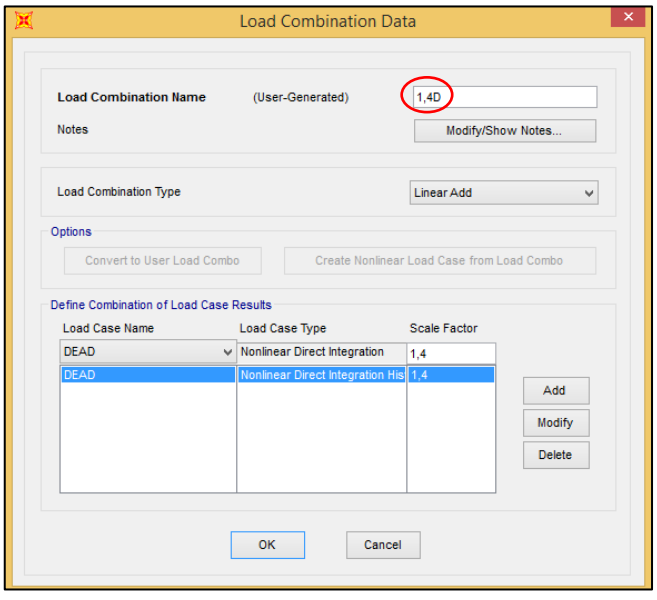
1,2D + 1,6L + 0,5S = 1,2D + 1,6L (S = 0)

1,2D + 1,3W + 0,5L + 0,5S = 1,2D + 1,3W + 0,5L (S = 0)

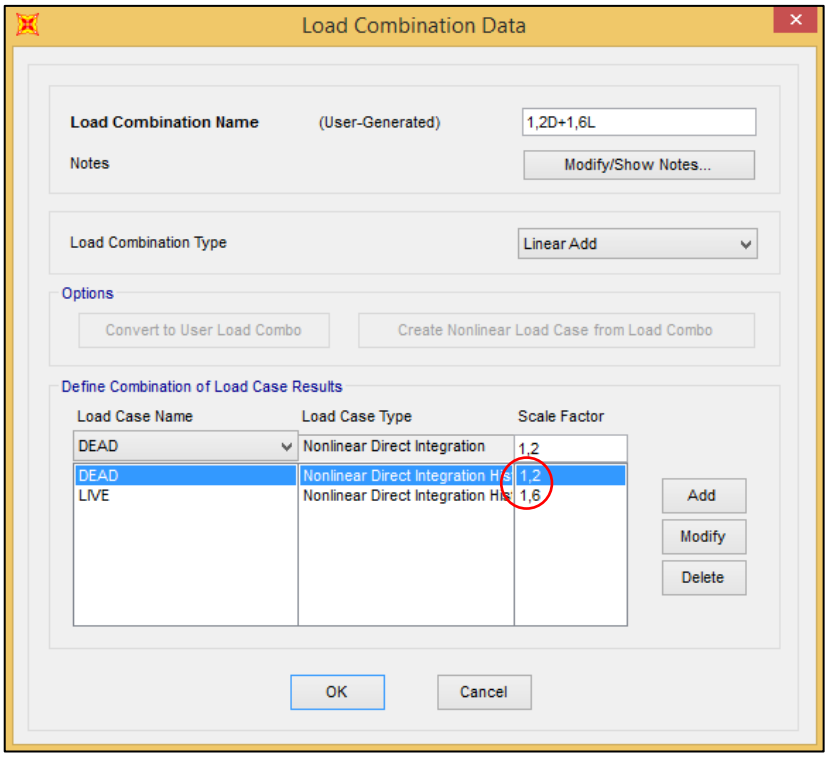
0,9D + (1,3W ya da 1,0E) = 0,9D + 1,3W (E = 0)

0,9D - (1,3W ya da 1,0E) = 0,9D - 1,3W (E = 0)

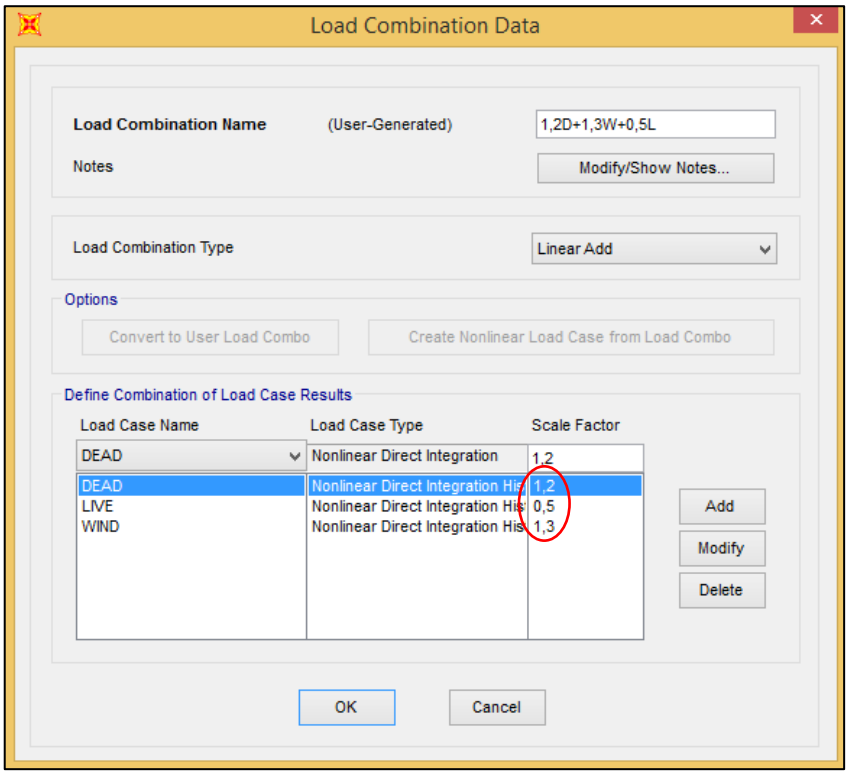
Yukarıdaki yük kombinasyonlarında yer alan D harfi ölü yükü, L ifadesi hareketli yükü, S harfi kar yükünü, E harfi deprem yükünü, W harfi ise rüzgar yükünü temsil etmektedir. Belirlenen yük kombinasyonları SAP2000'de aşağıdaki gibi tanımlanmıştır (Şekil 3.31., Şekil 3.32., Şekil 3.33., Şekil 3.34., Şekil 3.35.).



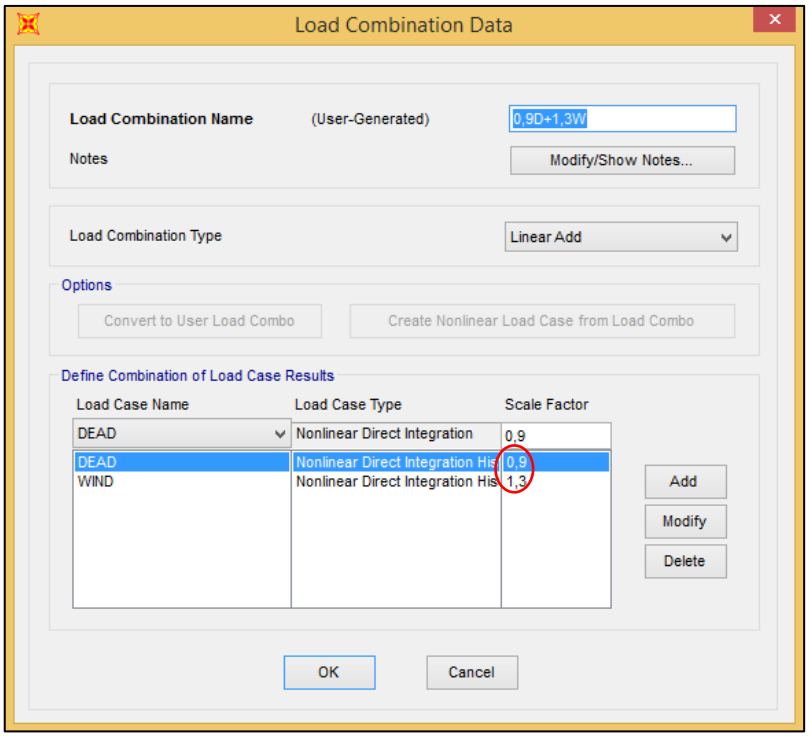
Şekil 3.31. 1,4D yük kombinasyonunun tanımlanması



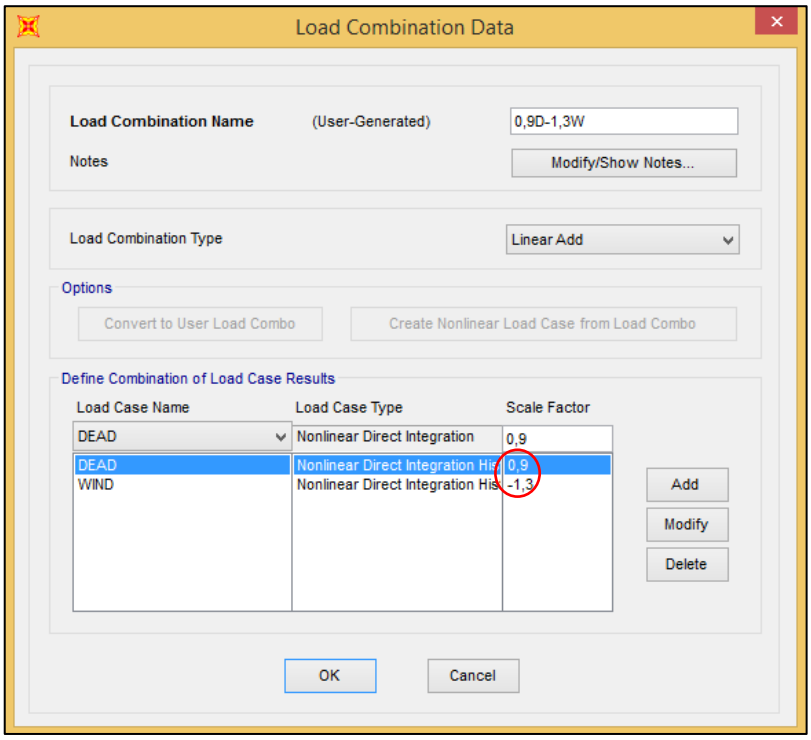
Şekil 3.32. 1,4D + 1,6L yük kombinasyonunun tanımlanması



Şekil 3.33. 1,2D + 1,3W + 0,5L yük kombinasyonunun tanımlanması

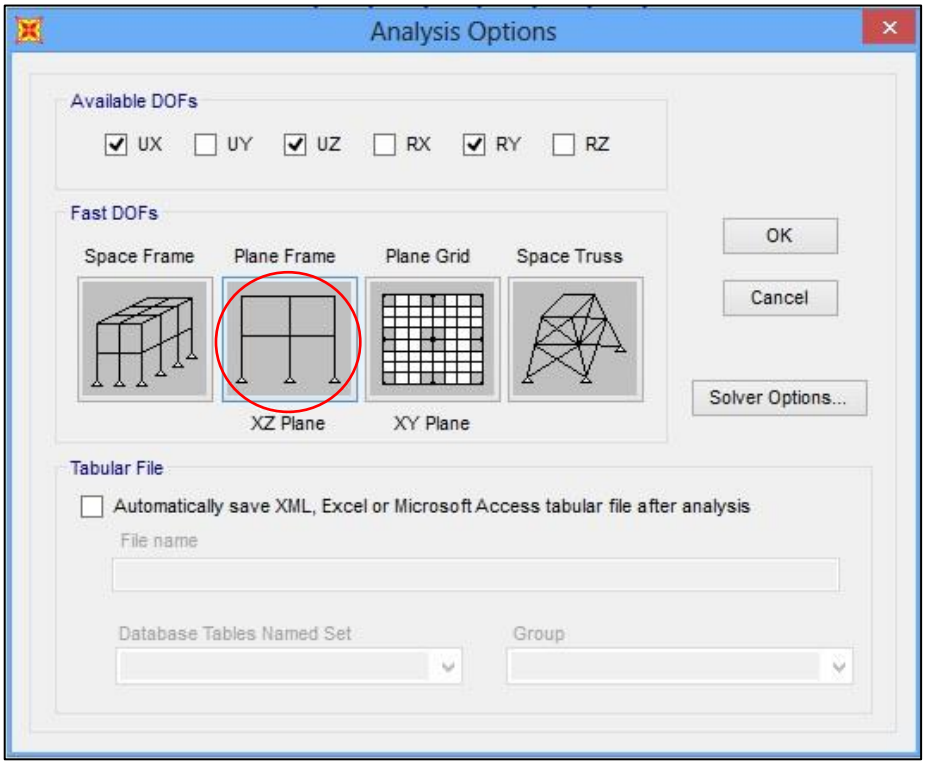


Şekil 3.34. 0,9D + 1,3W yük kombinasyonunun tanımlanması



Şekil 3.35. 0,9D - 1,3W yük kombinasyonunun tanımlanması

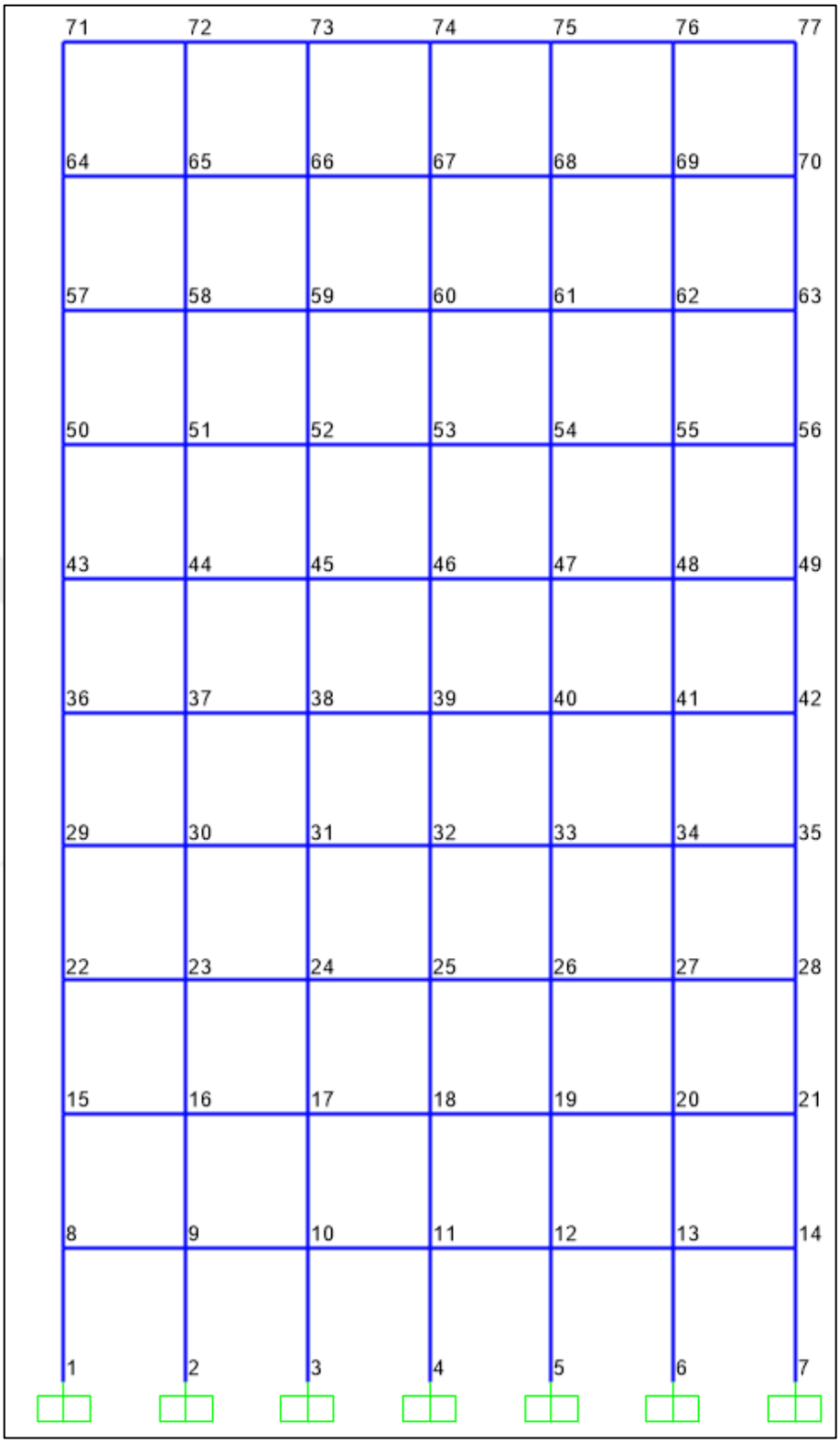
Yük kombinasyonları belirlendikten sonra, yapılacak olan analizler için 2 boyutlu analiz seçeneği seçilmiştir (Şekil 3.36.).



Şekil 3.36. Yapılacak olan analizler için 2 boyutlu analiz seçeneğinin seçilmesi

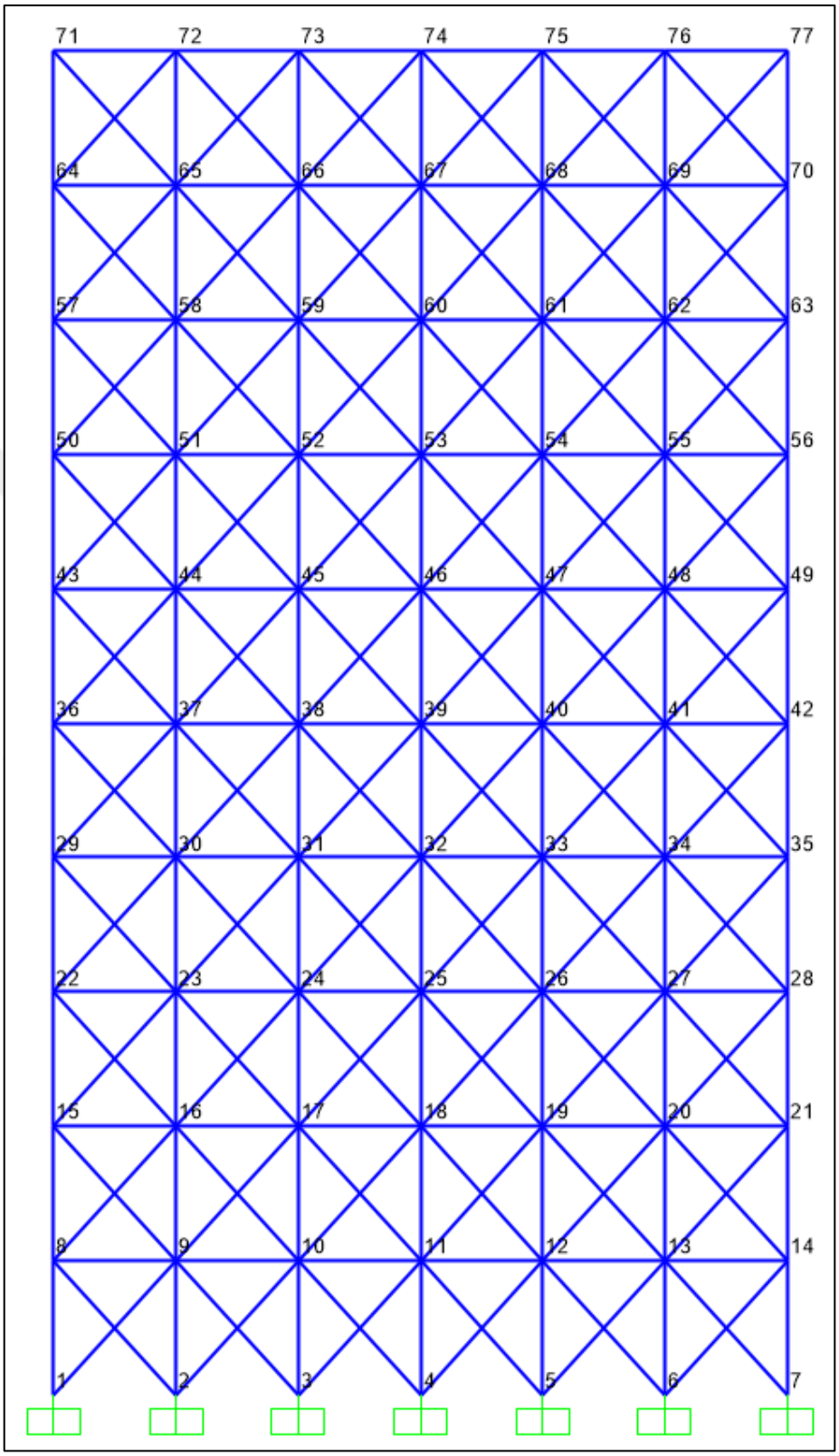
3.1.5. GC_{pi} değerinin +0,18 ve -0,18 olması durumlarının kıyaslanması

GC_{pi} = +0,18 ve GC_{pi} = -0,18 durumlarının yapılar üzerindeki etkilerini kıyaslamak için, bu iki duruma göre ayrı ayrı analiz yapılmıştır. Bu kıyaslamayı yapabilmek için, düğüm noktalarında meydana gelen maksimum deplasmanlar ve bu deplasmanlara ait orijinal SAP2000 verilerinin bir kısmı, herhangi bir yük kombinasyonu için çerçevelerin en üst ve en alt köşelerindeki moment, kesme kuvveti, eksenel kuvvet değerleri ve bu değerlere ait orijinal SAP2000 verilerinin bir kısmı, çerçevelerin ilk 10 moduna ait periyot ve frekanslar, bu frekans ve mod değerlerine ait orijinal SAP2000 verilerinin bir kısmı ile çerçevelerin elemanlarına etkiyen maksimum kuvvetler ve maksimum momentler incelenmiştir. Şekil 3.37.'de moment dayanımlı çerçeveye ait düğüm noktaları gösterilmiştir.



Şekil 3.37. Moment Dayanımlı çerçeveye ait düğüm noktaları

Şekil 3.38.'de çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait düğüm noktaları gösterilmiştir.



Şekil 3.38. Diyagonal elemanlara sahip olan çerçeveye ait düğüm noktaları

Çizelge 3.14.'te düğüm noktalarında meydana gelen maksimum deplasmanlar gösterilmiştir. Burada yer alan düğüm noktaları Şekil 3.37. ve Şekil 3.38.'de gösterilmiştir. Bu çizelgeye bakıldığında, GC_{pi} değerinin +0,18 ve -0,18 olması durumunda deplasmanlar hemen hemen aynı olmaktadır. Yukarı katlara çıkıldıkça deplasmanlar artmaktadır. Moment dayanımlı çerçevede meydana gelen deplasmanlar, çapraz elemanlara sahip çerçevede meydana gelen deplasmanlardan daha büyük olmaktadır.

Çizelge 3.14. Çerçevelere ait düğüm noktalarının maksimum deplasmanları

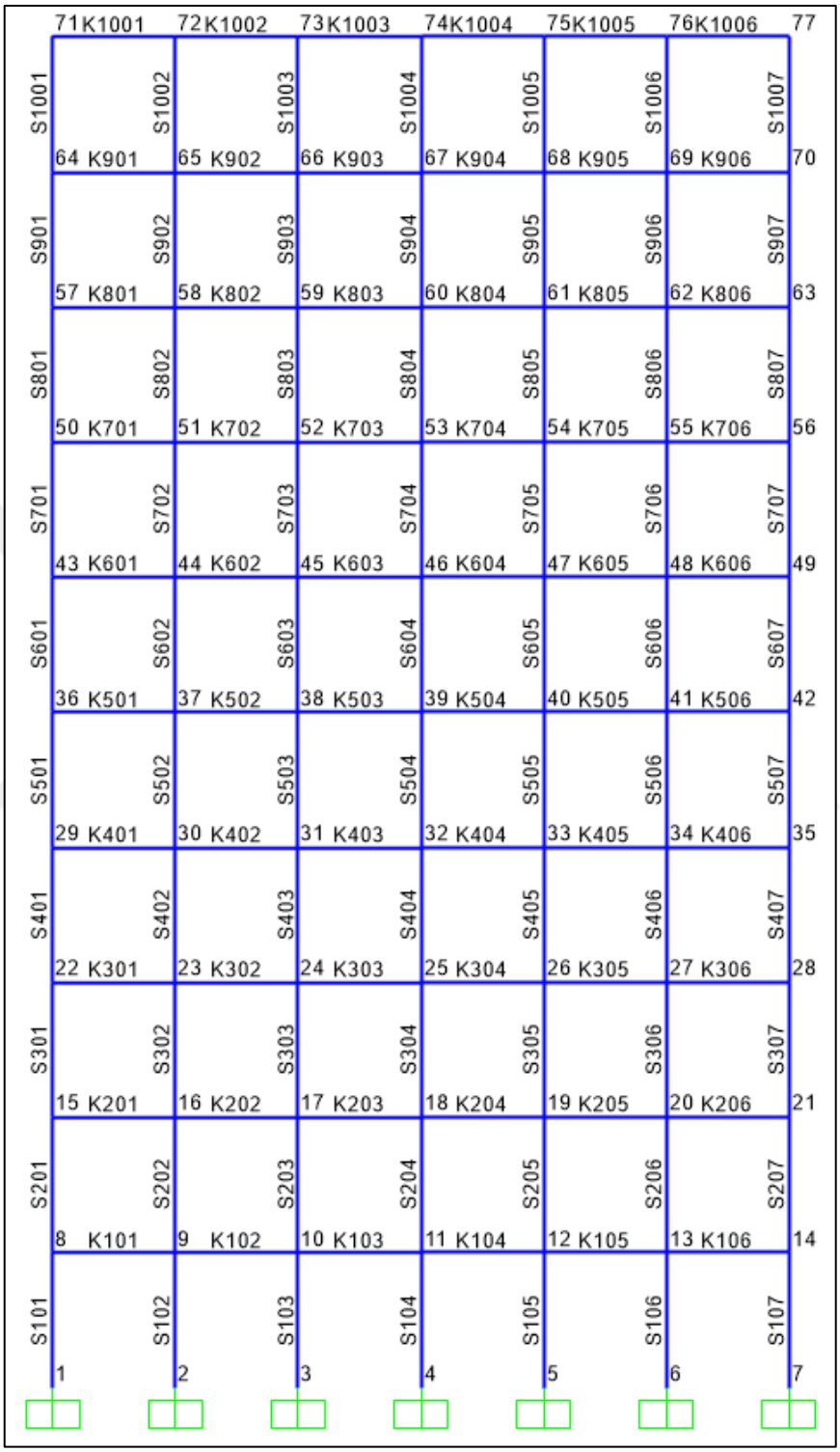
Düğüm Noktası	Deplasman (mm)							
	Moment Dayanımlı Çerçeve				Diyagonal Elemanlı Çerçeve			
	+0,18		-0,18		+0,18		-0,18	
	X yönünde	Y yönünde	X yönünde	Y yönünde	X yönünde	Y yönünde	X yönünde	Y yönünde
8	-23,414	-2,182	-23,222	-2,183	-0,522	-2,173	-0,522	-2,173
14	23,249	-2,664	23,477	-2,664	0,522	-2,446	0,522	-2,446
15	-63,355	-4,110	-63,145	-4,112	-1,178	-4,164	-1,178	-4,164
21	63,129	-5,030	63,381	-5,029	1,178	-4,164	1,178	-4,164
22	-104,314	-5,757	-104,123	-5,761	-1,923	-5,949	-1,923	-5,949
28	104,507	-7,072	104,318	-7,072	1,923	-6,106	1,923	-6,106
29	-141,927	-7,132	-141,747	-7,136	-2,722	-6,481	-2,722	-6,481
35	141,644	-8,793	141,916	-8,793	2,722	-8,089	2,722	-8,089
36	-174,793	-8,249	-174,622	-8,254	-3,546	-8,865	-3,546	-8,865
42	174,487	-8,254	174,768	-8,251	3,546	-9,039	3,546	-9,039
43	-202,354	-9,126	-202,192	-9,134	-4,373	-9,986	-4,373	-9,986
49	202,029	-11,336	202,319	-11,336	4,373	-10,527	4,373	-10,527
50	-224,330	-9,926	-224,175	-9,926	-5,181	-10,879	-5,181	-10,879
56	223,987	-12,194	224,284	-12,183	5,181	-11,375	5,181	-11,375
57	-240,820	-10,539	-240,669	-10,539	-5,957	-11,542	-5,957	-11,542
63	240,458	-12,804	240,763	-12,797	5,957	-11,986	5,957	-11,986
64	251,934	-10,943	251,855	-10,943	-6,689	-11,971	-6,689	-11,971
70	251,645	-13,186	251,965	-13,177	6,689	-12,371	6,689	-12,371
71	258,263	-11,135	258,427	-11,135	-7,372	-12,156	-7,372	-12,156
77	-257,990	-13,361	-258,177	-13,361	7,372	-12,534	7,372	-12,534

Çizelge 3.15.'te GC_{pi} = +0,18 için, moment dayanımlı çerçevenin 14, 15 ve 16 numaralı düğümlerine ait, SAP2000'den elde edilen deplasman verilerinin bir kısmı gösterilmiştir. Örnek teşkil etmesi açısından, 14 numaralı düğüm noktasına ait maksimum ve minimum deplasmanların bulunduğu satırlar sarı renk ile vurgulanmıştır.

Çizelge 3.15. GC_{pi} = +0,18 için SAP2000'den elde edilen, moment dayanımlı çerçeveye ait deplasman verilerinin bir kısmı.

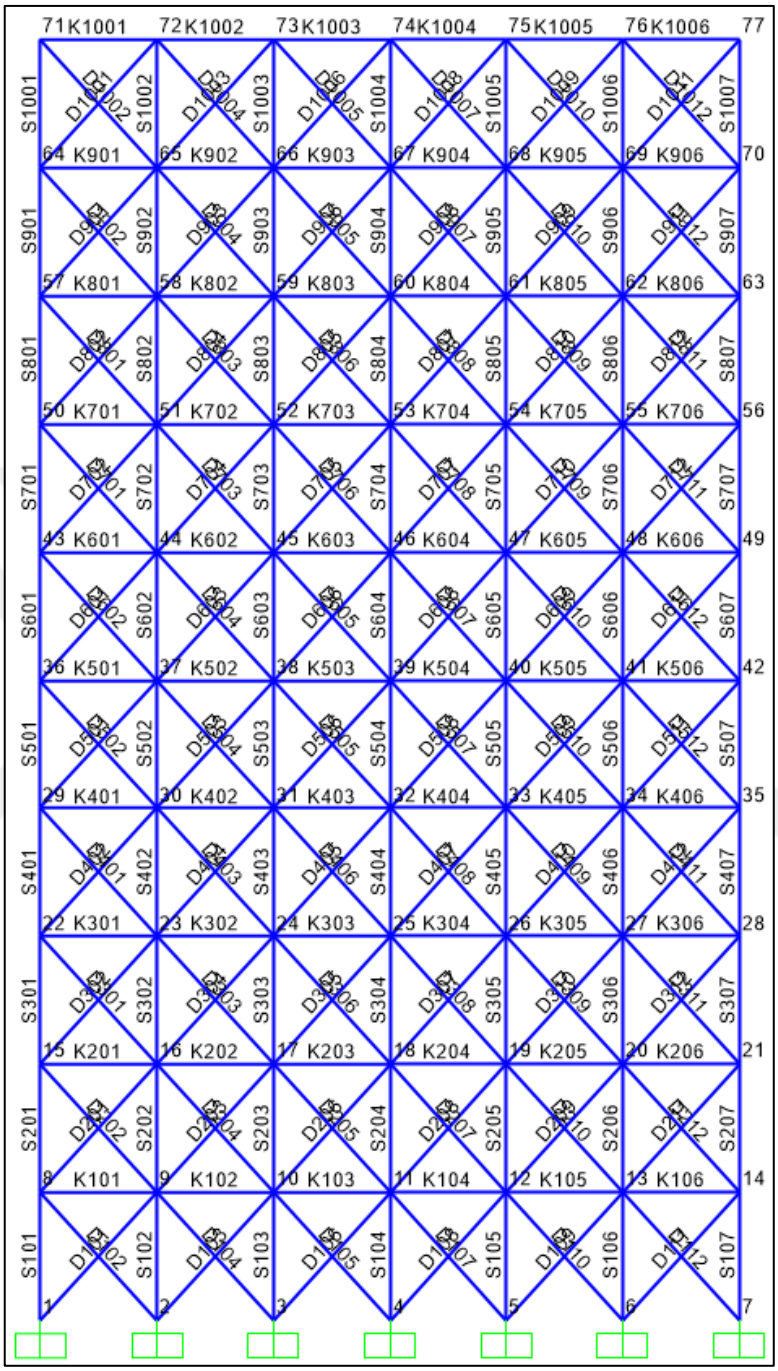
TABLE: Joint Displacements									
Joint	**Output Case**	**Case Type**	**Step Type**	**U1**	**U2**	**U3**	**R1**	**R2**	**R3**
Text	Text	Text	Text	m	m	M	Radians	Radians	Radians
14	1,4D	Combination	Max	0,000	0	0,000	0	0,000	0
14	1,4D	Combination	Min	0,000	0	-0,002	0	0,000	0
14	1,2D+1,6LI	Combination	Max	0,000	0	0,000	0	0,000	0
14	1,2D+1,6LI	Combination	Min	0,000	0	-0,002	0	0,000	0
14	1,2D+1,3W+0,5LI	Combination	Max	0,023	0	0,000	0	0,006	0
14	1,2D+1,3W+0,5LI	Combination	Min	0,000	0	-0,003	0	0,000	0
14	0,9D+1,3W	Combination	Max	0,023	0	0,000	0	0,006	0
14	0,9D+1,3W	Combination	Min	0,000	0	-0,002	0	0,000	0
14	0,9D-1,3W	Combination	Max	0,000	0	0,001	0	0,000	0
14	0,9D-1,3W	Combination	Min	-0,023	0	-0,001	0	-0,006	0
15	1,4D	Combination	Max	0,000	0	0,000	0	0,000	0
15	1,4D	Combination	Min	0,000	0	-0,004	0	0,000	0
15	1,2D+1,6LI	Combination	Max	0,000	0	0,000	0	0,000	0
15	1,2D+1,6LI	Combination	Min	0,000	0	-0,004	0	0,000	0
15	1,2D+1,3W+0,5LI	Combination	Max	0,063	0	0,002	0	0,007	0
15	1,2D+1,3W+0,5LI	Combination	Min	0,000	0	-0,003	0	0,000	0
15	0,9D+1,3W	Combination	Max	0,063	0	0,002	0	0,007	0
15	0,9D+1,3W	Combination	Min	0,000	0	-0,002	0	0,000	0
15	0,9D-1,3W	Combination	Max	0,000	0	0,000	0	0,000	0
15	0,9D-1,3W	Combination	Min	-0,063	0	-0,004	0	-0,007	0
16	1,4D	Combination	Max	0,000	0	0,000	0	0,000	0
16	1,4D	Combination	Min	0,000	0	-0,006	0	0,000	0
16	1,2D+1,6LI	Combination	Max	0,000	0	0,000	0	0,000	0
16	1,2D+1,6LI	Combination	Min	0,000	0	-0,006	0	0,000	0
16	1,2D+1,3W+0,5LI	Combination	Max	0,063	0	0,000	0	0,006	0
16	1,2D+1,3W+0,5LI	Combination	Min	0,000	0	-0,006	0	0,000	0
16	0,9D+1,3W	Combination	Max	0,063	0	0,000	0	0,006	0
16	0,9D+1,3W	Combination	Min	0,000	0	-0,004	0	0,000	0
16	0,9D-1,3W	Combination	Max	0,000	0	0,000	0	0,000	0
16	0,9D-1,3W	Combination	Min	-0,063	0	-0,004	0	-0,006	0

Şekil 3.39.'da moment dayanımlı çerçeveye ait düğüm noktaları gösterilmiştir.



Şekil 3.39. Moment dayanımlı çerçeveye ait düğüm noktaları ve eleman isimleri

Şekil 3.40.'da çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait düğüm noktaları gösterilmiştir.



Şekil 3.40. Diyagonal elemanlara sahip olan çerçeveye ait düğüm noktaları ve eleman isimleri

Çizelge 3.16.'da 1,2D+1,3W+0,5L yük kombinasyonu için çerçevelerin en üst ve en alt köşelerindeki moment, kesme kuvveti ve eksenel kuvvet değerleri gösterilmiştir. Bu yük kombinasyonunun seçilmesinde herhangi bir özel amaç yoktur. Başka bir yük kombinasyonu da seçilebilirdi. Esas amaç GC_{pi} değerinin +0,18 ve -0,18 olması

durumlarının kıyaslanmasıdır. Burada yer alan düğüm noktaları ve elaman isimleri Şekil 3.39. ve Şekil 3.40.'da gösterilmiştir. Bu çizelgeye bakıldığında, GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda her iki çerçevenin elemanlarına etkiyen maksimum kuvvet ve momentler kısmen daha büyük olmaktadır. Çizelge 3.17.'de ise bu moment ve kuvvet değerlerine ait orijinal SAP2000 verilerinin bir kısmı gösterilmiştir.

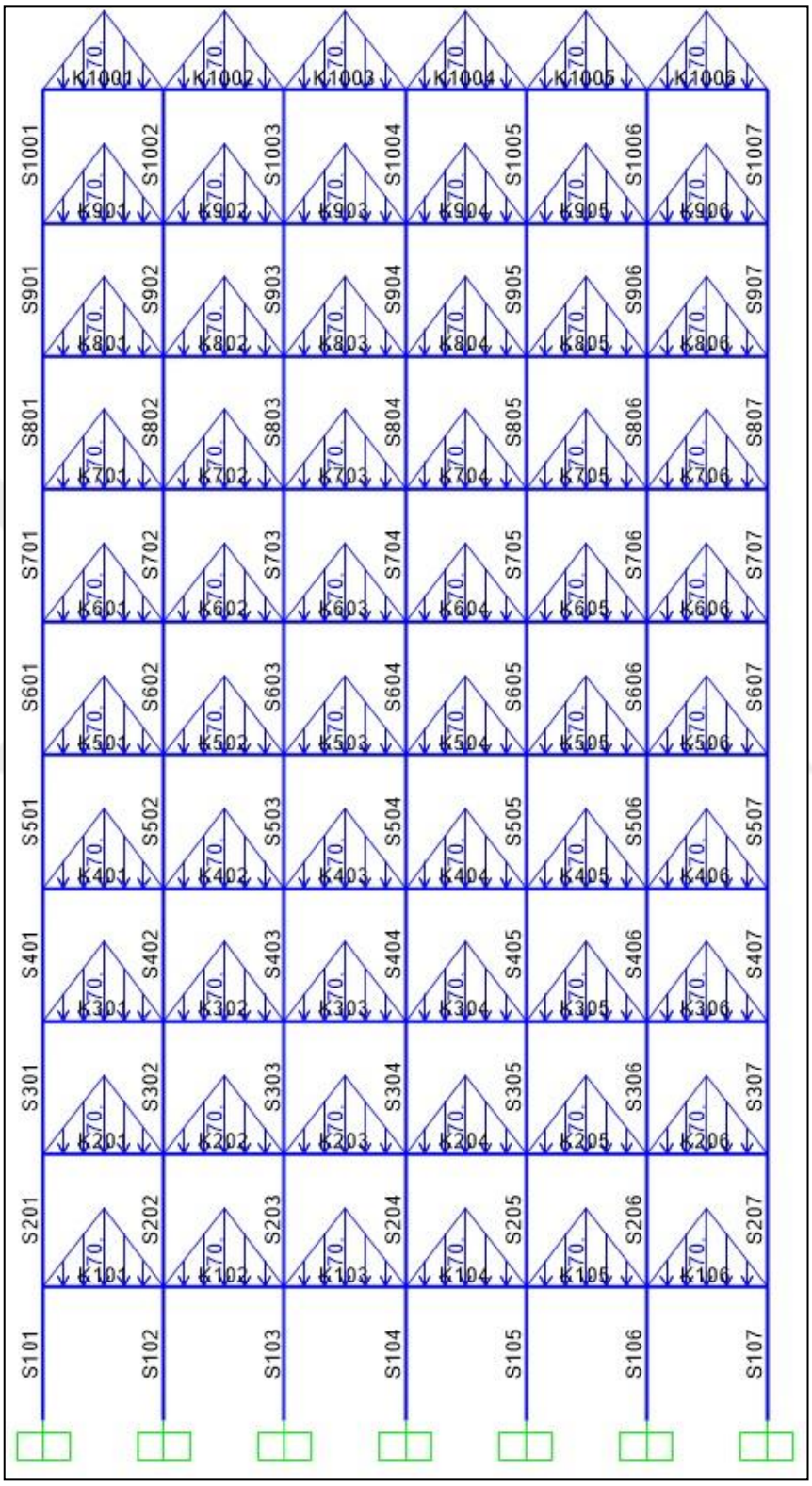
Çizelge 3.16. 1,2D+1,3W+0,5LI yük kombinasyonu için, çerçevelerin en üst ve en alt köşelerindeki moment, kesme kuvveti ve eksenel kuvvet değerleri

Eleman		Düğüm Noktası	Moment (kNm)		Kesme Kuvveti (kN)		Eksenel Kuvvet (kN)	
			GC_{pi}		GC_{pi}		GC_{pi}	
			+0,18	-0,18	+0,18	-0,18	+0,18	-0,18
Moment Dayanımlı Çerçeve	K1006	76	-80,75	-81,09	-99,76	-99,97	-41,61	-41,61
		77	-150,31	-146,72	127,21	126,15	-41,61	-41,61
	S1007	77	-150,31	-146,72	41,53	41,53	-128,80	-127,74
		70	89,25	92,07	50,81	68,00	-139,52	-138,46
	K1001	71	-141,94	-141,22	-124,01	-123,80	-76,17	-63,07
		72	-86,05	-87,77	101,52	102,59	-76,17	-63,07
	S1001	71	141,94	141,22	-75,45	-62,35	-125,61	-125,39
		64	-88,63	-96,14	-41,53	-41,53	-136,32	-136,11
	K106	14	-387,47	-338,73	218,65	219,10	10,62	33,35
		13	259,58	260,62	-109,49	-109,93	10,62	33,35
	S107	14	-77,91	-67,78	102,49	89,12	-2038,09	-2037,94
		7	542,54	562,53	123,08	140,03	-2048,81	-2048,65
	K101	9	-370,05	-369,19	216,68	216,29	-18,71	-21,52
		8	273,20	272,13	-112,35	-112,35	-18,71	-21,52
	S101	8	50,71	50,65	78,50	91,92	-1345,91	-1345,91
		1	533,14	513,50	121,94	105,06	-1356,63	-1356,63
Diyagonal Elemanlı Çerçeve	K1006	76	0,00	0,00	-111,07	-111,07	0,00	0,00
		77	0,00	0,00	111,07	111,07	0,00	0,00
	S1007	77	0,00	0,00	-10,30	-25,45	-120,38	-120,38
		70	0,00	0,00	10,30	25,45	-131,09	-131,09
	K1001	71	0,00	0,00	-111,07	-111,07	0,00	0,00
		72	0,00	0,00	111,07	111,07	0,00	0,00
	S1001	71	0,00	0,00	-35,89	-20,77	-121,09	-121,09
		64	0,00	0,00	35,89	20,77	-131,81	-131,81
	K106	14	0,00	0,00	111,07	111,07	0,00	0,00
		13	0,00	0,00	-111,07	-111,07	0,00	0,00
	S107	14	0,00	0,00	-10,30	-25,45	-1870,70	-1870,70
		7	0,00	0,00	10,30	25,45	-1881,42	-1881,42
	K101	9	0,00	0,00	111,07	111,07	0,00	0,00
		8	0,00	0,00	-111,07	-111,07	0,00	0,00
	S101	8	0,00	0,00	-21,80	-6,65	-1467,28	-1467,28
		1	0,00	0,00	21,80	-6,65	-1478,00	-1478,00

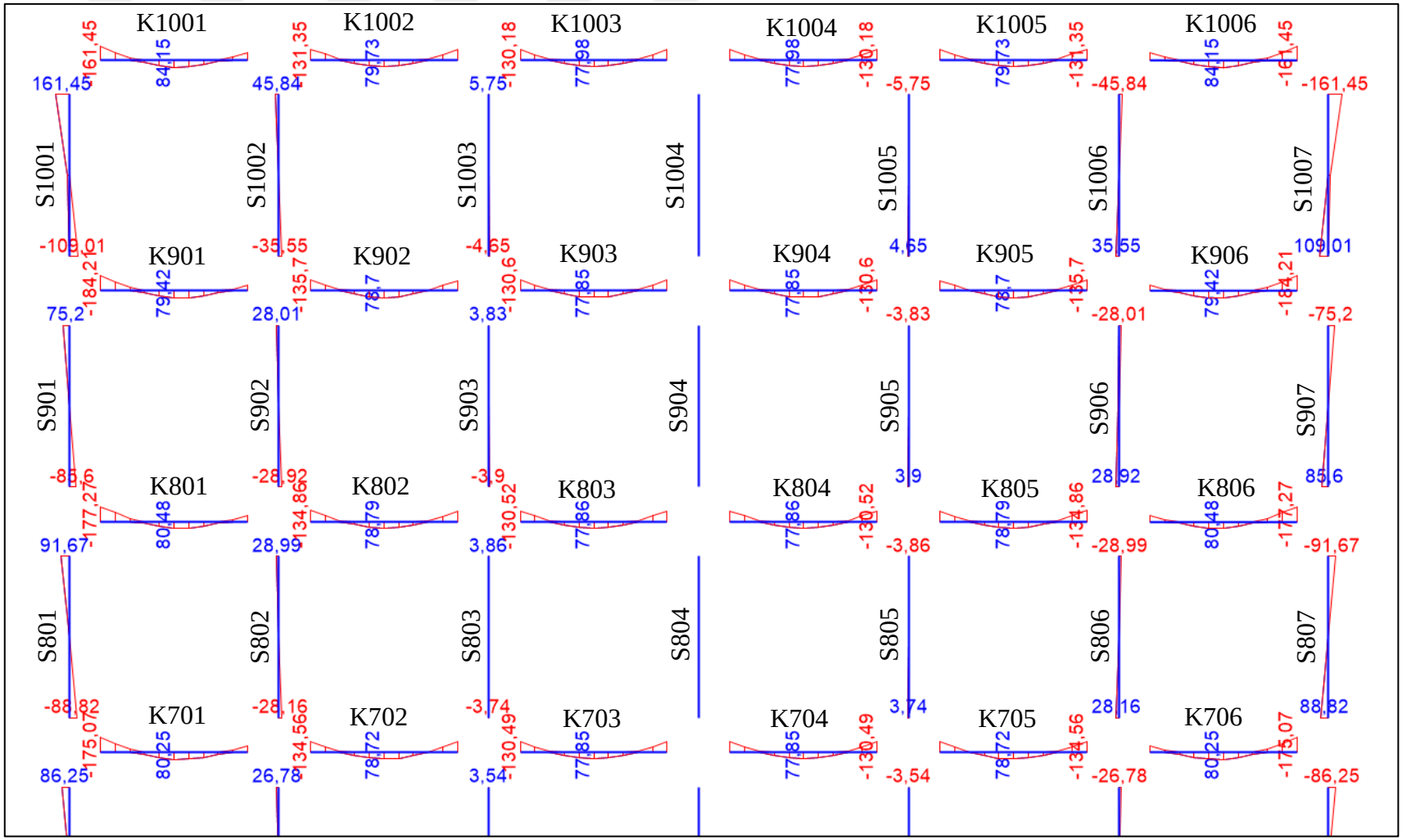
Çizelge 3.17. GC_{pi} = +0,18 için, moment dayanımlı çerçevenin S107 nolu kolonuna ait, SAP2000'den elde edilen kuvvet ve moment değerlerinin bir kısmı. Örnek teşkil etmesi açısından 1,2D+1,3W+0,5L yük kombinasyonu için, S107 kolonunda bulunan 7 ve 14 numaralı düğüm noktalarına ait moment, eksenel kuvvet ve kesme kuvvetlerinin bulunduğu satırlar sarı renk ile vurgulanmıştır.

TABLE: Element Forces – Frames												
Frame	**Station**	**Output Case**	**Case Type**	**Step Type**	**P**	**V2**	**V3**	**T**	**M2**	**M3**	**Frame Element**	**Element Station**
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
S107	0,00	1,4D	Combination	Max	0,0	15,3	0	0	0	27,2	S107-1	0,00
S107	2,75	1,4D	Combination	Max	0,0	15,3	0	0	0	0,0	S107-1	2,75
S107	5,50	1,4D	Combination	Max	0,0	15,3	0	0	0	0,0	S107-1	5,50
S107	0,00	1,4D	Combination	Min	-1533,6	0,0	0	0	0	0,0	S107-1	0,00
S107	2,75	1,4D	Combination	Min	-1527,3	0,0	0	0	0	-14,9	S107-1	2,75
S107	5,50	1,4D	Combination	Min	-1521,1	0,0	0	0	0	-57,1	S107-1	5,50
S107	0,00	1,2D+1,6LI	Combination	Max	0,0	14,6	0	0	0	25,9	S107-1	0,00
S107	2,75	1,2D+1,6LI	Combination	Max	0,0	14,6	0	0	0	0,0	S107-1	2,75
S107	5,50	1,2D+1,6LI	Combination	Max	0,0	14,6	0	0	0	0,0	S107-1	5,50
S107	0,00	1,2D+1,6LI	Combination	Min	-1449,3	0,0	0	0	0	0,0	S107-1	0,00
S107	2,75	1,2D+1,6LI	Combination	Min	-1444,0	0,0	0	0	0	-14,2	S107-1	2,75
S107	5,50	1,2D+1,6LI	Combination	Min	-1438,6	0,0	0	0	0	-54,4	S107-1	5,50
S107	0,00	1,2D+1,3W+0,5LI	Combination	Max	0,0	123,1	0	0	0	542,5	S107-1	0,00
S107	2,75	1,2D+1,3W+0,5LI	Combination	Max	0,0	112,8	0	0	0	231,5	S107-1	2,75
S107	5,50	1,2D+1,3W+0,5LI	Combination	Max	0,0	102,5	0	0	0	0,0	S107-1	5,50
S107	0,00	1,2D+1,3W+0,5LI	Combination	Min	-2048,8	0,0	0	0	0	0,0	S107-1	0,00
S107	2,75	1,2D+1,3W+0,5LI	Combination	Min	-2043,4	0,0	0	0	0	-13,3	S107-1	2,75
S107	5,50	1,2D+1,3W+0,5LI	Combination	Min	-2038,1	0,0	0	0	0	-77,9	S107-1	5,50

Şekil 3.41.'de ölü yüklerin moment dayanımlı çerçeveye etkiyen ölü yükler gösterilmiştir.



Şekil 3.41. Moment dayanımlı çerçeveye etkiyen ölü yükler



Şekil 3.42. 1,4D yük kombinasyonu için, GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda moment dayanımlı çerçevenin en üst katına ait moment değerleri

Şekil 3.42.'de toplam momentin sıfır olduğunu göstermek amacı ile moment dayanımlı çerçevenin en üst katına etkiyen momentler gösterilmiştir. Şekilde yer alan moment değerleri GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda 1,4D yük kombinasyonu için elde edilen değerlerdir. 1,4D yük kombinasyonunun seçilmesinin herhangi bir özel amacı yoktur. Bu kombinasyon yerine başka kombinasyonlar da seçilebilir. Burada esas amaç, çerçevenin en üst köşe noktalarındaki toplam momentin sıfır olduğunu göstermektir. Şekil 3.42. incelendiğinde, moment dayanımlı çerçevenin en üst köşelerindeki toplam momentlerin sıfır olduğu görülmektedir.

Çizelge 3.18.'de GC_{pi} değerlerinin +0,18 ve -0,18 olması durumunda her iki çerçeve tipinin ilk 10 moduna ait periyot ve frekans değerleri gösterilmiştir. Bu çizelge incelendiğinde GC_{pi} değerlerinin +0,18 ve -0,18 olması durumunda çerçevelere ait periyot ve frekans değerleri değişmemektedir. Ayrıca Çizelge 3.18.'e bakıldığında moment dayanımlı çerçeveye ait frekans değerlerinin çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait frekans değerlerinden daha küçük olduğu görülmektedir. Bunun nedeni ise, diyagonal elemanlı çerçevenin moment dayanımlı çerçeveye göre daha rijit olmasıdır.

Çizelge 3.18. Çerçevelerin ilk 10 moduna ait periyot ve frekanslar

Mod	Moment Dayanımlı Çerçeve				Diyagonal Elemanlı Çerçeve			
	GC_{pi}				GC_{pi}			
	+0,18		-0,18		+0,18		-0,18	
	Periyot (sn)	Frekans (Hz)	Periyot (sn)	Frekans (Hz)	Periyot (sn)	Frekans (Hz)	Periyot (sn)	Frekans (Hz)
1	0,883	1,133	0,883	1,133	0,207	4,827	0,207	4,827
2	0,282	3,543	0,282	3,543	0,063	15,977	0,063	15,977
3	0,157	6,360	0,157	6,360	0,061	16,293	0,061	16,293
4	0,104	9,637	0,104	9,637	0,032	31,544	0,032	31,544
5	0,074	13,429	0,074	13,429	0,027	37,445	0,027	37,445
6	0,057	17,636	0,057	17,636	0,021	48,357	0,021	48,357
7	0,052	19,108	0,052	19,108	0,020	50,611	0,020	50,611
8	0,050	19,863	0,050	19,863	0,018	56,949	0,018	56,949
9	0,048	21,008	0,048	21,008	0,018	57,139	0,018	57,139
10	0,045	22,049	0,045	22,049	0,015	65,124	0,015	65,124

Çizelge 3.19.'da ise, bir önceki çizelgede yer alan frekans ve mod değerlerine ait orijinal SAP2000 verilerinin bir kısmı gösterilmiştir.

Çizelge 3.19. GC_{pi} değerinin +0,18 olması durmunda, moment dayanımlı çerçevenin ilk 10 moduna ait, SAP2000'den elde edilen periyot ve frekans değerleri

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
Output Case	**Step Type**	**Step Num**	**Period**	**Frequency**	**CircFreq**	**Eigenvalue**
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0,883	1,133	7,117	50,645
MODAL	Mode	2	0,282	3,543	22,261	495,559
MODAL	Mode	3	0,157	6,360	39,960	1596,779
MODAL	Mode	4	0,104	9,637	60,552	3666,488
MODAL	Mode	5	0,074	13,429	84,375	7119,201
MODAL	Mode	6	0,057	17,636	110,809	12278,664
MODAL	Mode	7	0,052	19,108	120,060	14414,360
MODAL	Mode	8	0,050	19,863	124,806	15576,430
MODAL	Mode	9	0,048	21,008	132,000	17423,975
MODAL	Mode	10	0,045	22,049	138,539	19193,135

Çizelge 3.20.'de her iki çerçevenin elemanlarına etkiyen maksimum kuvvet ve momentler gösterilmiştir. Bu çizelgeye bakıldığında GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda, her iki çerçevenin elemanlarına etkiyen maksimum kuvvet ve momentlerin kısmen daha büyük olduğu görülmektedir. Ayrıca moment dayanımlı çerçevenin elemanlarına etkiyen maksimum eksenel kuvvetlerin, maksimum kesme kuvvetlerinin ve maksimum momentlerin daha büyük olduğu görülmektedir. Maksimum kuvvetlerin veya momentlerin meydana geldiği yük kombinasyonları ise değişkenlik göstermektedir. Örneğin; moment dayanımlı çerçevenin kolonlarına etkiyen maksimum eksenel kuvvet 1,4D yük kombinasyonunda, maksimum kesme kuvveti ve maksimum moment 0,9D-1,3W yük kombinasyonunda meydana gelirken, çapraz elemanlara sahip çerçevenin kolonlarına etkiyen maksimum eksenel kuvvet, maksimum kesme kuvveti ve maksimum moment 1,2D+1,3W+0,5L yük kombinasyonunda meydana gelmektedir.

Çizelge 3.20. Yapı elemanlarına etkiyen maksimum kuvvet ve momentler

Eleman			Maksimum Eksenel Kuvvet (kN)	Maksimum Eksenel Kuvvete Tekabül Eden Yük Kombinasyonu	Maksimum Kesme Kuvvetine Tekabül Eden Yük Kombinasyonu	Maksimum Moment (kN.m)	Maksimum Momente Tekabül Eden Yük Kombinasyonu
Moment Dayanımlı Çerçeve	GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda	Kolon	-2674,27	1,4D	-131,80	0,9D-1,3W	-559,33	0,9D-1,3W
		Kiriş	-82,52	1,2D+1,3W+0,5L	238,81	1,2D+1,3W+0,5L	-438,63	1,2D+1,3W+0,5L
		Çapraz Eleman	-	-	-	-	-	-
	GC_{pi} değerinin -0,18 olması durumunda	Kolon	-2674,27	1,4D	-126,97	0,9D-1,3W	-558,37	0,9D-1,3W
		Kiriş	-68,73	1,2D+1,3W+0,5L	238,84	1,2D+1,3W+0,5L	-438,67	1,2D+1,3W+0,5L
		Çapraz Eleman	-	-	-	-	-	-
Diyagonal Elemanlı Çerçeve	GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda	Kolon	-1881,42	1,2D+1,3W+0,5L	35,89	1,2D+1,3W+0,5L	49,16	1,2D+1,3W+0,5L
		Kiriş	0,00	-	125,21	1,4D	207,56	1,4D
		Çapraz Eleman	-697,40	1,2D+1,3W+0,5L	3,42	1,4D	6,36	1,4D
	GC_{pi} değerinin -0,18 olması durumunda	Kolon	-1881,55	1,2D+1,3W+0,5L	25,45	1,2D+1,3W+0,5L	35,00	1,2D+1,3W+0,5L
		Kiriş	0,00	1,2D+1,3W+0,5L	125,21	1,4D	207,56	1,4D
		Çapraz Eleman	-697,46	1,2D+1,3W+0,5L	3,42	1,4D	6,36	1,4D

Yukarıdaki tablolardan da anlaşılacağı gibi, elemanlara etkiyen kuvvetler farklı olmasına rağmen düğüm noktalarında meydana gelen deplasmanlar hemen hemen aynıdır. Ayrıca iki çerçeve için de, GC_{pi} değerinin +0,18 ve -0,18 olması durumunda periyotlar ile frekanslar değişmemektedir. Fakat, GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda, her iki çerçevenin elemanlarına etkiyen maksimum kuvvet ve momentler kısmen daha büyük olmaktadır. Bütün bu sonuçlar gösteriyor ki, GC_{pi} değerinin +0,18 olması her iki çerçeve için de daha büyük risk taşımaktadır. Bundan dolayı, ilerleyen hesaplamalarda GC_{pi} değeri +0,18 olarak alınmıştır.

ASCE 7-10 Bölüm 26.2'ye göre yapıların rijit olup olmadığını belirlemek amacıyla, her iki çerçeve için modal analiz yapılmıştır. Yapılan bu analizlerin sonucunda, iki çerçevenin de temel doğal frekansının 1 Hz değerinden büyük, olduğu görülmüştür (Çizelge 3.21.). Bu sonuçlar her iki yapının da rijit olduğunu göstermektedir.

Çizelge 3.21. Sap2000'den elde edilen ve çerçevelerin temel doğal frekansına ait olan periyot ve frekans değerleri

Çerçeve	Mod	Periyot (sn)	Frekans (Hz)
Moment Dayanımlı Çerçeve	1	0,883	1,133
Diyagonal Elamanlara Sahip Çerçeve	1	0,207	4,827

3.1.6. Analizlerde kullanılacak mod sayısının belirlenmesi

Yapıların rijit olup olmadığı belirlendikten sonra, seçilen mod sayısının ASCE 7-10 Bölüm 12.9.1'e uygun olup olmadığına bakılmıştır. Bunun için, her iki yapı da GC_{pi} = +0,18 değerine göre modal analize tabi tutulup, bu analiz sonucunda elde edilen modal kütle katılım oranları incelenmiştir (Çizelge 3.22.). ASCE 7-10 Bölüm 12.9.1'de yapılara ait minimum modal kütle katılım oranının %90 olması istenmektedir. Yapılar modellenirken hesaba katılan mod sayısı 45 olarak seçilmiştir. Çizelge 3.22.'den de anlaşılacağı gibi mod sayısı 18 olarak seçildiğinde X ve Y yönüne ait modal kütle katılım oranları %90'ı geçmektedir. Hesaba katılan mod sayısı 18'i geçtiği için, modal

analizde hesaba katılan mod sayısı yeterli olup, bu sayının değiştirilmesine gerek duyulmamıştır.

Çizelge 3.22. Yapılara ait modal kütle katılım oranlarının bir kısmı

Mod	X Yönünde Modal Kütle Katılım Oranı		Y Yönünde Modal Kütle Katılım Oranı	
	Moment Dayanımlı Çerçeve	Diyagonal Elemanlı Çerçeve	Moment Dayanımlı Çerçeve	Diyagonal Elemanlı Çerçeve
1	0,799	0,799	0,687	0,000
2	0,900	0,900	0,908	0,000
3	0,939	0,939	0,908	0,000
4	0,962	0,962	0,946	0,000
5	0,976	0,976	0,966	0,000
6	0,986	0,986	0,966	0,000
7	0,986	0,986	0,981	0,783
8	0,986	0,986	0,984	0,783
9	0,986	0,986	0,984	0,839
10	0,799	0,992	0,991	0,839
11	0,900	0,993	0,991	0,839
12	0,939	0,993	0,995	0,848
34	1,000	1,000	1,000	0,971
35	1,000	1,000	1,000	0,981
35	1,000	1,000	1,000	0,981
37	1,000	1,000	1,000	0,982
38	1,000	1,000	1,000	0,982
39	1,000	1,000	1,000	0,982
40	1,000	1,000	1,000	0,985
41	1,000	1,000	1,000	0,985
42	1,000	1,000	1,000	0,990
43	1,000	1,000	1,000	0,990
44	1,000	1,000	1,000	0,991
45	1,000	1,000	1,000	0,991

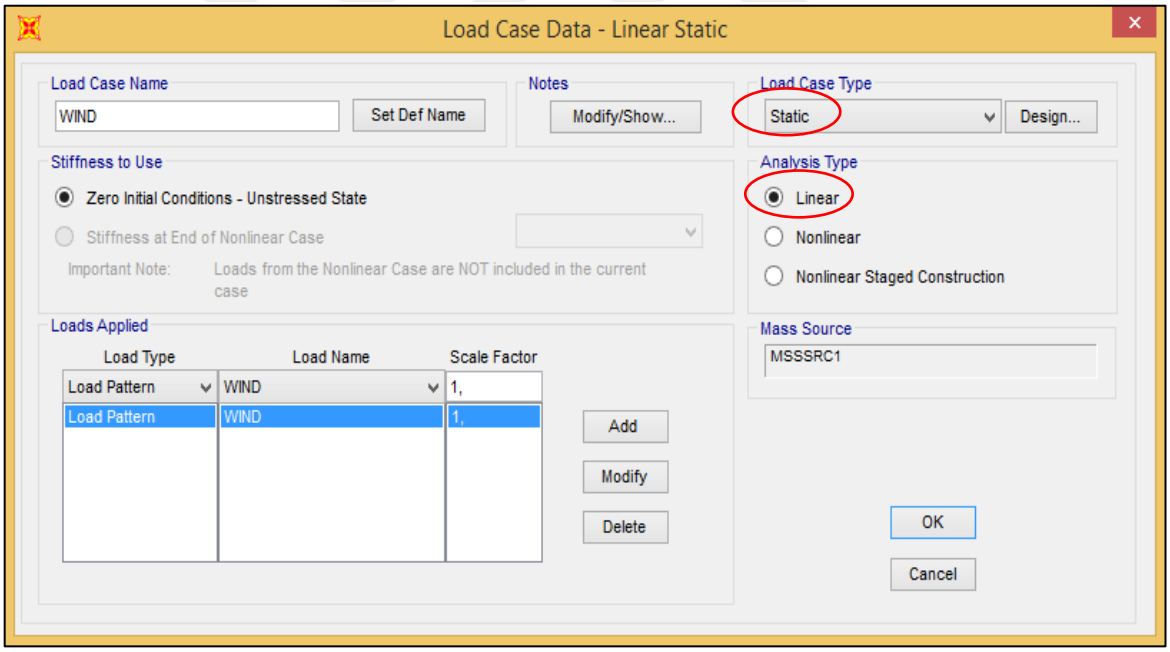
Çizelge 3.23. Moment dayanımlı çerçeveye ait modal kütle katılım oranlarına ilişkin orijinal SAP2000 verilerinin bir kısmı. Modal kütle katılım oranlarına ilişkin sütunlar sarı renk ile vurgulanmıştır

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
Output Case	**Step Type**	**Step Num**	**Period**	**UX**	**UY**	**UZ**	**Sum UX**	**Sum UY**	**Sum UZ**	**RX**	**RY**	**RZ**	**Sum RX**	**Sum RY**	**Sum RZ**
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,883	0,799	0,000	0,000	0,799	0,000	0,000	0,000	0,184	0,000	0,000	0,184	0,000
MODAL	Mode	2	0,282	0,101	0,000	0,000	0,900	0,000	0,000	0,000	0,372	0,000	0,000	0,555	0,000
MODAL	Mode	3	0,157	0,040	0,000	0,000	0,939	0,000	0,000	0,000	0,041	0,000	0,000	0,597	0,000
MODAL	Mode	4	0,104	0,022	0,000	0,000	0,962	0,000	0,000	0,000	0,062	0,000	0,000	0,659	0,000
MODAL	Mode	5	0,074	0,014	0,000	0,000	0,976	0,000	0,000	0,000	0,019	0,000	0,000	0,678	0,000
MODAL	Mode	6	0,057	0,010	0,000	0,000	0,986	0,000	0,000	0,000	0,035	0,000	0,000	0,713	0,000
MODAL	Mode	7	0,052	0,000	0,000	0,783	0,986	0,000	0,783	0,000	0,000	0,000	0,000	0,713	0,000
MODAL	Mode	8	0,050	0,000	0,000	0,000	0,986	0,000	0,783	0,000	0,184	0,000	0,000	0,897	0,000
MODAL	Mode	9	0,048	0,000	0,000	0,056	0,986	0,000	0,839	0,000	0,000	0,000	0,000	0,897	0,000
MODAL	Mode	10	0,045	0,006	0,000	0,000	0,992	0,000	0,839	0,000	0,004	0,000	0,000	0,901	0,000
MODAL	Mode	11	0,044	0,001	0,000	0,000	0,993	0,000	0,839	0,000	0,038	0,000	0,000	0,939	0,000
MODAL	Mode	12	0,042	0,000	0,000	0,010	0,993	0,000	0,848	0,000	0,000	0,000	0,000	0,939	0,000
MODAL	Mode	13	0,040	0,000	0,000	0,000	0,993	0,000	0,848	0,000	0,005	0,000	0,000	0,944	0,000
MODAL	Mode	14	0,039	0,000	0,000	0,001	0,993	0,000	0,849	0,000	0,000	0,000	0,000	0,944	0,000
MODAL	Mode	15	0,038	0,004	0,000	0,000	0,997	0,000	0,849	0,000	0,007	0,000	0,000	0,951	0,000
MODAL	Mode	16	0,033	0,002	0,000	0,000	0,999	0,000	0,849	0,000	0,005	0,000	0,000	0,956	0,000
MODAL	Mode	17	0,031	0,001	0,000	0,000	1,000	0,000	0,849	0,000	0,001	0,000	0,000	0,957	0,000
MODAL	Mode	18	0,018	0,000	0,000	0,067	1,000	0,000	0,917	0,000	0,000	0,000	0,000	0,957	0,000
MODAL	Mode	19	0,018	0,000	0,000	0,000	1,000	0,000	0,917	0,000	0,012	0,000	0,000	0,969	0,000

Çizelge 3.23.'te ise modal katılım oranlarına ilişkin orijinal SAP2000 verilerinin bir kısmı gösterilmiştir. Yatay yöndeki (x yönündeki) ve düşey yöndeki (z yönündeki) modal kütle katılım oranları sarı renk ile işaretlenmiştir.

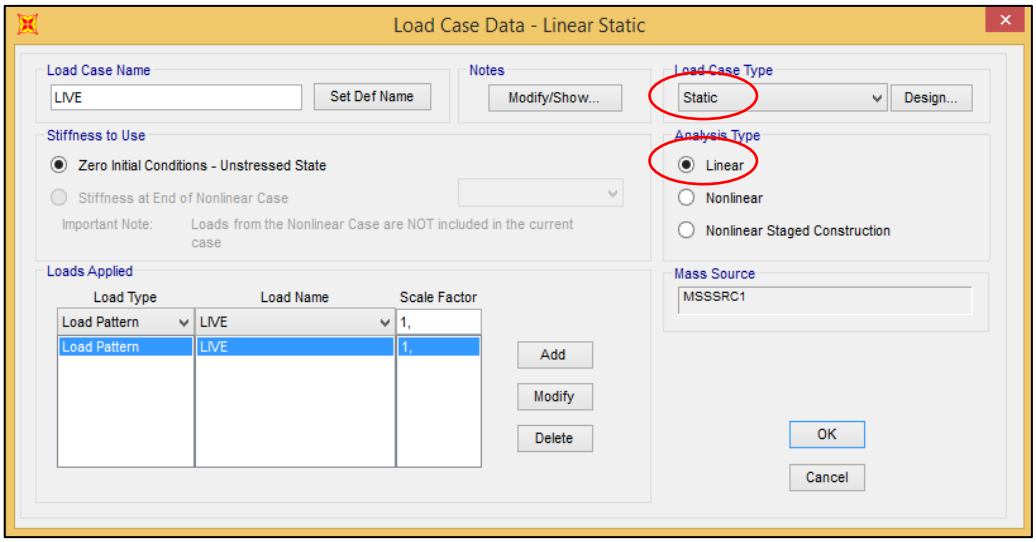
3.1.7. Seçilen analiz tipinin ve kullanılan yük fonksiyonunun doğrulanması

Seçilen mod sayısı da doğrulandıktan sonra, direkt integrasyon yöntemiyle elde edilen sonuçlar ile lineer statik analizle elde edilen sonuçlar arasındaki benzerliği kıyaslamak için, moment dayanımlı çerçeve ayrıca lineer statik olarak da çözümlenmiştir. Şekil 3.43.'te lineer statik analiz için moment dayanımlı çerçeveye ait rüzgar yükü verileri gösterilmiştir. Yük durumu tipi olarak "statik", analiz tipi olarak da lineer analiz seçilmiştir.



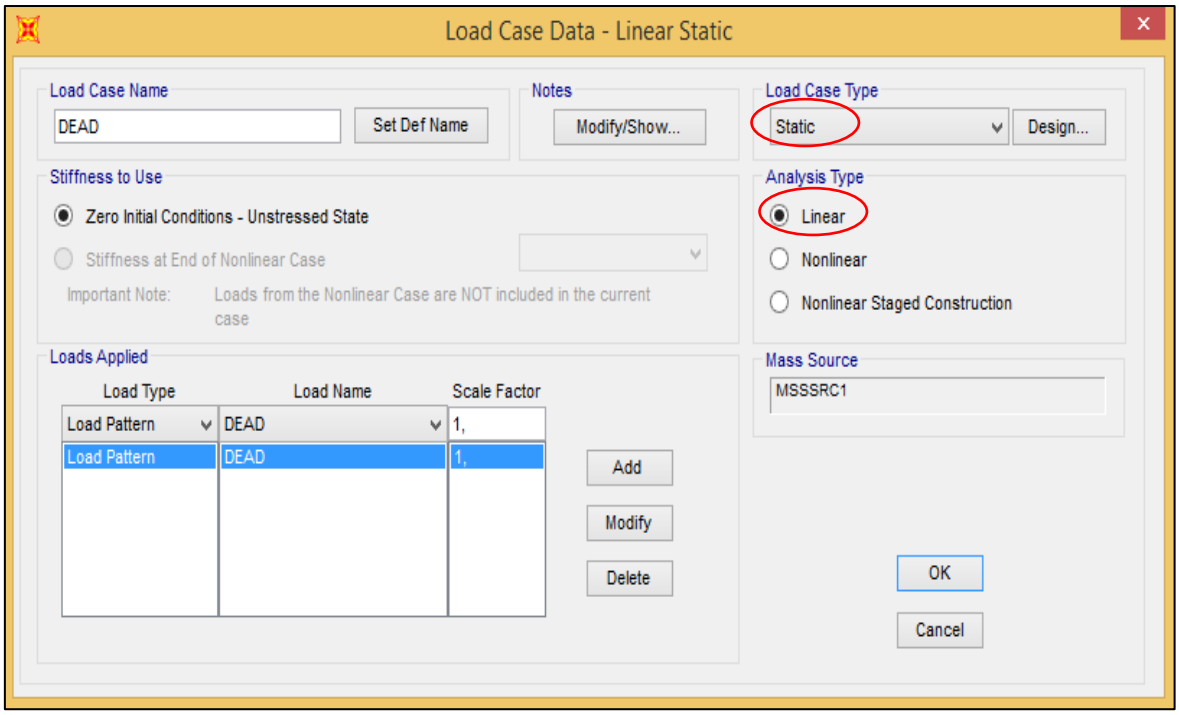
Şekil 3.43. Lineer statik analiz için moment dayanımlı çerçeveye ait rüzgar yükü verileri

Şekil 3.44.'te lineer statik analiz için moment dayanımlı çerçeveye ait hareketli yük verileri gösterilmiştir. Yük durumu tipi olarak "statik", analiz tipi olarak da lineer analiz seçilmiştir.



Şekil 3.44. Lineer statik analiz için moment dayanımlı çerçeveye ait hareketli yük verileri

Şekil 3.45.'te lineer statik analiz için moment dayanımlı çerçeveye ait ölü yük verileri gösterilmiştir. Yük durumu tipi olarak "statik", analiz tipi olarak da lineer analiz seçilmiştir.



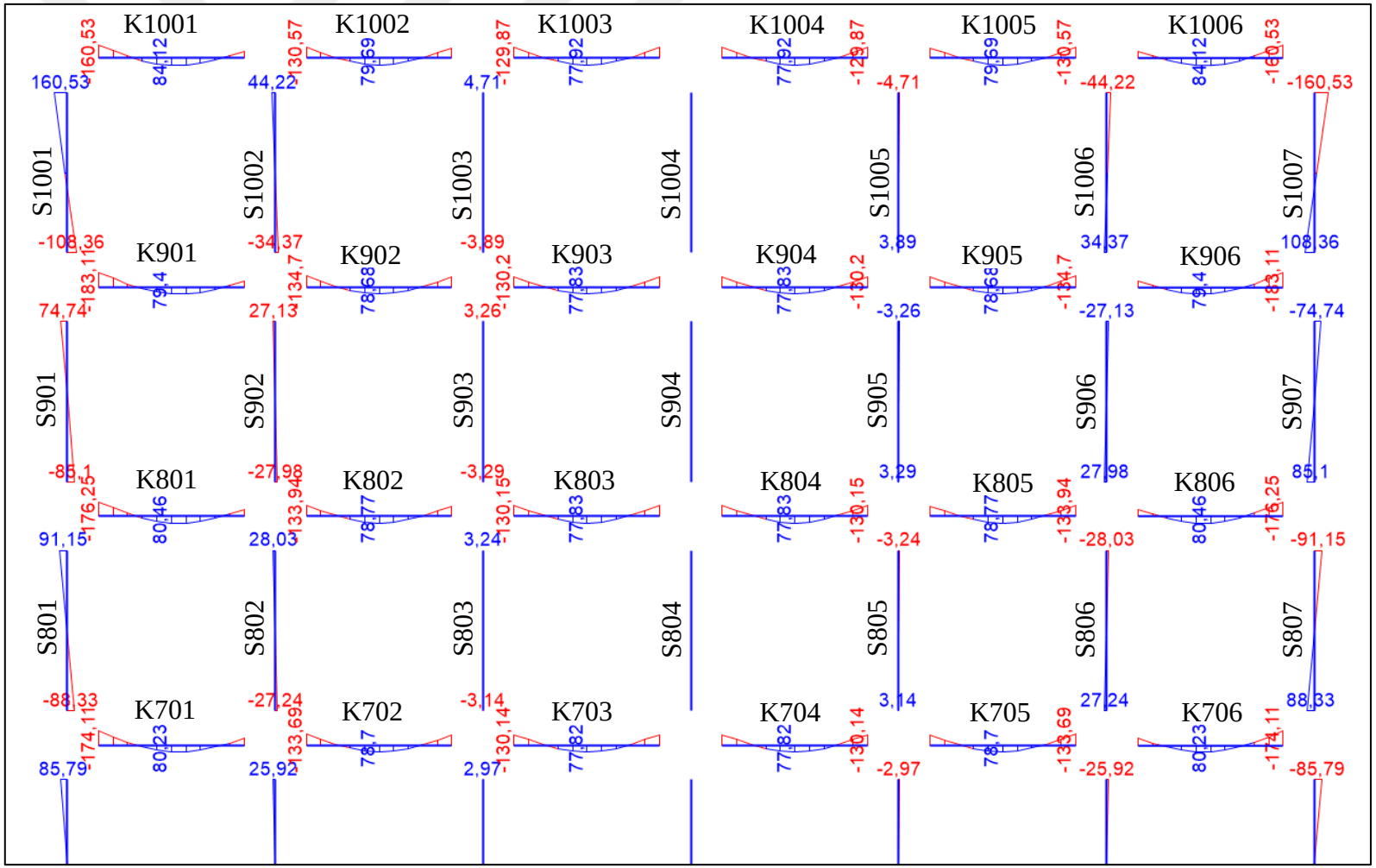
Şekil 3.45. Lineer statik analiz için moment dayanımlı çerçeveye ait ölü yük verileri

Seçilen yük fonksiyonunun ve direkt integrasyon ile zaman tanım alanında analizin doğruluğunu göstermek amacı ile, Çizelge 3.24.'de her iki analiz durumunda da moment dayanımlı çerçevenin elemanlarına etki eden maksimum kuvvet ve momentler gösterilmiştir. Bu çizelgeye bakıldığında, iki analiz yönteminde de çerçeve elemanlarına etkiyen maksimum kuvvetlerin neredeyse eşit olduğu görülmektedir.

Çizelge 3.24. Direkt integrasyon yöntemi (D.İ.Y.) ile zaman tanım alanında analiz ve lineer statik analiz durumlarında moment dayanımlı çerçevenin elemanlarına etki eden maksimum kuvvet ve momentler

Eleman		Maksimum Eksenel Kuvvet (kN)	Maksimum Kesme Kuvveti (kN)	Maksimum Moment (kN.m)
D.İ.Y. ile Zaman Tanım Alanında Analiz	Kolon	-2674,27	-131,80	-559,33
	Kiriş	-82,52	238,81	-438,63
Lineer Statik Analiz	Kolon	-2627,6	-125,38	-522,48
	Kiriş	-80,94	230,04	-416,25

Şekil 3.46.'da moment dayanımlı çerçevenin üst katına ait olan ve lineer statik analiz ile elde edilen moment değerleri gösterilmiştir. Şekilde yer alan moment değerleri GC_{pi} değerinin +0,18 olması durumunda 1,4D yük kombinasyonu için elde edilen değerlerdir. 1,4D yük kombinasyonunun seçilmesinin sebebi ise, Şekil 3.42.'de bu kombinasyonun kullanılmasıdır. Çünkü burada esas amaç seçilen yük fonksiyonu ve analiz tipinin doğruluğunu göstermek için, direkt integrasyon yöntemi kullanılarak gerçekleştirilen zaman tanım alanında analiz ile elde edilen sonuçlarla lineer statik analiz ile elde edilen sonuçları kıyaslamaktır. Moment dayanımlı çerçeveye etkiyen ölü yükler Şekil 3.41.'de gösterilmiştir. Şekil 3.46.'ya bakıldığında, her iki analiz yönteminde de moment dayanımlı çerçevenin en üst katına etkiyen momentlerin hemen hemen aynı olduğu görülmektedir. Ayrıca aynı şekilden, moment dayanımlı çerçevenin en üst köşelerindeki toplam momentlerin sıfır olduğu da görülmektedir.



Şekil 3.46. 1,4D yük kombinasyonu için lineer statik analiz ile elden edilen ve moment dayanımlı çerçevenin en üst katına ait olan moment değerleri

Yine seçilen yük fonksiyonu ve analiz tipinin doğruluğunu göstermek amacıyla, moment dayanımlı çerçevenin en üst ve en alt köşeleri için lineer statik analizle elde edilen kuvvet ve momentler ile direkt integrasyon yöntemi kullanılarak zaman tanım alanında analiz ile elde edilen kuvvet ve momentler gösterilmiştir (Çizelge 3.25.). Çizelge 3.25.'te yer alan elemanlar Şekil 3.39.'da gösterilmiştir.

Çizelge 3.25. Moment dayanımlı çerçevenin en üst ve en alt köşelerindeki, lineer statik analiz ve direkt integrasyon yöntemi (D.İ.Y.) ile zaman tanım alanında analizle elde edilen kuvvet ve momentler

Eleman		Moment (kN.m)		Kesme Kuvveti (kN)		Eksenel Kuvvet (kN)	
		D.İ.Y. ile Zaman Tanım Alanında Analiz	Lineer Statik Analiz	D.İ.Y. ile Zaman Tanım Alanında Analiz	Lineer Statik Analiz	D.İ.Y. ile Zaman Tanım Alanında Analiz	Lineer Statik Analiz
K1006	Sol Uç	-80,75	-72,10	-99,76	-95,99	-41,61	-29,82
	Sağ Uç	-150,31	-147,50	127,21	126,16	-41,61	-29,82
S1007	Üst Uç	-150,31	-147,50	41,53	29,82	-128,80	-126,16
	Alt Uç	89,25	73,13	50,81	50,41	-139,52	-136,87
K1001	Sol Uç	-141,94	-136,60	-124,01	-121,67	-76,17	-75,04
	Sağ Uç	-86,05	-83,60	101,52	100,47	-76,17	-75,04
S1001	Üst Uç	141,94	136,60	-75,45	-75,04	-125,61	-121,67
	Alt Uç	-88,63	-78,69	-41,53	-3,54	-136,32	-132,39
K106	Sağ Uç	-387,47	-368,83	218,65	211,36	10,62	3,92
	Sol Uç	259,58	132,58	-109,49	-10,79	10,62	3,92
S107	Üst Uç	-77,91	-76,17	102,49	96,07	-2038,09	-1967,28
	Alt Uç	542,54	508,82	123,08	116,66	-2048,81	-1978,00
K101	Sağ Uç	-370,05	-35,24	216,68	209,38	-18,71	-7,87
	Sol Uç	273,20	139,2	-112,35	-12,76	-18,71	-7,87
S101	Üst Uç	50,71	33,60	78,50	58,52	-1345,91	-1356,63
	Alt Uç	533,14	475,37	121,94	101,97	-686,66	-697,38

Çizelge 3.25'e bakıldığında, direkt integrason yöntemi ile yapılan analiz sonucunda moment dayanımlı çerçeveye ait K1006 numaralı kirişin sağ ucunda -150,31 kN.m, sol ucunda ise -80,75 kN.m değerinde moment oluştuğu görülmektedir. Lineer statik analiz sonucunda ise moment dayanımlı çerçeveye ait K1006 numaralı kirişin sağ ucunda -150,31 kN.m, sol ucunda da -80,75 kN.m değerinde moment oluştuğu görülmektedir.

Çizelge 3.25'e bakıldığında, direkt integrason yöntemi ile yapılan analiz sonucunda moment dayanımlı çerçeveye ait K1006 numaralı kirişin sağ ucunda -150,31 kN.m, sol ucunda ise -80,75 kN.m değerinde moment oluştuğu görülmektedir. Lineer statik analiz sonucunda ise moment dayanımlı çerçeveye ait K1006 numaralı kirişin sağ ucunda -150,31 kN.m, sol ucunda da -80,75 kN.m değerinde moment oluştuğu görülmektedir.

Yine aynı çizelgeye bakıldığında, direkt integrason yöntemi ile yapılan analiz sonucunda moment dayanımlı çerçeveye ait S1007 numaralı kolonun üst ucunda -150,31 kN.m, alt ucunda ise -89,25 kN.m değerinde moment oluştuğu görülmektedir. Lineer statik analiz sonucunda ise moment dayanımlı çerçeveye ait S1007 numaralı kolonun üst ucunda -147,50 kN.m, alt ucunda da -73,13 kN.m değerinde moment oluştuğu görülmektedir.

Sonuç olarak Çizelge 3.25 detaylı bir şekilde incelendiğinde, lineer statik analizle elde edilen kuvvet ve momentler ile direkt integrasyon yöntemi kullanılarak zaman tanım alanında analiz ile elde edilen kuvvet ve momentler arasında büyük bir fark olmadığı görülmektedir.

Çizelge 3.24., Çizelge 3.25. ve Şekil 3.46.'dan da anlaşılacağı gibi, belirlenen yük fonksiyonuna göre yapılan direkt integrasyon yöntemi ile zaman tanım alanında analizin sonuçlarıyla lineer statik analizin sonuçları birbirine benzer çıkmaktadır. Bu durum, direkt integrasyon yöntemi ile zaman tanım alanında analizin ve seçilen yük fonksiyonunun uygun olduğunu göstermektedir.

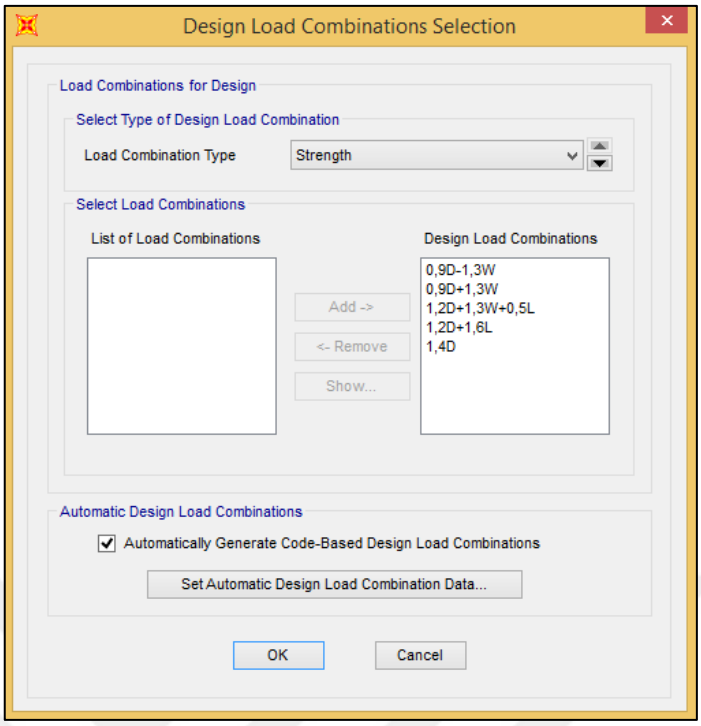
3.2. Kesit Hesabı

3.2.1. Bilgisayar ile kesit hesabı

Amerikan Çelik Yapı Enstitüsü (AISC) 1921'de kurulmuş olup, ilk olarak 1923 yılında Amerika yapısal çelik yönetmeliğini yayımlamıştır. Bu yönetmelik 10 sayfa uzunluğunda ve emniyet gerilmelerine göre tasarım yöntemine dayalıdır. 1989 yılında bu yönetmeliğin dokuzuncu baskısı yayımlanmıştır. Sekizinci baskıdan (1978) itibaren bu yönetmelikte önemli bir değişiklik yapılmamıştır. Amerika'da limit durumu ya da taşıma gücü yöntemine göre tasarım olarak adlandırılan metot resmi bir şekilde ilk olarak 1986 yılında Taşıma Gücü Yöntemine Göre Tasarım Yönetmeliği olarak yayınlanmıştır. Bu yönetmelik 15 yıldır yapılan kapsamlı araştırma ve geliştirme çalışmalarına dayanmaktaydı. Bu yönetmelik daha sonra iki defa revize edilmiştir. Bu yönetmeliğin geçerli olan versiyonu ise üçüncü baskısıdır (1999) (Bjorhovde, R., 2006).

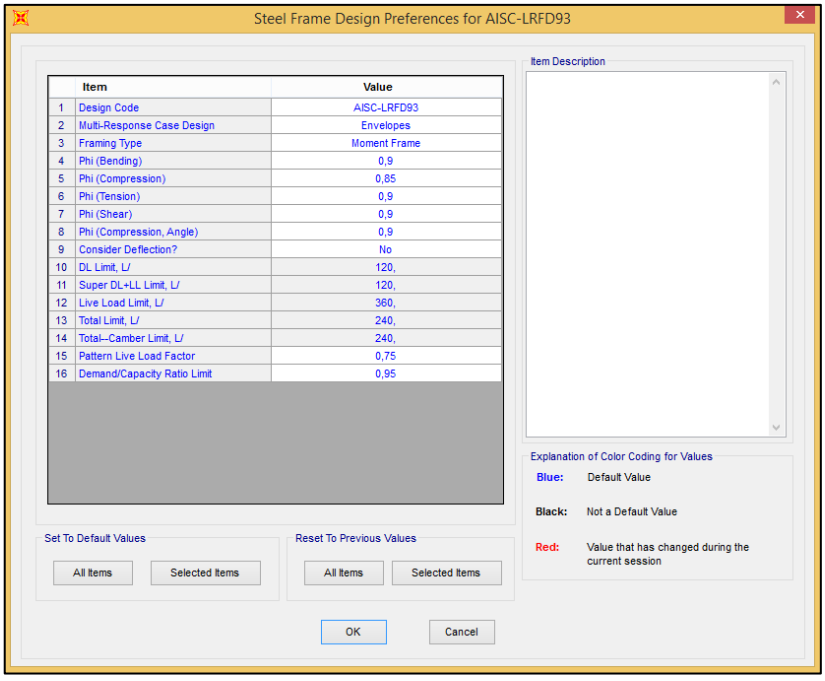
Bu çalışmada kesit hesapları, yapılan literatür taramaları da göz önünde bulundurularak, Amerikan Çelik Yapı Enstitüsü Taşıma Gücü Yöntemine Göre Tasarım (AISC-LRFD) metodu ile yapılmıştır (Sakurai, S. vd., 2001). SAP2000 paket programında kesit hesaplamaları 1993 yılında yayınlanan AISC-LRFD yönetmeliğine göre yapılmaktadır. Bundan dolayı, bilgisayar hesaplamalarının yanı sıra, 1999 yılında yayınlanan AISC-LRFD yönetmeliğine göre kesit hesaplamaları el ile tekrar yapılmıştır.

Şekil 3.47.'de, bilgisayar hesaplarında göz önüne alınan yük kombinasyonları gösterilmiştir. Bu yük kombinasyonları ASCE 7-10 Bölüm 2.3.2.'ye göre belirlenmişti. Şekil 3.47.'de yer alan D harfi ölü yükü, L harfi hareketli yükü, E harfi deprem yükünü, W harfi ise rüzgar yükünü temsil etmektedir. Çerçevelere ait yapı elemanlarının gerilme kontrolü yapılırken bu yük kombinasyonları kullanılacaktır. Daha öncede bahsedildiği gibi ASCE 7-10 Bölüm 2.3.2.'de belirtilen yük komibnasyonlarında kar yükü ve deprem yükü de yer almaktadır. Fakat, söz konusu olan çalışmada kar yükü ve deprem yükü hesaba katılmayacağı için bu yüklerin etkisi göz önüne alınmamıştır.



Şekil 3.47. Hesaplamalarda göz önüne alınan yük kombinasyonları

Bilgisayar ile yapılan hesaplamalarda kullanılan standarda ait özellikler Şekil 3.48.'de gösterilmiştir.



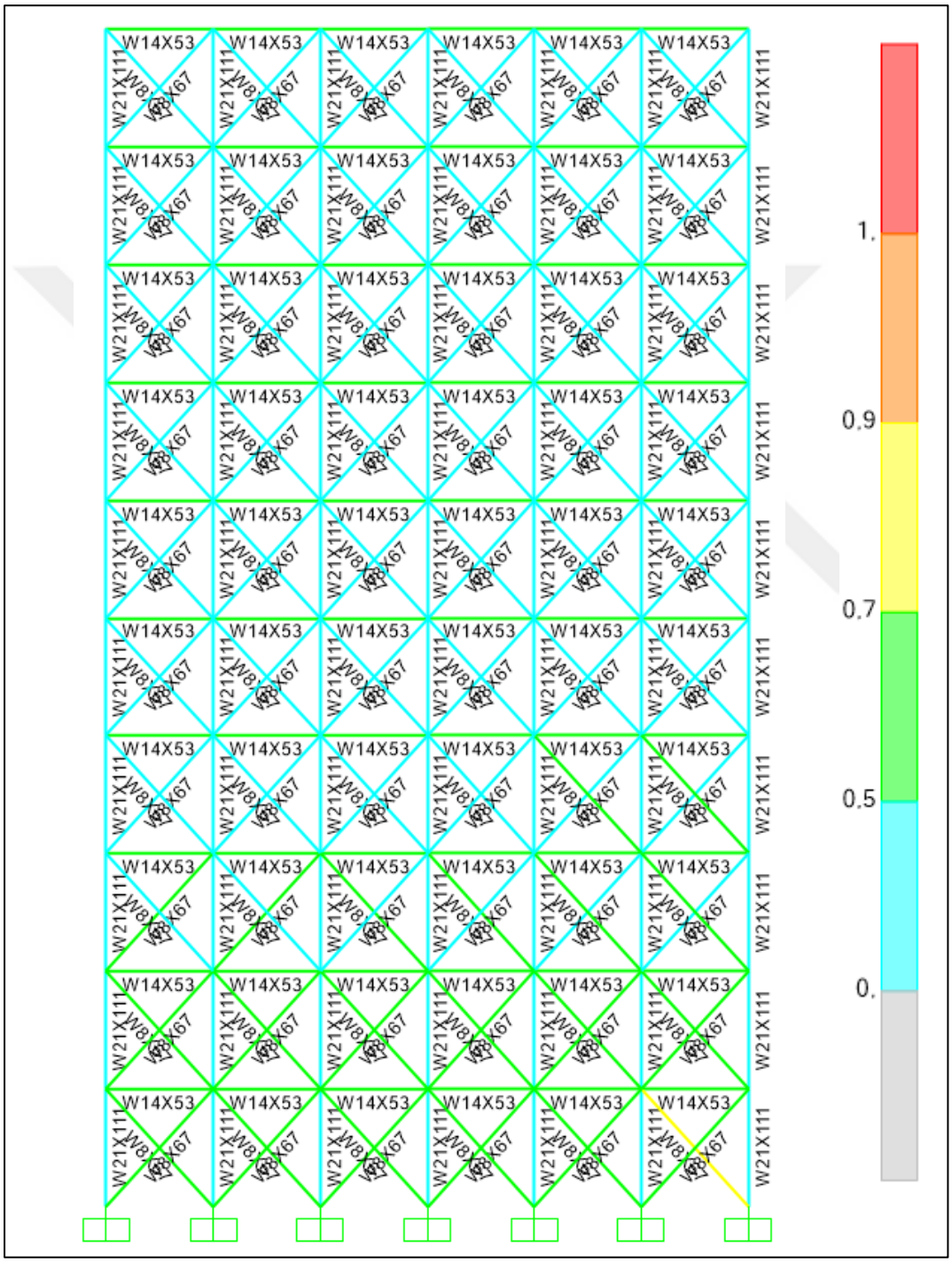
Şekil 3.48. Bilgisayar hesaplarında kullanılan AISC-LRFD yönetmeliğine ait özellikler

Moment dayanımlı çerçeveye ait gerilme kontrolü sonuçları ise Şekil 4.49.'da gösterilmiştir. Bu şekilden anlaşılacağı üzere, kolonlar için W21*111 profili, kirişler için ise W14*53 profili çerçeveye etkiyen yükleri güvenle taşımaktadır.



Şekil 3.49. Moment dayanımlı çerçeveye ait, SAP2000'den elde edilen, gerilme kontrolü sonuçları

Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait gerilme kontrolü sonuçları ise Şekil 3.50.'de gösterilmiştir. Bu şekilden anlaşılacağı üzere, kolonlar için W21*111 profili, kirişler için W14*53 profili, çapraz elemanlar için ise W8*67 profili çerçeveye etkiyen yükleri güvenle taşımaktadır.



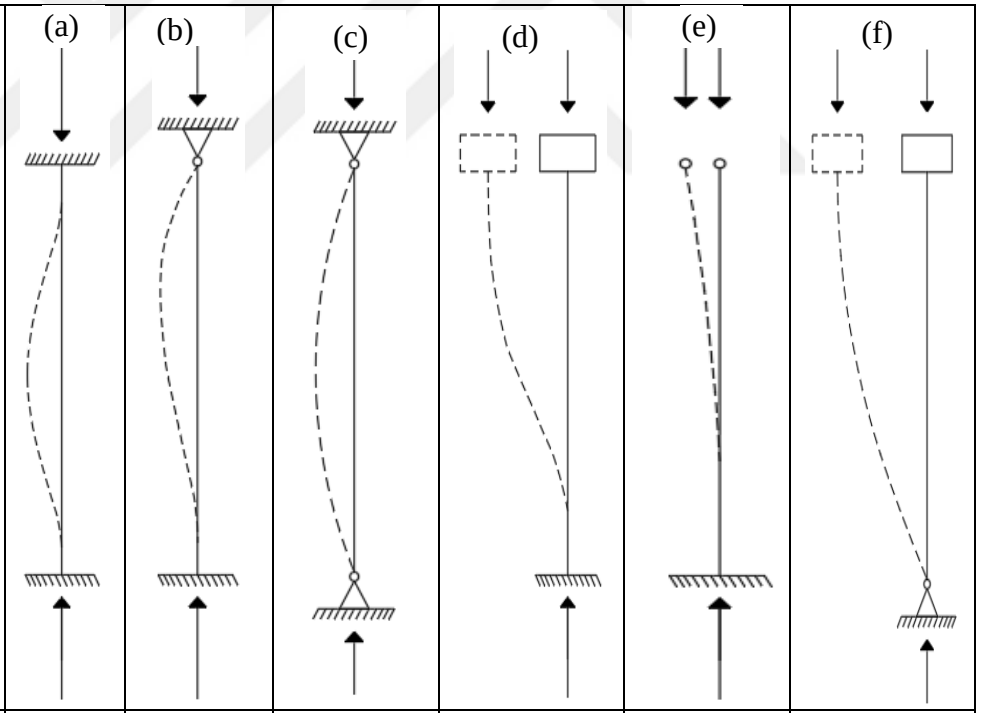
Şekil 3.50. Diyagonal elemanlara sahip çerçeveye ait, SAP2000'den elde edilen, gerilme kontrolü sonuçları

3.2.2. El ile kesit hesabı

3.2.2.1. Moment dayanımlı çerçeveye ait kesitlerin elle hesabı

İlk olarak kolonlar için, sadece eksenel yükler göz önüne alınarak burkulma hesabı yapılmıştır (Salmon, C.G. vd., 2009).

Seçilen kolon kesiti W 21*111, kullanılan malzeme ise ASTM A992 çeliğidir. Bu malzeme için akma gerilmesi olan F_y değeri 50ksi = 344737,87 kN/m^2, elastisite modülü olan E değeri ise 29000ksi = 2*10^8 kN/m^2 olarak alınmıştır (Anonim, 2017; AISC, 2011). Dizayn yükü olan P_u değeri -2674,27kN'dur (Çizelge 3.22.). Kolon uzunluğu olan L_c = 5,5 m'dir. Uzunluk faktörü olan K, Şekil 3.51.'e bağlı olarak 0,5 seçilmiştir (Salmon, C.G. vd., 2009).

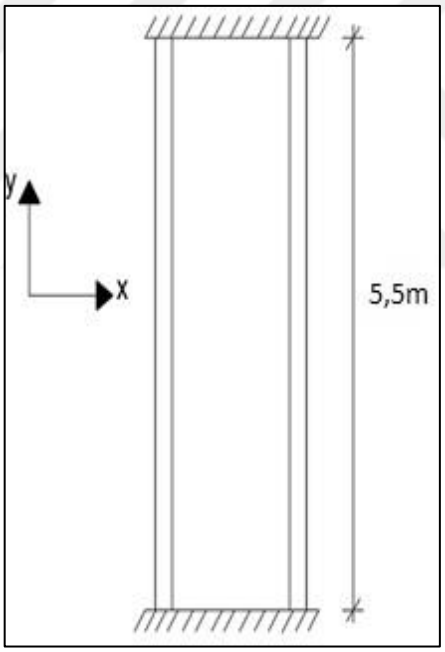
Kesikli çizgiler burkulmuş kolon şeklini göstermektedir						
Teorik K değeri	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
İdeal koşullar sağlandığında, önerilen dizayn değerleri	0,65	0,80	1,0	1,2	2,10	2,0

Şekil 3.51. Merkezi olarak yüklenen, idealleştirilmiş çeşitli sınır koşullarına sahip kolonlar için K değerleri

Seçilen K değerine bağlı olarak, burkulma boyu aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Salmon, C.G. vd., 2009).

$$KL = 0,5*5,5 = 2,75m$$

Kolon y yönünde burkulma göstereceği için hesaplamalarda, kesitin y yönündeki atalet yarıçapı olan r_y kullanılmıştır (Şekil 3.52.). AISC-LRFD yönetmeliğine bağlı olarak, seçilen kesite (W 21*111) ait r_y değeri 2,90 in = 0,07366 m, r_x değeri ise 9,05 in = 0,22987 m olarak seçilmiştir. $r_y < r_x$ olduğundan, kesitin kompakt ve narin olup olmadığı belirlenirken ve kesite ait kritik gerilme hesaplanırken r_y değeri kullanılmıştır.



Şekil 3.52. Burkulmaya maruz kalan kolonun kesiti

P_u, F_y, E, KL_c ve r_y değerleri belirlendikten sonra, $\frac{KL_c}{r_y}$ değeri hesaplanmıştır.

$$\frac{KL_c}{r_y} = \frac{2,75}{0,07366} = 37,33$$

Daha sonra kesitlerin AISC-LRFD Tablo B4.1b'ye göre kompakt olup olmadığı belirlenmiştir (Çizelge 3.26.).

Çizelge 3.26. Seçilen kesitin kompakt olması veya olmaması için gerekli şartlar

Elemanın Tanımı	Derinlik-Kalınlık Oranı	Derinlik-Kalınlık Oranı Limiti	
		λ_p (kompakt/ kompakt olmayan)	λ_r (kompakt olmayan/ narin)
İki eksene göre simetrik I tipi ve U tipi profillerin gövdeleri	h_s/t_w	$3,76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Çizelge 3.26.'da yer alan h_s değeri kesitin başlıkları arasındaki (köşe yarı çapı veya pervazı da çıkarılarak elde edilen) temiz mesafeye, t_w değeri kesitin gövde kalınlığına, λ_p değeri kompakt elemanlar için maksimum narinlik oranına ve λ_r değeri de kompakt olmayan elemanlar için maksimum narinlik oranına tekabül etmektedir. Çizelge 3.26.'dan de anlaşılacağı gibi, kesitin kompakt olup olmadığını belirleyebilmek için kesite ait $\frac{h_s}{t_w}$ ve $3,76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değerlerinin bilinmesi gerekmektedir. Seçilen kesite ait $\frac{h_s}{t_w}$ değeri AISC-LRFD yönetmeliğinden 34,1 olarak alınmıştır. $3,76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değeri ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76\sqrt{\frac{200000000}{344737,87}} = 90,57$$

$\frac{h_s}{t_w}$ değeri (34,1) λ_p değerinden (90,57) küçük olduğu için kesit kompakttır.

Daha sonra, seçilen kesitte lokal burulmanın meydana gelip gelmediğini anlamak için, AISC Bölüm B4 Tablo B4.1a'ya göre kesitin narin olup olmadığı belirlendi (Çizelge 3.27.).

Çizelge 3.27. Seçilen kesitin narin olması veya olmaması için gerekli şartlar

Elemanın Tanımı	Derinlik-Kalınlık Oranı	Derinlik-Kalınlık Oranı Limiti
		λ_r (narin/ narin olmayan)
İki eksene göre simetrik I tipi ve U tipi profillerin gövdeleri	b_s/t_f	$1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Çizelge 3.27.'de yer alan b_s değeri kesitin başlık genişliğinin yarısına, t_f değeri ise kesitin başlık kalınlığına tekabül etmektedir. Çizelge 3.27.'den de anlaşılacağı gibi, kesitin narin olup olmadığını belirleyebilmek için kesite ait $\frac{b_s}{t_f}$ ve $1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değerlerinin bilinmesi gerekmektedir. Seçilen kesite ait $\frac{b_s}{t_f}$ değeri AISC-LRFD yönetmeliğinden 7,1 olarak alınmıştır. $1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değeri ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda_r = 1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49\sqrt{\frac{200000000}{344737,87}} = 35,89$$

$\frac{b_s}{t_f}$ değeri (7,1) λ_r değerinden (35,89) küçük olduğu için kesit narin değildir. Bu da gösteriyor ki, seçilen kesitte lokal burulma meydana gelmemektedir. Daha sonra, AISC Bölüm E3'e göre kritik gerilme olan F_{cr} belirlendi (Denklem 3.10.).

$$\frac{KL_c}{r} \le 4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ veya } \frac{F_y}{F_e} \le 2{,}25 \text{ ise:}$$

$$F_{cr} = \left[0{,}658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y \qquad (3.10.)$$

Seçilen kesite ait $\frac{KL_c}{r_y}$ değeri 37,33 olarak bulunmuştu. $4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değeri ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4{,}71\sqrt{\frac{2*10^8}{344737{,}87}} = 113{,}45$$

$\frac{KL_c}{r_y}$ değeri (37,33), $4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değerinden (113,45) küçük olduğu için seçilen kesite ait kritik gerilme Denklem 3.10.'a göre hesaplanacaktır. Bu hesaplamayı yapabilmek için öncelikle, AISC Bölüm E3'e göre elastik burkulma gerilmesi olan F_e değerinin belirlenmesi gerekmektedir (Denklem 3.11.).

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \qquad (3.11.)$$

F_e değeri, Denklem 3.11.'e bağlı olarak aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2 * 10^8}{(37{,}33)^2} = 1416490{,}81 \text{kN/m}^2$$

F_e değeri belirlendikten sonra, F_{cr} aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Denklem 3.10.).

$$F_{cr} = \left[0{,}658^{\frac{344737{,}87}{1416490{,}81}} \right] * 344737{,}87 = 311350{,}66 \text{ kN/m}^2$$

F_{cr} değeri belirlendikten sonra, AISC Bölüm E3'e göre seçilen kesite ait nominal basınç dayanımı olan P_n değeri belirlenmiştir (Denklem 3.12.).

$$P_n = F_{cr}A_g \quad (3.12.)$$

W 21*111 kesitine ait A_g değeri AISC-LRFD yönetmeliğine göre 32,7 in^2 = 0,021097 m^2 olarak seçilmiştir. Bu değere bağlı olarak hesaplanan P_n değeri aşağıda verilmiştir.

$$P_n = 311350,66 * 0,021097 = 6568,57 \text{ kN}$$

Bir sonraki adım olarak, AISC Bölüm E1'e göre, seçilen kesitin taşıyabileceği maksimum basınç kuvveti olan P_c değeri hesaplanmıştır (Denklem 3.13.).

$$P_c = \phi_c * P_n \quad (3.13.)$$

Basınç etkisindeki elemanlara ait güvenlik katsayısı olan ϕ_c değeri AISC Bölüm E1'e göre 0,90 olarak seçilmiştir. Bu değere göre, elemanın taşıyabileceği maksimum basınç kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$P_c = 0,9 * 6568,57 = 5911,71 \text{ kN}$$

Elemana ait mevcut dizayn yükü -2674,27 kN olarak bulunmuştu (Çizelge 3.23.). $P_c > P_u$ (5911,71 > 2674,27) olduğu için seçilen kesit burkulmaya karşı güvenlidir.

Bir sonraki adım olarak, seçilen kolon kesiti için eksenel yük ve moment etkisi birlikte incelenmiştir. (Salmon, C.G. vd., 2009). Bu kolonlara ait tasarım momenti olan M_u = -559,33 kN.m, P_u = -2674,27 kN, KL_c = 2,75 m ve P_n = 6568,57 kN olarak bulunmuştu (Çizelge 3.23). Taşıma gücü veya emniyet gerilmelerine göre tasarım yöntemindeki yük kombinasyonları kullanılarak elde edilen ve kesitin taşıması gereken maksimum yük olan P_r değeri P_u'ya eşittir. Seçilen kesit için $\frac{P_r}{P_c}$ değeri $\frac{2674,27}{5911,71} = 0,45$

olmaktadır. Bu değer 0,2'den büyük olduğu için, seçilen kesit AISC Bölüm H1-1a'ya göre kontrol edilmiştir (Denklem 3.14.).

$$\frac{P_r}{P_c}+\frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}}+\frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right)\leq 1{,}0 \qquad (3.14.)$$

Denklem 3.14.'teki M_{rx} ve M_{ry} değerleri, taşıma gücü veya emniyet gerilmelerine göre tasarım yöntemindeki yük kombinasyonları kullanılarak elde edilen ve kesitin taşıması gereken, x ve y yönlerindeki maksimum momentler olup, sırasıyla M_{ux} ve M_{uy}'ye eşittir. Sistem 2 boyutlu olarak analiz edildiği için, $M_{uy} = 0$ ve $M_{ux} = M_u$ olmaktadır. M_{cx} ve M_{cy} değerleri ise, sırası ile x ve y eksenlerine göre, elemanın taşıyabileceği maksimum eğilme momentleridir. AISC Bölüm H1'e göre M_c, $\phi_b M_n$ değerine eşittir. Çerçevelerde 2 boyutlu analiz yapıldığı için $M_{cy} = 0$ ve $M_{ux} = M_c = \phi_b M_n$ olmaktadır. Buradaki M_n değeri nominal momente, M_c değeri elemanın taşıyabileceği maksimum eğilme momentine, ϕ_b değeri ise eğilme etkisindeki elemanlara ait güvenlik katsayısı eşittir ve AISC Bölüm H1'e göre 0,90 olarak seçilmiştir. Bu bilgiler ışığında, Denklem 3.14.'ü düzenlersek aşağıdaki denklem elde edilir (Denklem 3.15.).

$$\frac{P_r}{P_c}+\frac{8}{9}\left(\frac{M_u}{\phi_b M_n}\right)\leq 1{,}0 \qquad (3.15.)$$

$\frac{1}{\phi_c * P_n}$ değerini p olarak, $\frac{8}{9*\phi_b*M_{nx}}$ değerini de b_x olarak kabul edersek, Denklem 3.14. aşağıdaki formu almış olur (Denklem 3.16.).

$$pP_u + b_x M_u \leq 1{,}0 \qquad (3.16.)$$

$\frac{KL_c}{r} = 37{,}33$ olarak bulunmuştu. Bu değere bağlı olarak, AISC Tablo 6-1'e göre, W 21*111 profiline ait p ve b_x değerleri sırası ile $1{,}021*10^{-3}$ $(kips)^{-1}$ = $2{,}295*10^{-4}$ $(kN)^{-1}$ ve $0{,}986*10^{-3}$ $(kip.ft)^{-1}$ = $7{,}272*10^{-4}$ $(kN.m)^{-1}$ olarak seçilmiştir. Bulunan bu değerler

doğrultusuna, kullanılan kesite ait moment kontrolü aşağıdaki gibi yapılmıştır (Denklem 3.16.).

$$2,295 * 10^{-4} * 2674,27 + 7,272 * 10^{-4} * 559,33 = 1,0 \leq 1,0$$

Yukardaki sonuçtan da anlaşılacağı gibi, eksenel kuvvet ve momentin aynı anda etkimesi durumunda, kesit bu iki yükü de güvenle taşıyacaktır.

Daha sonra, bu kesitte eğilme etkisi (kiriş etkisi) incelenmiştir. Ele alınan kolonun yanal olarak desteklenmemiş kısmının uzunluğu (L_b) 5,5 m'dir. W 21*111 profiline ait, x eksenine göre plastik mukavemet momenti olan Z_x değeri, AISC-LRFD yönetmeliğinde yer alan profil tablolarına göre 279 in^3 = 0,004572 m^3 olarak seçilmiştir. AISC Bölüm F2'ye göre plastik eğilme momenti olan M_p değeri aşağıdaki gibi hesaplanacaktır (Denklem 3.17.).

$$M_n = M_p = F_y Z_x \tag{3.17.}$$

Denklem 3.17.'ye göre hesaplanan plastik eğilme momenti aşağıda gösterilmiştir.

$$M_n = M_p = 344737,87 * 0,004572 = 1576,14 \text{ kN.m}$$

AISC Bölüm F2'ye göre, $L_b \leq L_p$ ise, eğilmeye maruz kalan elemanda yanal burulma burkulması meydana gelmez. Buradaki L_b değeri, elemanın yanal olarak desteklenmemiş kısmının uzunluğuna, L_p değeri ise, elemanın akma sınırına göre belirlenen yatay uzunluğuna tekabül etmektedir. AISC Bölüm F2'ye göre, L_b değeri Denklem 3.18.'deki gibi hesaplanmıştır.

$$L_p = 1,76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{3.18.}$$

Daha önceden r_y değeri 0,07366 m, E değeri 2.10^8 kN/m^2, F_y değeri de 344737,87 kN/m^2 olarak belirlenmişti. Bu değerlere bağlı olarak hesaplanan L_p değeri aşağıda gösterilmiştir.

$$L_p = 1,76*0,07366\sqrt{\frac{2*10^8}{344737,87}} = 3,12\,m$$

AISC Bölüm F'ye göre, L_b ve L_p değerlerinin yanı sıra L_r değeri de hesaplanmalıdır. L_r değeri ise, elastik olmayan yanal burulma burkulması limitine göre belirlenen, yanal olarak desteklenmemiş uzunluğa tekabül etmektedir. L_r değeri, AISC Bölüm F2'ye bağlı olarak aşağıdaki denklem ile hesaplanmıştır (Denklem 3.19.).

$$L_r = 1,95 r_{ts} \frac{E}{0,7F_y}\sqrt{\frac{Jc}{S_x h_0} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_0}\right)^2 + 6,76\left(\frac{0,7F_y}{E}\right)^2}} \qquad (3.19.)$$

Yukarıdaki denklemde yer alan r_{ts} değeri kesitin atalet yarıçapına, J değeri kesitin polar atalet momentine, S_x değeri kesitin x eksenine göre statik momentine, h_0 değeri ise kesite ait başlıkların ağırlık merkezleri arasındaki mesafeye tekabül etmektedir. W 21*111 profiline ait S_x, I_x ve I_y değerleri AISC-LRFD yönetmeliğindeki profil tablolarından sırası ile, 249 in^3 = 0,00408 m^3, 2670 in^4 = 1,110*10^{-3} m^4 ve 274 in^4 = 1,123*10^{-4} m^4 olarak seçilmiştir. Bu değerlere bağlı olarak J değeri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$J = I_x + I_y = 1,110*10^{-3} + 1,123*10^{-4} = 1,222*10^{-3}\ m^4$$

Seçilen kesitin boyutları Şekil 3.7.'de gösterilmiştir. Bu şekle bağlı olarak, h_0 değeri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$h_0 = 0,5464 - \frac{0,0222}{2} - \frac{0,0222}{2} = 0,5242\,m$$

Seçilen kesit her iki eksene göre de simetrik olduğu için, c katsayısı AISC Bölüm F2'ye göre 1 olarak alınmıştır. Böylece r_{ts} değeri AISC Bölüm F2'ye göre aşağıdaki denklem kullanılarak hesaplanmıştır (Denklem 3.20.).

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y h_0}{2S_x}} \qquad (3.20.)$$

Denklem 3.20.'ye bağlı olarak hesaplanan r_{ts} değeri aşağıda gösterilmiştir.

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{1{,}123*10^{-4}*0{,}5242}{2*0{,}00408}} = 0{,}085\,\text{m}$$

r_{ts}, h_0, J, S_x, c değerleri de belirlendikten sonra, L_r değeri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Denklem 3.19.).

$$L_r = 1{,}95*0{,}085\frac{2*10^8}{0{,}7*344737{,}87}$$

$$*\sqrt{\frac{1{,}222*10^{-3}*1}{0{,}00408*0{,}5242}+\sqrt{\left(\frac{1{,}222*10^{-3}*1}{0{,}00408*0{,}5242}\right)^2+6{,}76\left(\frac{0{,}7*344737{,}87}{2*10^8}\right)^2}} = 146{,}85\,\text{m}$$

Elde edilen bu veriler L_b değerinin L_p'den büyük (5,5 > 3,12) göstermektedir. AISC Bölüm F2'ye göre, $L_p < L_b \leq L_r$ (3,12 < 5,5 ≤ 146,85) olduğu için aşağıdaki koşulun sağlanması gerekmektedir (Denklem 3.21.).

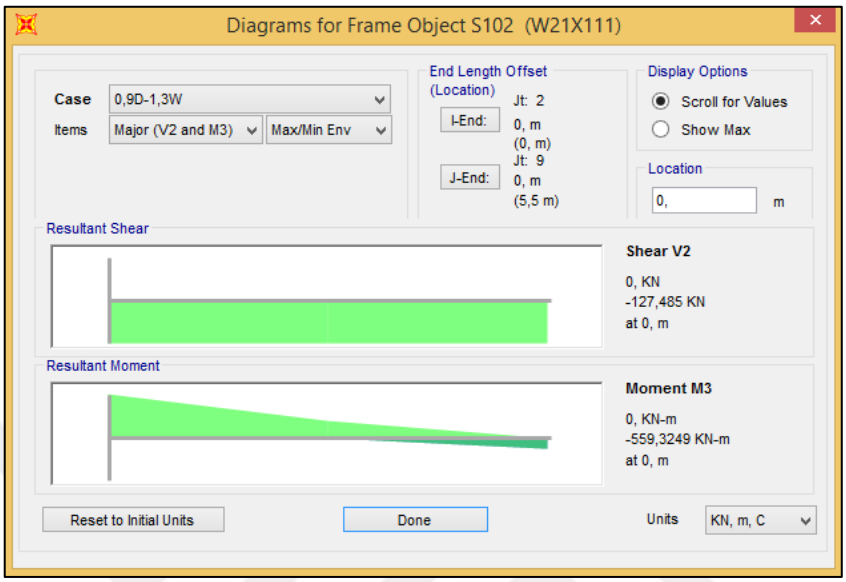
$$M_n = C_b\left[M_p - (M_p - 0{,}7F_yS_x)\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right)\right] \leq M_p \qquad (3.21.)$$

Denklem 3.21.'de yer alan C_b değeri, üniform olmayan moment diyagramları için yanal burulma burkulması modifikasyon faktörüdür ve AISC Bölüm F1'e göre aşağıdaki denklem ile hesaplanmaktadır (Denklem 3.22.).

$$C_b = \frac{12{,}5M_{max}}{2{,}5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_D} \qquad (3.22.)$$

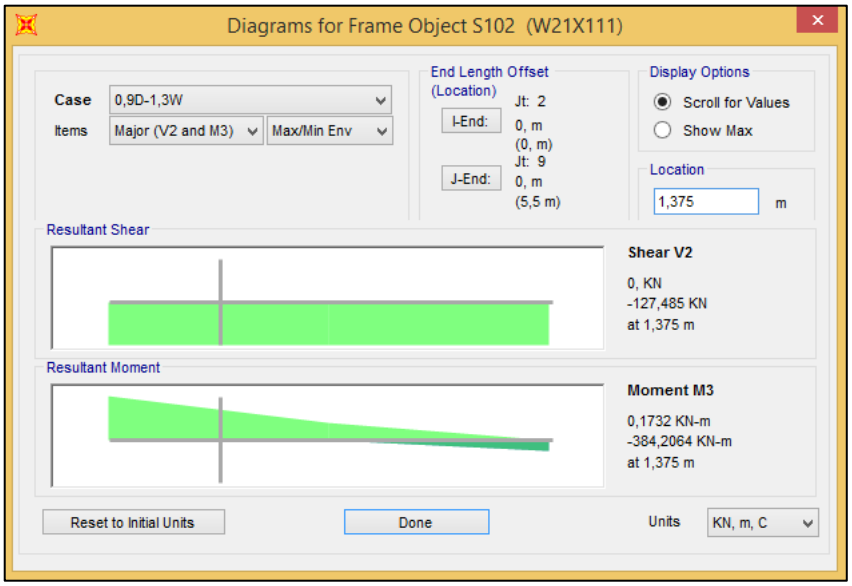
Denklem 3.22.'de yer alan M_{max}, elemanın yanal olarak desteklenmeyen kısmındaki maksimum moment değeri, M_A, elemanın yanal olarak desteklenmeyen kısmının $\frac{1}{4}$'ündeki maksimum mutlak moment değeri, M_B, elemanın yanal olarak desteklenmeyen

kısmının ortasındaki maksimum mutlak moment değeri, M_D ise, elemanın yanal olarak desteklenmeyen kısmının ¾'ündeki maksimum mutlak moment değeridir. M_{max} değeri SAP2000 ile yapılan analiz sonucunda 559,33 kN.m olarak bulunmuştur (Şekil 3.53.).



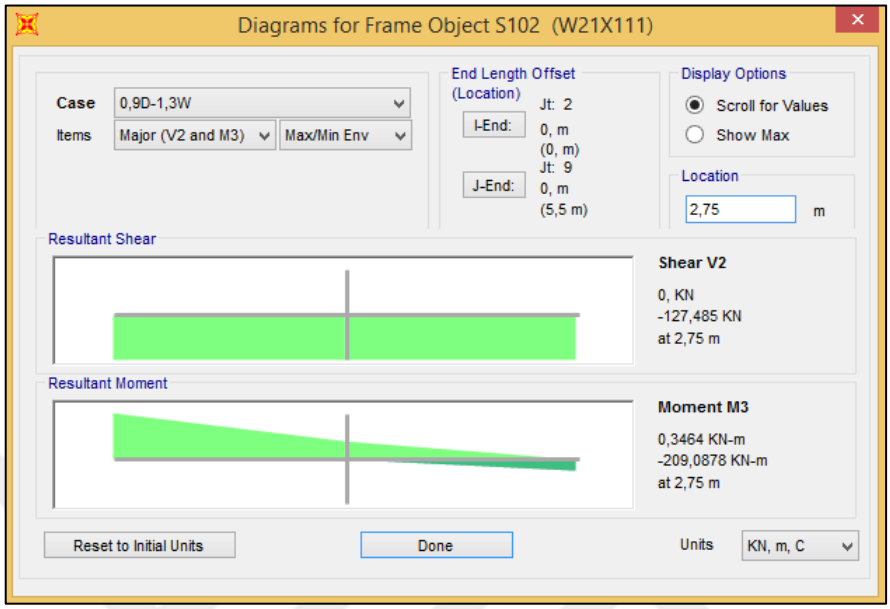
Şekil 3.53. Moment dayanımlı çerçevenin kolonundaki M_{max} değeri

M_A değeri SAP2000 ile yapılan analiz sonucunda 384,21 kN.m olarak bulunmuştur (Şekil 3.54.).



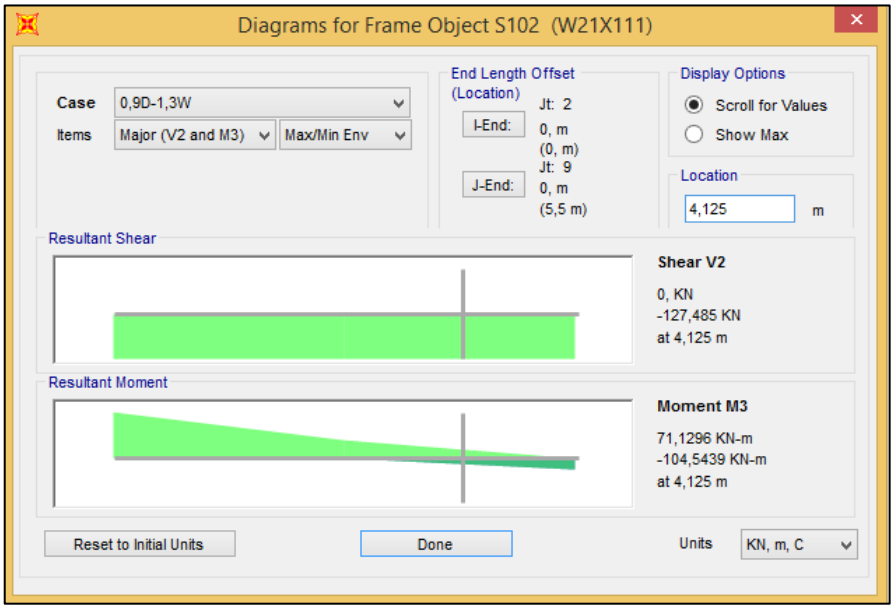
Şekil 3.54. Moment dayanımlı çerçevenin kolonundaki M_A değeri

M_B değeri SAP2000 ile yapılan analiz sonucunda 209,09 kN.m olarak bulunmuştur (Şekil 3.55.).



Şekil 3.55. Moment dayanımlı çerçevenin kolonundaki M_B değeri

M_D değeri SAP2000 ile yapılan analiz sonucunda 104,54 kN.m olarak bulunmuştur (Şekil 3.56.).



Şekil 3.56. Moment dayanımlı çerçevenin kolonundaki M_D değeri

Seçilen M_{max}, M_A, M_B ve M_D değerlerine bağlı olarak C_b ve M_n değeri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$C_b = \frac{12,5 * 559,33}{2,5 * 559,33 + 3 * 384,21 + 4 * 209,09 + 3 * 104,54} = 1,89$$

$$M_n = 1,89\left[1576,14 - (1576,14 - 0,7 * 344737,87 * 0,00408)\left(\frac{5,5 - 3,12}{146,85 - 3,12}\right)\right]$$

$$= 2960,39\,\text{kN.m}$$

AISC Bölüm F2'ye göre M_n değeri M_p değerinden büyük olamaz (Denklem 3.21.). Seçilen kesite ait M_p değeri 1576.14 olarak bulunmuştu. $M_n > M_p$ (2960,39 > 1579,14) olduğu için, daha önceden hesaplanan M_n değeri değiştirilmemiş, M_n = 1576,14 kN.m olarak alınmıştır. M_c değeri ise $\phi_b M_n$ = 0,9*1576,14 = 1418,53 kN.m olarak bulunmuştur. M_u değeri ise daha önceden -559,33 kN.m olarak bulunmuştu (Çizelge 3.23.). $M_c > M_u$ olduğu için kesit, kendisine etkiyen momenti güvenle taşıyacaktır.

Bir sonraki adım olarak moment dayanımlı çerçeveye ait kirişlerin taşıyabileceği maksimum eğilme momentleri hesaplandı. Bu hesaplamayı yapabilmek için, ilk olarak Çizelge 3.26.'ya göre kesitin kompakt olup olmadığı belirlenmiştir. Kirişler için seçilen profil W 14*53'tü (Şekil 3.8.). Bu kesite ait $\frac{h_s}{t_w}$ değeri AISC-LRFD yönetmeliğindeki profil tablolarından 30,8 olarak seçilmiştir. $3,76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değeri ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76\sqrt{\frac{200000000}{344737,87}} = 90,57$$

$\frac{h_s}{t_w}$ değeri (30,8) λ_p değerinden (90,57) küçük olduğu için kesit kompakttır.

Daha sonra, seçilen kesitte lokal burkulmanın meydana gelip gelmediğini anlamak için, AISC Bölüm B4 Tablo B4.1a'ya göre kesitin narin olup olmadığı belirlendi (Çizelge 3.27.). Seçilen kesite ait $\frac{b_s}{t_f}$ değeri AISC-LRFD yönetmeliğinden 6,1 olarak alınmıştır. $1{,}49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değeri ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda_r = 1{,}49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1{,}49\sqrt{\frac{200000000}{344737{,}87}} = 35{,}89$$

$\frac{b_s}{t_f}$ değeri (6,1) λ_r değerinden (35,89) küçük olduğu için kesit narin değildir Kesitin kompakt ve narin olup olmadığı belirlendikten sonra, bu kesitin taşıyabileceği maksimum eğilme momentini hesaplamak amacı ile, W 14*53 profiline ait Z_x değeri belirlenmiştir. Bu değer, AISC-LRFD yönetmeliğindeki profil tablolarından 87,1 in^3 = 0,001427 m^3 olarak seçilmiştir. AISC Bölüm F2'ye göre M_n değeri F_y*Z_x'e, AISC Bölüm H1'e göre de, M_c değeri $\phi_b M_n$'e, ϕ_b değeri ise 0,9'a eşitti Buna göre seçilen kesitin taşıyabileceği maksimum eğilme momenti aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$M_n = 344737{,}87 * 0{,}001427 = 491{,}94 \text{ kN/m}^2$$

$$M_c = 0{,}9*491{,}94 = 442{,}75 \text{ kN/m}^2$$

Dizayn momenti olan M_u değeri SAP2000 ile yapılan analiz sonucunda 438,63 kN.m olarak bulunmuştur (Çizelge 3.23.). $M_c > M_u$ olduğu için seçilen kesit, dizayn momentini güvenle taşıyacaktır.

Kolonların taşıyabileceği maksimum eğilme momenti bulunduktan sonra, kirişlerde kesme kontrolü yapılmıştır. SAP2000 ile yapılan analiz sonucunda kirişlere etkiyen maksimum kesme kuvveti olan V_u değeri 238,81 kN olarak bulunmuştur (Çizelge 3.23.). ASCE Bölüm G1'e göre, bir elemanın taşıyabileceği maksimum tasarım kesme kuvveti aşağıda verilmiştir (Denklem 3.23.).

$$\text{Tasarım Kesme Kuvveti} = \phi_v V_n \qquad (3.23.)$$

ASCE Bölüm G1'e bağlı olarak, kesme kuvvetine maruz kalan elemanların güvenlik katsayısı olan ϕ_v değeri 1,00 olarak alınmıştır. V_n değeri ise nominal kesme kuvvetini temsil etmekte olup ASCE Bölüm G2'ye göre aşağıdaki gibi hesaplanmalıdır (Denklem 3.24.).

$$V_n = 0{,}6 F_y A_w C_v \qquad (3.24.)$$

Yukarıdaki denklemdeki A_w değeri, seçilen kesitin gövde alanını temsil etmektedir. W 14*53 profili için, AISC-LRFD yönetmeliğinde bulunan profil tablolarına bağlı olarak, kesit derinliği olan d değeri 13,92 in = 0,353568 m, t_w değeri ise 0,370 in = 0,009398 m olarak seçilmiştir. Seçilen bu değerlere göre A_w = 0,353568 * 0,009398 = $3{,}323*10^{-3}$ m^2 olarak hesaplanmıştır. AISC Bölüm G2'ye göre, $\frac{h}{t_w} \le 2{,}24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ise, kesit gövdesine ait kesme katsayısı olan C_v değeri 1,0 olarak alınmalıdır. Seçilen kesite ait $\frac{h}{t_w}$ değeri AISC-LRFD yönetmeliğindeki profil tablolarından 30,8 olarak seçilmiştir. Bu kesite ait $2{,}24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değeri ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$2{,}24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2{,}24\sqrt{\frac{2*10^8}{344737{,}87}} = 54{,}0$$

$\frac{h}{t_w}$ değeri (30,8), $2{,}24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değerinden (54,0) küçük olduğu için C_v = 1,0 olarak alınmıştır. Seçilen bu değere bağlı olarak V_n aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Denklem 3.24.).

$$V_n = 0{,}6 * 344737{,}87 * 3{,}323*10^{-3} * 1{,}0 = 687{,}34 \text{ kN}$$

Bulunan V_n değerine bağlı olarak, kullanılan kirişin taşıyabileceği maksimum tasarım kesme kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Denklem 3.23.).

Kesitin taşıyabileceği maksimum tasarım kesme kuvveti = 687,34 * 1,00 = 687,34 kN

Bulunan sonuçlar gösteriyor ki, seçilen kiriş maksimum 687,34 kN'luk kesme kuvvetini taşıyabilmektedir. Bu değer, kirişlere etkiyen maksimum kesme kuvveti olan 238,81 kN'dan büyüktür. Bu durum gösteriyor ki seçilen kesit, kirişlere etkiyen maksimum kesme kuvvetini güvenle taşıyabilmektedir.

3.2.2.2. Diyagonal elemanlara sahip çerçeveye ait kesitlerin elle hesabı

İlk olarak kolonlar için, sadece eksenel yükler göz önüne alınarak burkulma hesabı yapılmıştır (Salmon, C.G. vd., 2009).

Seçilen kolon kesiti W 21*111, kullanılan malzeme ise ASTM A992 çeliğidir. Bu malzeme F_y değeri 50ksi = 344737,87 kN/m^2, E değeri ise 29000ksi = 2*10^8 kN/m^2 olarak alınmıştır (Anonim, 2017; AISC, 2011). Dizayn yükü olan P_u değeri -1887,42 kN'dur (Çizelge 3.23.). Kolon uzunluğu olan L_c = 5,5 m'dir. K değeri, Şekil 3.51.'e bağlı olarak 0,5 seçilmiştir (Salmon, C.G. vd., 2009).

Seçilen K değerine bağlı olarak, burkulma boyu aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Salmon, C.G. vd., 2009).

$$KL_c = 0,5*5,5 = 2,75m$$

Kolon y yönünde burkulma göstereceği için hesaplamalarda, kesitin y yönündeki dönme yarıçapı olan r_y kullanılmıştır (Şekil 3.52.). AISC-LRFD yönetmeliğine bağlı olarak, seçilen kesite (W 21*111) ait r_y değeri 2,90 in = 0,07366 m, r_x değeri ise 9,05 in = 0,22987 m olarak seçilmiştir. $r_y < r_x$ olduğundan, kesitin kompakt ve narin olup olmadığı belirlenirken ve kesite ait kritik gerilme hesaplanırken r_y değeri kullanılmıştır.

P_u, F_y, E, KL_c ve r_y değerleri belirlendikten sonra, $\frac{KL_c}{r_y}$ değeri hesaplanmıştır.

$$\frac{KL_c}{r_y} = \frac{2,75}{0,07366} = 37,33$$

Daha sonra kesitlerin AISC-LRFD Tablo B4.1b'ye göre kompakt olup olmadığı belirlenmiştir (Çizelge 3.26.). Çizelge 3.26.'dan de anlaşılacağı gibi, kesitin kompakt olup olmadığını belirleyebilmek için kesite ait $\frac{h_s}{t_w}$ ve $3,76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değerlerinin bilinmesi gerekmektedir. Seçilen kesite ait $\frac{h_s}{t_w}$ değeri AISC-LRFD yönetmeliğinden 34,1 olarak alınmıştır. $3,76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değeri ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76\sqrt{\frac{200000000}{344737,87}} = 90,57$$

$\frac{h_s}{t_w}$ değeri (34,1) λ_p değerinden (90,57) küçük olduğu için kesit kompakttır.

Daha sonra, seçilen kesitte lokal burkulmanın meydana gelip gelmediğini anlamak için, AISC Bölüm B4 Tablo B4.1a'ya göre kesitin narin olup olmadığı belirlendi (Çizelge 3.27.). Çizelge 3.27.'den de anlaşılacağı gibi, kesitin narin olup olmadığını belirleyebilmek için kesite ait $\frac{b_s}{t_f}$ ve $1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değerlerinin bilinmesi gerekmektedir. Seçilen kesite ait $\frac{b_s}{t_f}$ değeri AISC-LRFD yönetmeliğinden 7,1 olarak alınmıştır. $1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değeri ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda_r = 1{,}49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1{,}49\sqrt{\frac{200000000}{344737{,}87}} = 35{,}89$$

$\frac{b_s}{t_f}$ değeri (7,1) λ_r değerinden (35,89) küçük olduğu için kesit narin değildir. Bu da gösteriyor ki, seçilen kesitte lokal burkulma meydana gelmemektedir. Daha sonra, AISC Bölüm E3'e göre kritik gerilme olan F_{cr} belirlendi (Denklem 3.10.). Seçilen kesite ait $\frac{KL_c}{r_y}$ değeri 37,33 olarak bulunmuştu. $4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değeri ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4{,}71\sqrt{\frac{2*10^8}{344737{,}87}} = 113{,}45$$

$\frac{KL_c}{r_y}$ değeri (37,33), $4{,}71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değerinden (113,45) küçük olduğu için seçilen kesite ait kritik gerilme Denklem 3.10.'a göre hesaplanacaktır. Bu hesaplamayı yapabilmek için öncelikle, AISC Bölüm E3'e göre elastik burkulma gerilmesi olan F_e değerinin belirlenmesi gerekmektedir (Denklem 3.11.) F_e değeri, aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2*10^8}{(37{,}33)^2} = 1416490{,}81\,\text{kN/m}^2$$

F_e değeri belirlendikten sonra, F_{cr} aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Denklem 3.10.).

$$F_{cr} = \left[0{,}658^{\frac{344737{,}87}{1416490{,}81}}\right] * 344737{,}87 = 311350{,}66\,\text{kN/m}^2$$

F_{cr} değeri belirlendikten sonra, AISC Bölüm E3'e göre seçilen kesite ait nominal basınç dayanımı olan P_n değeri belirlenmiştir (Denklem 3.12.). W 21*111 kesitine ait A_g

değeri AISC-LRFD yönetmeliğine göre 32,7 in^2 = 0,021097 m2 olarak seçilmiştir. Bu değere bağlı olarak hesaplanan P_n değeri aşağıda verilmiştir.

$$P_n = 311350,66 * 0,021097 = 6568,57 \text{ kN}$$

Bir sonraki adım olarak, AISC Bölüm E1'e göre, seçilen kesitin taşıyabileceği maksimum basınç kuvveti olan P_c değeri hesaplanmıştır (Denklem 3.13.). Basınç etkisindeki elemanlara ait güvenlik katsayısı olan ϕ_c değeri AISC Bölüm E1'e göre 0,90 olarak seçilmiştir. Bu değere göre, elemanın taşıyabileceği maksimum basınç kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$P_c = 0,9 * 6568,57 = 5911,71 \text{ kN}$$

Elemana ait mevcut dizayn yükü –1881,42 kN olarak bulunmuştu (Çizelge 3.23.). $P_c > P_u$ (5911,71 > 1881,42) olduğu için seçilen kesit burkulmaya karşı güvenlidir.

Bir sonraki adım olarak, seçilen kolon kesiti için eksenel yük ve moment etkisi birlikte incelenmiştir. (Salmon, C.G. vd., 2009). Bu kolonlara ait tasarım momenti olan M_u = 49,16 kN.m, P_u = -1881,42 kN, KL_c = 2,75 m ve P_n = 6568,57 kN olarak bulunmuştu (Çizelge 3.23). Taşıma gücü veya emniyet gerilmelerine göre tasarım yöntemindeki yük kombinasyonları kullanılarak elde edilen ve kesitin taşıması gereken maksimum yük olan P_r değeri P_u'ya eşittir. Seçilen kesit için $\frac{P_r}{P_c}$ değeri $\frac{1881,42}{5911,71} = 0,32$ olmaktadır. Bu değer 0,2'den büyük olduğu için, seçilen kesit AISC Bölüm H1-1a'ya göre kontrol edilmiştir (Denklem 3.14.). Denklem 3.14.'teki M_{rx} ve M_{ry} değerleri, sırasıyla M_{ux} ve M_{uy}'ye eşittir. Sistem 2 boyutlu olarak analiz edildiği için, M_{uy} = 0 ve $M_{ux} = M_u$ olmaktadır. AISC Bölüm H1'e göre M_c, $\phi_b M_n$ değerine eşittir. Çerçevelerde 2 boyutlu analiz yapıldığı için M_{cy} = 0 ve $M_{ux} = M_c = \phi_b M_n$ olmaktadır. ϕ_b değeri AISC Bölüm H1'e göre 0,90 olarak seçilmiştir. Bu bilgiler ışığında, Denklem 3.14.'ü düzenlersek Denklem 3.15. elde edilir.

$\frac{1}{\phi_c * P_n}$ değerini p olarak, $\frac{8}{9 * \phi_b * M_{nx}}$ değerini de b_x olarak kabul edersek, Denklem 3.16. elde edilir.

$\frac{KL_c}{r} = 37,33$ olarak bulunmuştu. Bu değere bağlı olarak, AISC Tablo 6-1'e göre, W 21*111 profiline ait p ve b_x değerleri sırası ile $1,021*10^{-3}$ $(kips)^{-1}$ = $2,295*10^{-4}$ $(kN)^{-1}$ ve $0,986*10^{-3}$ $(kip.ft)^{-1}$ = $7,272*10^{-4}$ $(kN.m)^{-1}$ olarak seçilmiştir. Bulunan bu değerler doğrultusuna, kullanılan kesite ait moment kontrolü aşağıdaki gibi yapılmıştır (Denklem 3.16.).

$$2,295 *10^{-4} * 1881,42 + 7,272*10^{-4} * 49,16 = 0,5 \leq 1,0$$

Yukardaki sonuçtan da anlaşılacağı gibi, eksenel kuvvet ve momentin aynı anda etkimesi durumunda, kesit bu iki yükü de güvenle taşıyacaktır.

Daha sonra, bu kesitte eğilme etkisi (kiriş etkisi) incelenmiştir. Ele alınan kolonun yanal olarak desteklenmemiş kısmının uzunluğu (L_b) 5,5 m'dir. W 21*111 profiline ait, x eksenine göre plastik mukavemet momenti olan Z_x değeri, AISC-LRFD yönetmeliğinde yer alan profil tablolarına göre 279 in^3 = 0,004572 m^3 olarak seçilmiştir. AISC Bölüm F2'ye göre plastik eğilme momenti olan M_p değeri Denklem 3.17.'ye göre aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$M_n = M_p = 344737,87 * 0,004572 = 1576,14 \text{ kN.m}$$

AISC Bölüm F2'ye göre, $L_b \leq L_p$ ise, eğilmeye maruz kalan elemanda yanal burulma burkulması meydana gelmez. Buradaki L_b değeri, elemanın yanal olarak desteklenmemiş kısmının uzunluğuna, L_p değeri ise, elemanın akma sınırına göre belirlenen yatay uzunluğuna tekabül etmektedir. AISC Bölüm F2'ye göre, L_b değeri Denklem 3.18.'deki gibi hesaplanacaktır. Daha önceden r_y değeri 0,07366 m, E değeri $2*10^8$ kN/m^2, F_y değeri de 344737,87 kN/m^2 olarak belirlenmişti. Bu değerlere bağlı olarak hesaplanan L_p değeri aşağıda gösterilmiştir.

$$L_p = 1,76*0,07366\sqrt{\frac{2*10^8}{344737,87}} = 3,12\,\text{m}$$

AISC Bölüm F'ye göre, L_b ve L_p değerlerinin yanı sıra L_r değeri de hesaplanmalıdır. L_r değeri, AISC Bölüm F2'ye bağlı olarak Denklem 3.19.'a göre hesaplanacaktır.. W 21*111 profiline ait S_x, I_x ve I_y değerleri AISC-LRFD yönetmeliğindeki profil tablolarından sırası ile, 249 in^3 = 0,00408 m^3, 2670 in^4 = $1,110*10^{-3}$ m^4 ve 274 in^4 = $1,123*10^{-4}$ m^4 olarak seçilmiştir. Bu değerlere bağlı olarak J değeri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$J = I_x + I_y = 1,110*10^{-3} + 1,123*10^{-4} = 1,222*10^{-3}\ m^4$$

Seçilen kesitin boyutları Şekil 3.7.'de gösterilmiştir. Bu şekle bağlı olarak, h_0 değeri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$h_0 = 0,5464 - \frac{0,0222}{2} - \frac{0,0222}{2} = 0,5242\,m$$

Seçilen kesit her iki eksene göre de simetrik olduğu için, c katsayısı AISC Bölüm F2'ye göre 1 olarak alınmıştır. Böylece r_{ts} değeri AISC Bölüm F2'ye göre hazırlanan Denklem 3.20.'ye göre aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

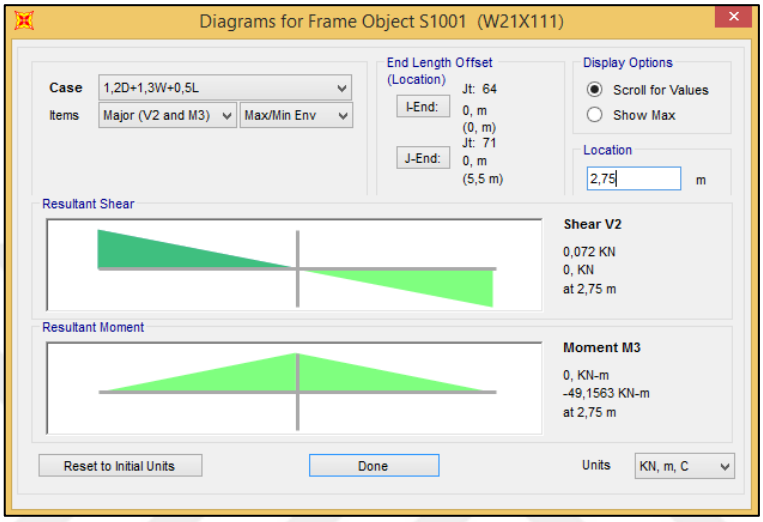
$$r_{ts} = \sqrt{\frac{1,123*10^{-4}*0,5242}{2*0,00408}} = 0,085\,m$$

r_{ts}, h_0, J, S_x, c değerleri de belirlendikten sonra, Denklem 3.19.'a göre hesaplanan L_r değeri aşağıda gösterilmiştir.

$$L_r = 1,95*0,085\frac{2*10^8}{0,7*344737,87}$$

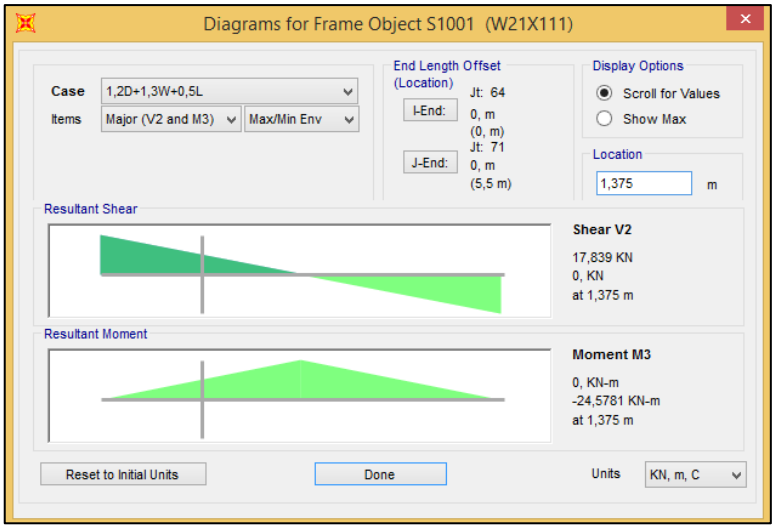
$$*\sqrt{\frac{1,222*10^{-3}*1}{0,00408*0,5242} + \sqrt{\left(\frac{1,222*10^{-3}*1}{0,00408*0,5242}\right)^2 + 6,76\left(\frac{0,7*344737,87}{2*10^8}\right)^2}} = 146,85\,m$$

Elde edilen bu veriler L_b değerinin L_p'den büyük (5,5 > 3,12) göstermektedir. AISC Bölüm F2'ye göre, $L_p < L_b \leq L_r$ (3,12 < 5,5 ≤ 146,85) olduğu için Denklem 3.21.'de belirtilen koşulun sağlanması gerekmektedir. Bu denklemde yer alan C_b değeri, AISC Bölüm F1'e göre hazırlanan Denklem 3.22.'ye bağlı olarak hesaplanmıştır. M_{max} değeri SAP2000 ile yapılan analiz sonucunda -49,16 kN.m olarak bulunmuştur (Şekil 3.57.).



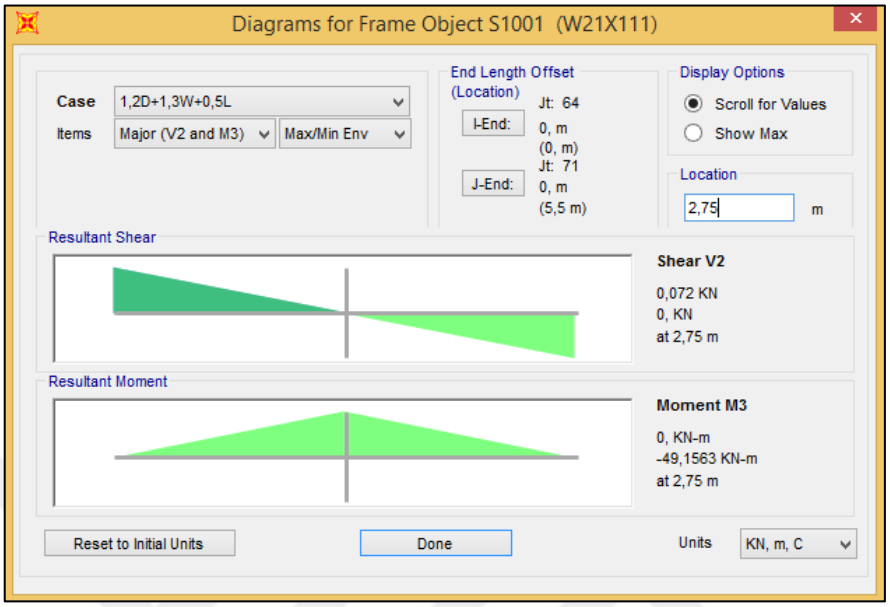
Şekil 3.57. Çapraz elemanlara sahip çerçevenin kolonundaki M_{max} değeri

M_A değeri SAP2000 ile yapılan analiz sonucunda -24,58 kN.m olarak bulunmuştur (Şekil 3.58.).



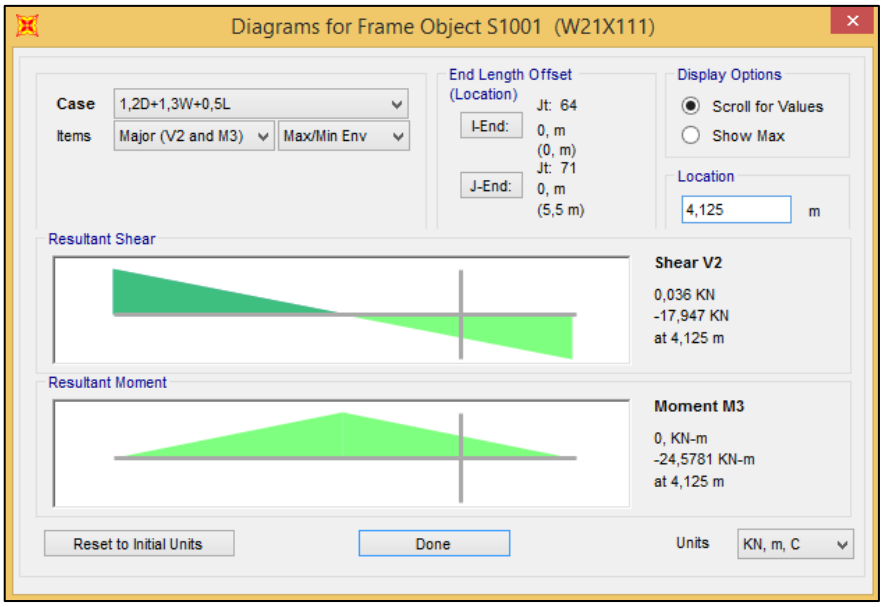
Şekil 3.58. Çapraz elemanlara sahip çerçevenin kolonundaki M_A değeri

M_B değeri SAP2000 ile yapılan analiz sonucunda -49,16 kN.m olarak bulunmuştur (Şekil 3.59.).



Şekil 3.59. Çapraz elemanlara sahip çerçevenin kolonundaki M_B değeri

M_D değeri SAP2000 ile yapılan analiz sonucunda -24,58 kN.m olarak bulunmuştur (Şekil 3.60.).



Şekil 3.60. Çapraz elemanlara sahip çerçevenin kolonundaki M_D değeri

Seçilen M_{max}, M_A, M_B ve M_D değerlerine bağlı olarak C_b ve M_n değeri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$C_b = \frac{12,5 * 49,16}{2,5 * 49,16 + 3 * 24,58 + 4 * 49,16 + 3 * 24,58} = 1,32$$

$$M_n = 1,32\left[1576,14 - (1576,14 - 0,7 * 344737,87 * 0,00408)\left(\frac{5,5 - 3,12}{146,85 - 3,12}\right)\right]$$

$$= 2067,58\,\text{kN.m}$$

AISC Bölüm F2'ye göre M_n değeri M_p değerinden büyük olamaz (Denklem 3.21.). Seçilen kesite ait M_p değeri 1576.14 olarak bulunmuştu. $M_n > M_p$ (2067,58 > 1579,14) olduğu için, daha önceden hesaplanan M_n değeri değiştirilmemiş, M_n = 1576,14 kN.m olarak alınmıştır. M_c değeri ise $\phi_b M_n$ = 0,9*1576,14 = 1418,53 kN.m olarak bulunmuştur. M_u değeri ise daha önceden 49,16 kN.m olarak bulunmuştu (Çizelge 3.23.). $M_c > M_u$ olduğu için kesit, kendisine etkiyen momenti güvenle taşıyacaktır.

Bir sonraki adım olarak, seçilen kesitte moment büyütme katsayısı kullanılıp kullanılmayacağı araştırılmıştır. Moment büyütme hesabında kullanılacak olan narinlik oranı, elemanın eğilme ekseni ile ilişkili olmak zorundadır (Salmon, C.G. vd., 2009). Ele alınan kolonun eğilme ekseni x eksenidir. AISC-LRFD yönetmeliğinde bulunan profil tablolarından W 21*111 kesitine ait r_x değeri 9,05 in = 0,22987 m olarak seçilmiştir. Seçilen bu değere göre $\frac{KL_c}{r_x} = \frac{2,75}{0,22987} = 11,96$ olarak bulunmuştur. Ele alınan kesite ait, P-δ etkisine tekabül eden B_1 katsayısı AISC Ek 8'e göre aşağıdaki gibi hesaplanacaktır (Denklem 3.25.).

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{el}} \geq 1 \qquad (3.25.)$$

Bu denklemde yer alan C_m değeri, çerçevede yanal ötelenmenin olmadığı varsayımı ile elde edilen katsayıya, P_r değeri, taşıma gücü veya emniyet gerilmelerine göre tasarım

yöntemindeki yük kombinasyonları kullanılarak elde edilen ve elemanın taşıması gereken eksenel yüke, P_{el} değeri ise eğilme düzlemindeki kritik burkulma kuvvetine tekabül etmektedir. C_m ve α değerleri AISC Ek 8'e göre 1,00 olarak alınmıştır. P_{el} değeri ise AISC Ek 8' e göre aşağıdaki denklem ile hesaplanmalıdır (Denklem 3.26.).

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L_c)^2} \tag{3.26.}$$

Yukarıdaki denklem üzerinde bir takım düzenlemeler yaparsak Denklem 3.27. elde edilir (Salmon, C.G. vd., 2009).

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EA_g}{(KL_c/r)^2} \tag{3.27.}$$

Seçilen kesite ait A_g değeri AISC-LRFD yönetmeliğindeki profil tablolarından 32,7 in^2 = 0,021097 m^2 olarak seçilmiştir. P_r değeri ise P_u'ya eşit olup -1881,42 kN'dur. Seçilen bu değerlere bağlı olarak, P_{el} ve B_1 değerleri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$P_{el} = \frac{\pi^2 * 2*10^8 * 0{,}021097}{(11{,}96)^2} = 291130{,}75\,\text{kN}$$

$$B_1 = \frac{1{,}0}{1\text{-}1{,}00 * 1881{,}42 / 291130{,}75} = 1{,}0 \geq 1{,}0$$

B_1 katsayısı belirlendikten sonra bu katsayı kullanılarak, eğilme durumu için kesitin AISC Bölüm H1'de belirtilen koşulu sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmiştir. Bu kontrolü yapabilmek için ilk olarak, taşıma gücü veya emniyet gerilmelerine göre tasarım yöntemindeki yük kombinasyonları kullanılarak elde edilen ve yanal ötelenmeye karşı direnç gösteren sistemlere ait birinci derece moment olan M_{nt} değeri M_u'ya eşittir. B_1 katsayısı göz önüne alınarak hesaplanan M_u değeri aşağıda gösterilmiştir (Salmon, C.G. vd., 2009).

$$M_u = B_1 * M_{nt} = 1{,}0 * 49{,}16 = 49{,}16\,\text{kN}$$

Yukarıdaki hesaplamadan anlaşılacağı üzere M_u değeri değişmemektedir. Bu M_u değeri kullanılarak, seçilen kolonlar daha önceden kontrol edilmişti. Dolayısıyla, yeniden kontrol etmeye gerek yoktur.

Bir sonraki adım olarak çapraz elemanlara sahip olan çerçeveye ait kirişlerin taşıyabileceği maksimum eğilme momentleri hesaplandı. Bu hesaplamayı yapabilmek için, ilk olarak Çizelge 3.26.'ya göre kesitin kompakt olup olmadığı belirlenmiştir. Kirişler için seçilen profil W 14*53'tü (Şekil 3.8.). Bu kesite ait $\frac{h_s}{t_w}$ değeri AISC-LRFD yönetmeliğindeki profil tablolarından 30,8 olarak seçilmiştir. $3,76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değeri ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda_p = 3,76\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3,76\sqrt{\frac{200000000}{344737,87}} = 90,57$$

$\frac{h_s}{t_w}$ değeri (30,8) λ_p değerinden (90,57) küçük olduğu için kesit kompakttır.

Daha sonra, seçilen kesitte lokal burulmanın meydana gelip gelmediğini anlamak için, AISC Bölüm B4 Tablo B4.1a'ya göre kesitin narin olup olmadığı belirlendi (Çizelge 3.27.). Seçilen kesite ait $\frac{b_s}{t_f}$ değeri AISC-LRFD yönetmeliğinden 6,1 olarak alınmıştır. $1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değeri ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\lambda_r = 1,49\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1,49\sqrt{\frac{200000000}{344737,87}} = 35,89$$

$\frac{b_s}{t_f}$ değeri (6,1) λ_r değerinden (35,89) küçük olduğu için kesit narin değildir Kesitin kompakt ve narin olup olmadığı belirlendikten sonra, bu kesitin taşıyabileceği maksimum

eğilme momentini hesaplamak amacı ile, W 14*53 profiline ait Z_x değeri belirlenmiştir. Bu değer, AISC-LRFD yönetmeliğindeki profil tablolarından 87,1 in^3 = 0,001427 m^3 olarak seçilmiştir. AISC Bölüm F2'ye göre M_n değeri F_y*Z_x'e, AISC Bölüm H1'e göre de, M_c değeri $\phi_b M_n$'e, ϕ_b değeri ise 0,9'a eşitti. Buna göre seçilen kesitin taşıyabileceği maksimum eğilme momenti aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$M_n = 344737,87 * 0,001427 = 491,94 \text{ kN/m}^2$$

$$M_c = 0,9*491,94 = 442,75 \text{ kN/m}^2$$

Dizayn momenti olan M_u değeri SAP2000 ile yapılan analiz sonucunda 207,56 kN.m olarak bulunmuştur (Çizelge 3.23.). $M_c > M_u$ olduğu için seçilen kesit, dizayn momentini güvenle taşıyacaktır.

Bir sonraki adım olarak, seçilen kiriş kesitinde moment büyütme katsayısı kullanılıp kullanılmayacağı araştırılmıştır. Moment büyütme hesabında kullanılacak olan narinlik oranı, elemanın eğilme ekseni ile ilişkili olmak zorundadır (Salmon, C.G. vd., 2009). Ele alınan kolonun eğilme ekseni x eksenidir. AISC-LRFD yönetmeliğinde bulunan profil tablolarından W 14*53 kesitine ait r_x değeri 5,89 in = 0,149606 m olarak seçilmiştir. Seçilen bu değere göre $\frac{KL_c}{r_x} = \frac{2,75}{0,149606} = 18,38$ olarak bulunmuştur. Ele alınan kesite ait, P-δ etkisine tekabül eden B_1 katsayısı AISC Ek 8'e göre aşağıdaki gibi hesaplanacaktır (Denklem 3.28.).

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{el}} \geq 1 \qquad (3.28.)$$

Bu denklemde yer alan C_m değeri, çerçevede yanal ötelenmenin olmadığı varsayımı ile elde edilen katsayıya, P_r değeri, taşıma gücü veya emniyet gerilmelerine göre tasarım yöntemindeki yük kombinasyonları kullanılarak elde edilen ve elemanın taşıması gereken eksenel yüke, P_{el} değeri ise eğilme düzlemindeki kritik burkulma kuvvetine tekabül etmektedir. C_m ve α değerleri AISC Ek 8'e göre 1,00 olarak alınmıştır. P_{el} değeri ise AISC Ek 8' e göre aşağıdaki denklem ile hesaplanmalıdır (Denklem 3.29.).

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI^*}{(K_1 L_c)^2} \quad (3.29.)$$

Yukarıdaki denklem üzerinde bir takım düzenlemeler yaparsak Denklem 3.30. elde edilir (Salmon, C.G. vd., 2009).

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EA_g}{(KL_c/r)^2} \quad (3.30.)$$

Seçilen kesite ait A_g değeri AISC-LRFD yönetmeliğindeki profil tablolarından 15,6 in^2 = 0,010064 m^2 olarak seçilmiştir. P_r değeri ise P_u'ya eşit olup 0,00 kN'dur. Seçilen bu değerlere bağlı olarak, P_{el} ve B_1 değerleri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$P_{el} = \frac{\pi^2 * 2*10^8 * 0{,}010064}{(18{,}38)^2} = 58804{,}34\,\text{kN}$$

$$B_1 = \frac{1{,}0}{1\text{-}1{,}00 * 0{,}00 / 58804{,}34} = 1{,}0 \geq 1{,}0$$

B_1 katsayısı belirlendikten sonra bu katsayı kullanılarak, eğilme durumu için kesitin AISC Bölüm H1'de belirtilen koşulu sağlayıp sağlamadığı kontrol edilmiştir. Bu kontrolü yapabilmek için ilk olarak, taşıma gücü veya emniyet gerilmelerine göre tasarım yöntemindeki yük kombinasyonları kullanılarak elde edilen ve yanal ötelenmeye karşı direnç gösteren sistemlere ait birinci derece moment olan M_{nt} değeri M_u'ya eşittir. B_1 katsayısı göz önüne alınarak hesaplanan M_u değeri aşağıda gösterilmiştir (Salmon, C.G. vd., 2009).

$$M_u = B_1 * M_{nt} = 1{,}0 * 207{,}56 = 91{,}52\text{kN}$$

Seçilen kesite ait r_y değeri ASCE-LRFD yönetmeliğindeki profil tablolarından 1,92 in = 0,048768 m olarak seçilmiştir. Bu değere bağlı olarak, F_e değeri Denklem 3.11.'e bağlı olarak aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2*10^8}{\left(\frac{2,75}{0,048768}\right)^2} = 620775,04\,kN$$

Bulunan F_e değerine bağlı olarak, F_{cr} değeri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Denklem 3.10.).

$$F_{cr} = \left[0,658^{\frac{344737,87}{620775,04}}\right] * 344737,87 = 273239,54\,kN$$

W 14*53 profiline ait A_g değeri 15,6 in^2 = 0,010064 m^2 olarak bulunmuştur. Bu değere göre, P_n aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Denklem 3.12.).

$$P_n = 273239,54 * 0,010064 = 2749,88\ kN$$

ϕ_c değeri 0,9 olarak seçilmişti. Seçilen bu değer göre, P_c aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Denklem 3.13.).

$$P_c = 0,9 * 2749,88 = 2474,89\ kN$$

Seçilen kesit için $\frac{P_r}{P_c}$ değeri $\frac{0,00}{2474,89} = 0,0$ olmaktadır. Bu değer 0,0'a eşit olduğu için, seçilen kesit AISC Bölüm H1-1a'ya göre kontrol edilmiştir (Denklem 3.28.). $\frac{KL_c}{r} = 11,96$ olarak bulunmuştu. Bu değere bağlı olarak, AISC Tablo 6-1'e göre, W 14*53 profiline ait p ve b_x değerleri sırası ile $2,147*10^{-3}$ $(kips)^{-1}$ = $4,827*10^{-4}$ $(kN)^{-1}$ ve $3,108*10^{-3}$ $(kip.ft)^{-1}$ = $2,292*10^{-3}$ $(kN.m)^{-1}$ olarak seçilmiştir. Bulunan bu değerler doğrultusuna, kullanılan kesite ait moment kontrolü aşağıdaki gibi yapılmıştır (Denklem 3.28.).

$$4,827 *10^{-4} * 0,00 + 2,292*10^{-3} * 207,56 = 0,5 \leq 1,0$$

Kolonlarda eksenel kuvvet ve eğilme momenti kontrolü yapıldıktan sonra, kirişlerde kesme kontrolü yapılmıştır. SAP2000 ile yapılan analiz sonucunda kirişlere etkiyen maksimum kesme kuvveti olan V_u değeri 125,21 kN olarak bulunmuştur (Çizelge 3.23.). W 14*53 profili için, AISC-LRFD yönetmeliğinde bulunan profil tablolarına bağlı olarak, kesit derinliği olan d değeri 13,92 in = 0,353568 m, t_w değeri ise 0,370 in = 0,009398 m olarak seçilmiştir. Seçilen bu değerlere göre A_w = 0,353568 * 0,009398 = 3,323*10^{-3} m^2 olarak hesaplanmıştır. AISC Bölüm G2'ye göre, $\frac{h}{t_w} \leq 2{,}24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ise, kesit gövdesine ait kesme katsayısı olan C_v değeri 1,0 olarak alınmalıdır. Seçilen kesite ait $\frac{h}{t_w}$ değeri AISC-LRFD yönetmeliğindeki profil tablolarından 30,8 olarak seçilmiştir. Bu kesite ait $2{,}24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değeri ise aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$2{,}24\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 2{,}24\sqrt{\frac{2*10^8}{344737{,}87}} = 54{,}0$$

$\frac{h}{t_w}$ değeri (30,8), $2{,}24\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ değerinden (54,0) küçük olduğu için C_v = 1,0 olarak alınmıştır. Seçilen bu değere bağlı olarak V_n aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Denklem 3.24.).

$$V_n = 0{,}6 * 344737{,}87 * 3{,}323*10^{-3} * 1{,}0 = 687{,}34 \text{ kN}$$

Bulunan V_n değerine bağlı olarak, kullanılan kirişin taşıyabileceği maksimum tasarım kesme kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Denklem 3.14.).

Kesitin taşıyabileceği maksimum tasarım kesme kuvveti = 687,34 * 1,00 = 687,34 kN

Bulunan sonuçlar gösteriyor ki, seçilen kiriş maksimum 687,34 kN'luk kesme kuvvetini taşıyabilmektedir. Bu değer, kirişlere etkiyen maksimum kesme kuvveti olan

125,213 kN'dan büyüktür. Bu durum gösteriyor ki seçilen kesit, kirişlere etkiyen maksimum kesme kuvvetini güvenle taşıyabilmektedir.

Kirişlerde kesme kontrolü yapıldıktan sonra, seçilen diyagonal elemanlarda, eksenel kuvvete göre kesit kontrolü yapılmıştır. Seçilen diyagonal eleman kesiti W 10*49'du. İlk olarak, bu kesitte çekme akma gerilmesine göre hesap yapılmıştır. Diyagonal elemanlara etkiyen maksimum eksenel kuvvet olan F değeri -697,40 kN olarak bulunmuştu (Çizelge 3.23.). Bu değere bağlı olarak, çekme akma gerilmesi limitine göre gerekli kesit alanı olan A değeri Denklem 3.31.'e göre hesaplanacaktır (Segui, W.T., 2013).

$$A = \frac{F}{0{,}9F_y} \tag{3.31.}$$

A değeri $\frac{697{,}40}{0{,}9*344737{,}87} = 2{,}248*10^{-3}\ m^2$ olarak bulunmuştur. Seçilen kesite ait A_g değeri ise AISC-LRFD yönetmeliğinde bulunan profil tablolarından 14,4 in^2 = 0,00929 m^2 olarak seçilmiştir. A_g değeri A'dan büyük olduğu için, seçilen kesit kendisine etkiyen maksimum eksenel kuvveti akma limitine gelmeden güvenle taşıyabilecektir.

Daha sonra, yeterli rijitliği sağlamak için gereken kesit alanı olan A_{br} değeri hesaplanmıştır. Gerekli yanal rijitlik değeri olan β_{br} değeri AISC Ek 6.2'ye göre hesaplanmıştır (Denklem 3.32.).

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi}\left(\frac{2P_r}{L_b}\right) \tag{3.32.}$$

Denklem 420.'de yer alan ϕ değeri güvenlik katsayısı olup AISC Ek 6.2'ye göre 0,75 olarak seçilmiştir. L_b değeri 5,5 m olarak belirlenmişti. P_r değeri ise $\Sigma 2\,\phi_c F$ = 2 * 0,9 * 697,40 = 1255,32 kN olarak hesaplanmıştır (Salmon, C.G. vd., 2009). ϕ, L_b ve P_r değerleri belirlendikten sonra β_{br} değeri aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Denklem 3.32.).

$$\beta_{br} = \frac{1}{0,75}\left(\frac{2*1255,32}{5,5}\right) = 608,64\,\text{kN/m}$$

Daha sonra, Denklem 3.33.'e göre A_{br} değeri hesaplanmıştır (Salmon, C.G. vd., 2009).

$$\beta_{br} = \frac{A_{br}E}{L_{br}}\cos^2\theta_{br} \qquad (3.33.)$$

Yukarıdaki denklemde yer alan θ_{br} değeri, diyagonal elemanın açısı olup 45^o'ye eşittir. L_{br} değeri ise, diyagonal elemanın uzunluğu olup aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$\sqrt{5,5^2+5^2} = 7,43\,\text{m}$$

Bulunan L_{br} değerine bağlı olarak, A_{br} aşağıdaki gibi hesaplanmıştır (Denklem 3.33.).

$$608,64 = \frac{A_{br}*2*10^8}{7,43}\left(\cos 45^o\right)^2$$

$$A_{br} = 4,522*10^{-5}\ m^2$$

A_g değeri daha önceden 0,00926 m^2 olarak seçilmişti. $A_g > A_{br}$ olduğu için, seçilen kesit yeterli rijitliği sağlayacaktır.

Yapılan hesaplardan da anlaşılacağı üzere, moment dayanımlı çerçevenin kolonları için seçilecek minimum kesit W21*111 kesitidir. Moment dayanımlı çerçevenin kirişleri için seçilecek minimum kesit ise W14*53 kesitidir.

Diyagonal elemanların etkisini daha iyi gözlemleyebilmek için, çapraz elemanlara sahip çerçevenin kolonları ve kirişleri de moment dayanımlı çerçeveninkilerle aynı seçilmiştir. Diyagonal elemanlar için için seçilecek minimum kesit ise W8*67 kesitidir.

3.3. Sistemin Kapasite Hesabı

Seçilen sisteme ait kapasite hesabı statik itme analizi (pushover analiz) ile yapılmıştır. Yapıların yatay yükler etkisindeki davranış özelliklerinin ve performanslarının tespitine yönelik olarak yapılan itme (pushover) analizleri, genel olarak yapıda adım adım arttırılan yanal yüklerin etkisinde rijitlik ile dayanım değişiminin yapı elemanlarındaki inelastik davranış özellikleri dikkate alınarak hesaplandığı ve bu hesapların belli performans değerleri için tariflendiği sayısal bir inceleme yöntemidir.

Bu analiz yönteminde, yapının yüksekliği boyunca yayılmış olan yanal yük modeli kullanılmaktadır. Daha sonra bu yanal yükler, yapı çökene kadar veya hedef deplasmana ulaşıncaya kadar monoton bir şekilde artırılır. Statik itme analizi, elastik bölgenin dışındaki direnç kapasitesini hesaplamak için basit bir seçenek olup yapıdaki potansiyel zayıf alanları belirtmek için kullanılabilir. (Li vd., 2017).

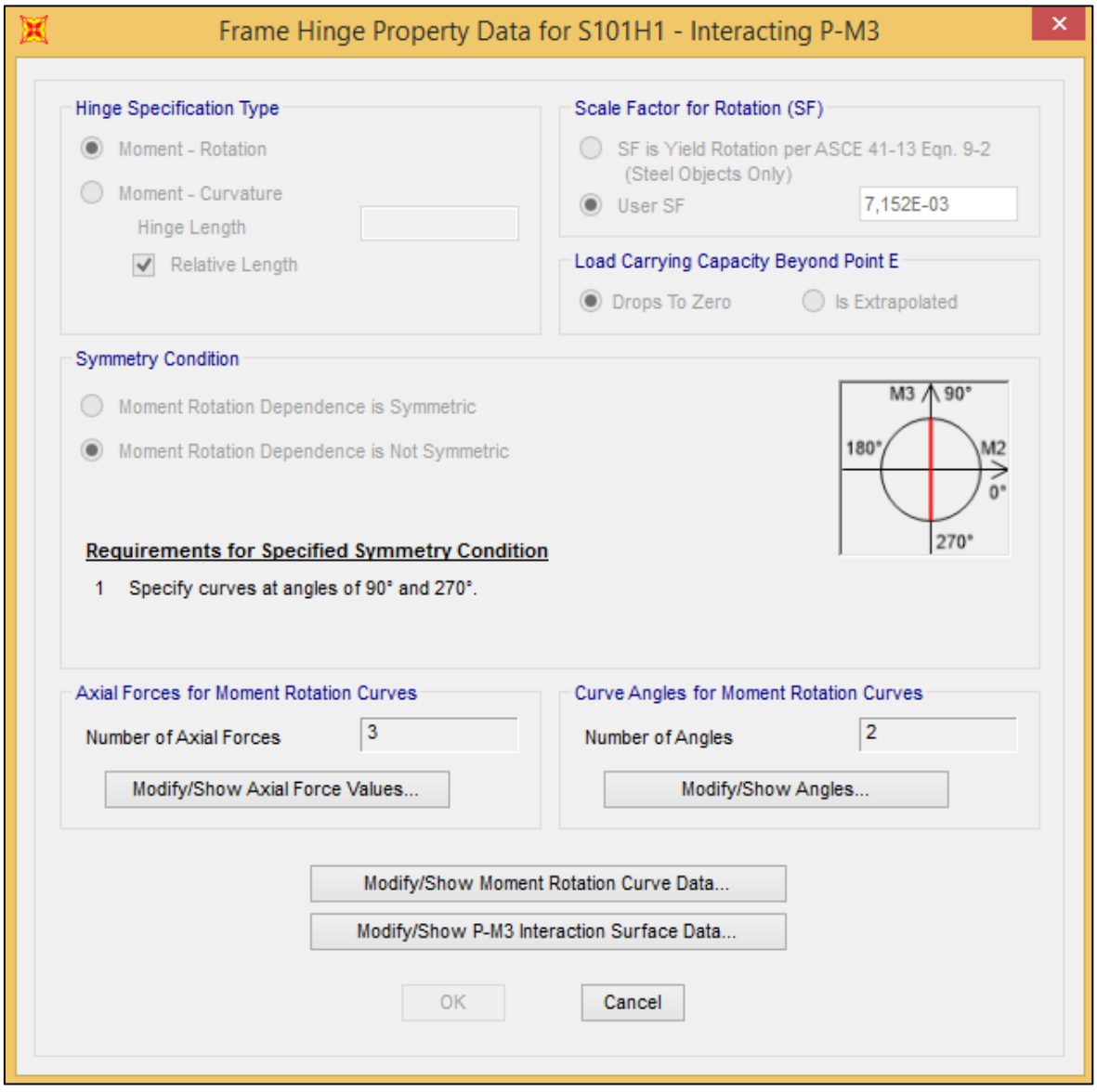
Taşıma gücü yöntemlerinde tipik olarak iki temel tasarım kriteri göz önüne alınmasına karşın (fonksiyonellik sınırı, dayanım sınırı) performans bazlı tasarımda birkaç tasarım kriteri bulunmaktadır (hemen kullanım, can güvenliği, göçmenin önlenmesi).

Yöntemin esasında çok serbestlik dereceli sitemlerin, tek serbestlik dereceli sisteme eşdeğer kabulü olduğundan yaklaşık sonuçlar üretilir. Analiz yöntemi rijit veya mafsallı olarak bağlanmış inelastik çerçeve analizi için uygun bir prosedüre sahiptir. Bu prosedür esasen yarı rijit bağlar ile oluşturulmuş elastik çerçeve analizi prosedürünün farklı bir uzantısı sayılabilir.

Statik itme analizlerinde uygulanan iki farklı hesaplama yöntemi; deplasman kontrollü analiz ve yük kontrollü analizdir. Deplasman kontrollü yöntemde, yapının en üst katında (tepesinde) ağırlık merkezinin bulunduğu nokta belirli bir deplasman seviyesine ulaşıncaya kadar yatay yükleme yapılır. Kuvvet kontrollü yöntemde ise yapı belirli bir yatay yük seviyesine ulaşıncaya kadar yatay yükleme yapılır. Bu yüklemeler belirli aralıklar ile arttırılarak her bir adımda yapı elemanlarında ortaya çıkan kuvvet-deplasman ilişkileri incelenir ve yapının hasar düzeyi belirlenir.

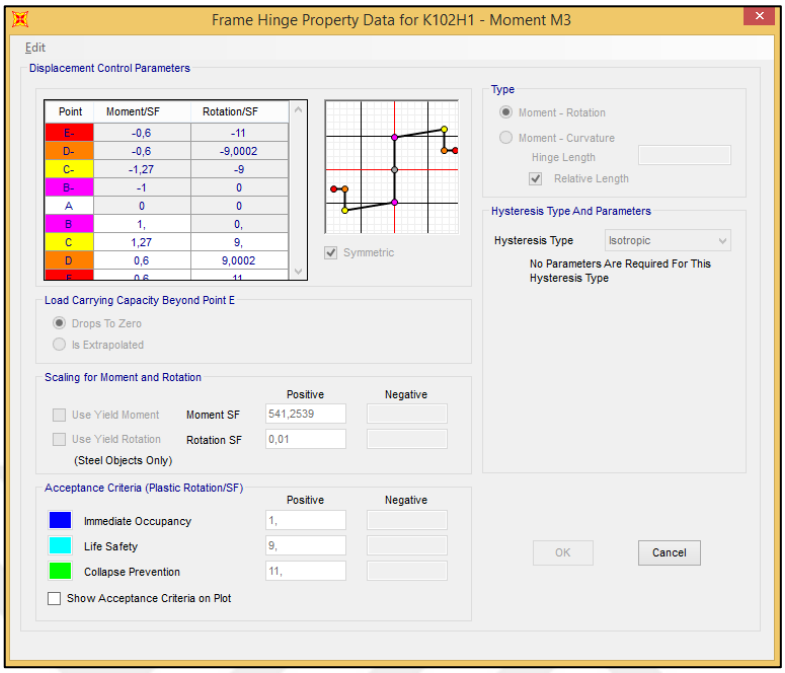
3.3.1. Yapılara ait plastik mafsalların tanımlanması

Yapılan literatür taraması sonucunda, ele alınan çerçeveler deplasman kontrollü statik itme analizine tabii tutulmuştur (Bocciarelli ve Barbieri, 2017; Kamath vd., 2016). Bunun için ilk olarak, ASCE 41-13'e göre yapısal elemanlara ait plastik mafsallar tanımlanmıştır. Kolonlara ait plastik mafsal özellikleri Şekil 3.61.'de gösterilmiştir.



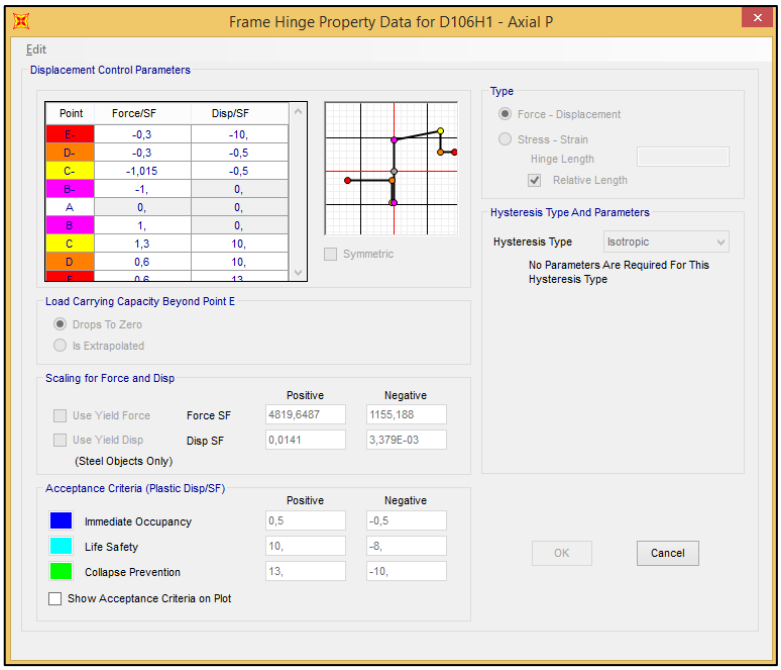
Şekil 3.61. Kolonlara ait plastik mafsal özellikleri

Kirişlere ait plastik mafsal özellikleri Şekil 3.62.'de gösterilmiştir.



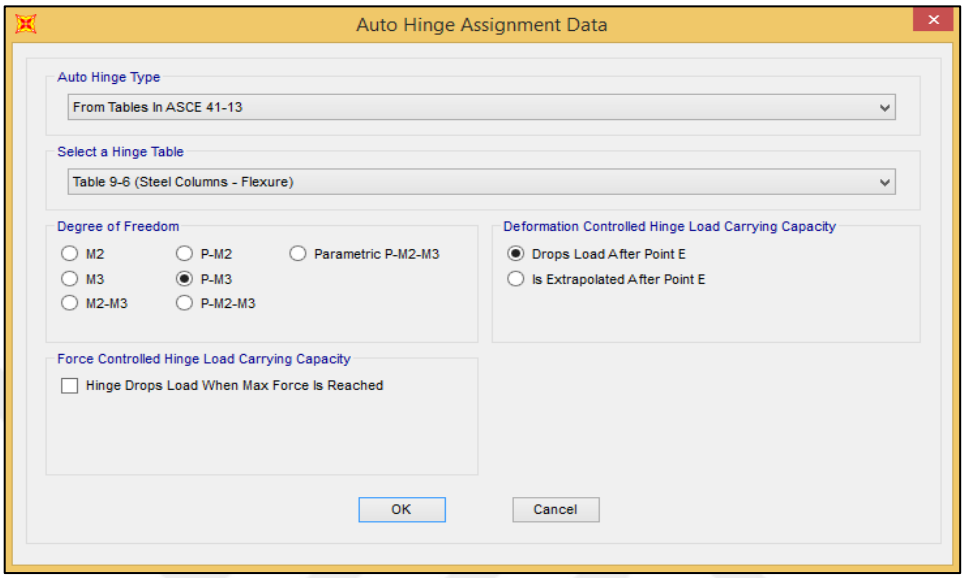
Şekil 3.62. Kirişlere ait plastik mafsal özellikleri

Çapraz elemanlara ait plastik mafsal özellikleri Şekil 3.63.'te gösterilmiştir.



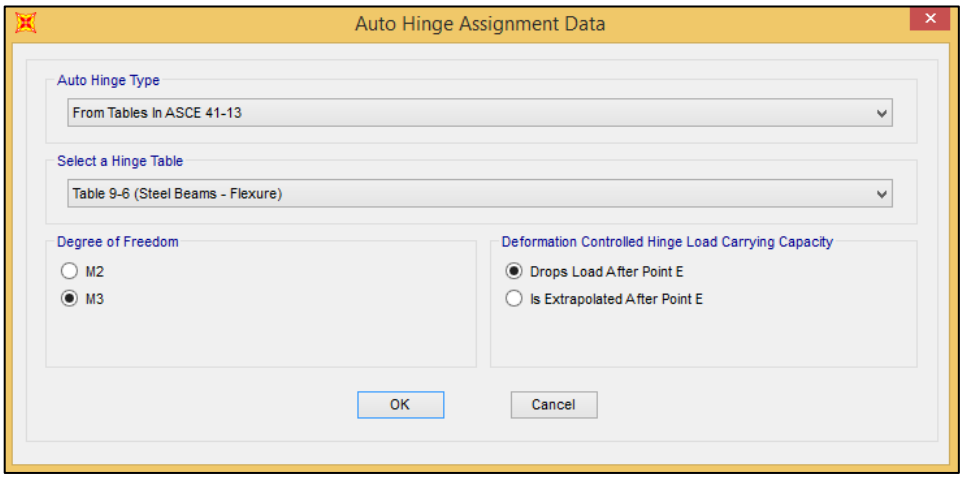
Şekil 3.63. Çapraz elemanlara ait plastik mafsal özellikleri

Kolonlara ait plastik mafsal bilgileri Şekil 3.64.'te gösterilmiştir. Kolonlar en çok eksenel kuvvet ve momentten etkilendiği için plastik mafsallar eksenel kuvvet ve moment taşıyacak şekilde ayarlanmıştır. (Şekil 3.64.).



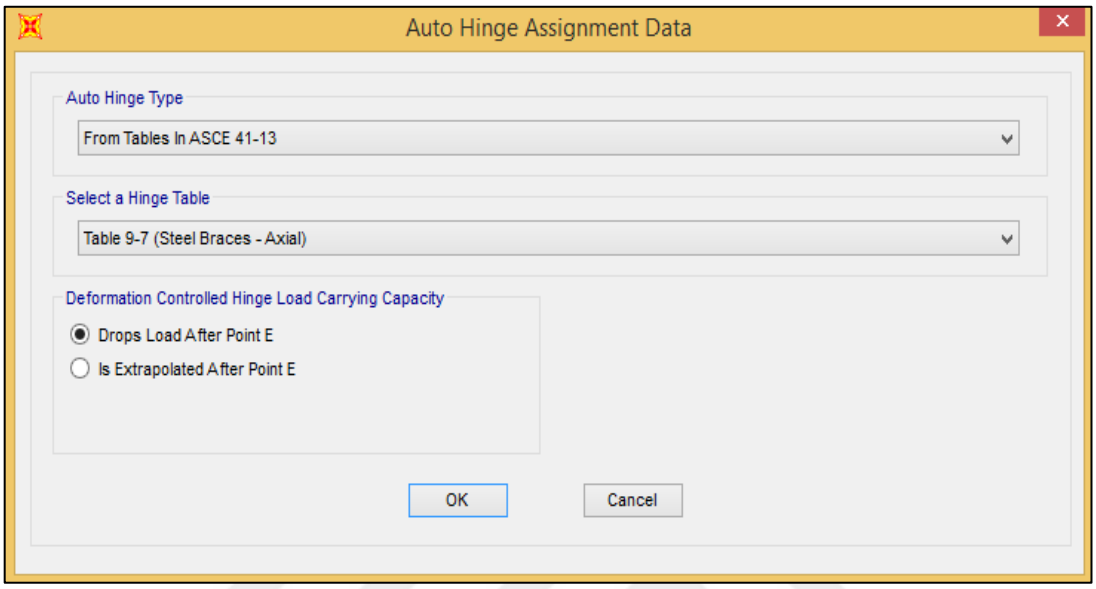
Şekil 3.64. Kolonlara ait plastik mafsal bilgileri

Kirişlere ait plastik mafsal bilgileri Şekil 3.65.'te gösterilmiştir. Kirişler en çok momentten etkilendiği için plastik mafsallar sadece moment taşıyacak şekilde ayarlanmıştır. (Şekil 3.65.).



Şekil 3.65. Kirişlere ait plastik mafsal bilgileri

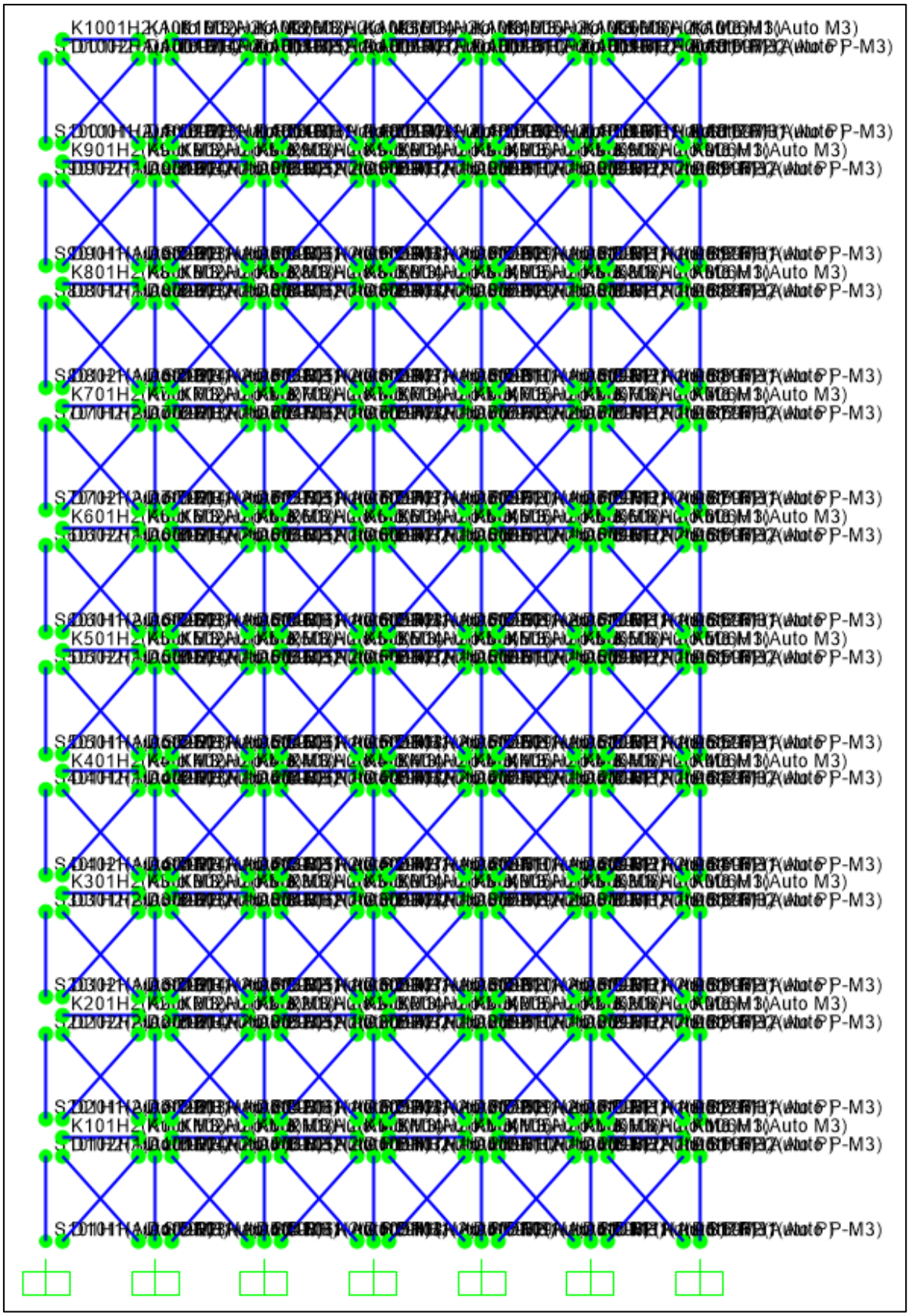
Çapraz elemanlara ait plastik mafsal bilgileri Şekil 3.66.'da gösterilmiştir. Çapraz elemanlar sadece eksenel kuvvete maruz kaldığı için plastik mafsallar sadece eksenel kuvvet taşıyacak şekilde ayarlanmıştır. (Şekil 3.66.).



Şekil 3.66. Çapraz elemanlara ait plastik mafsal bilgileri

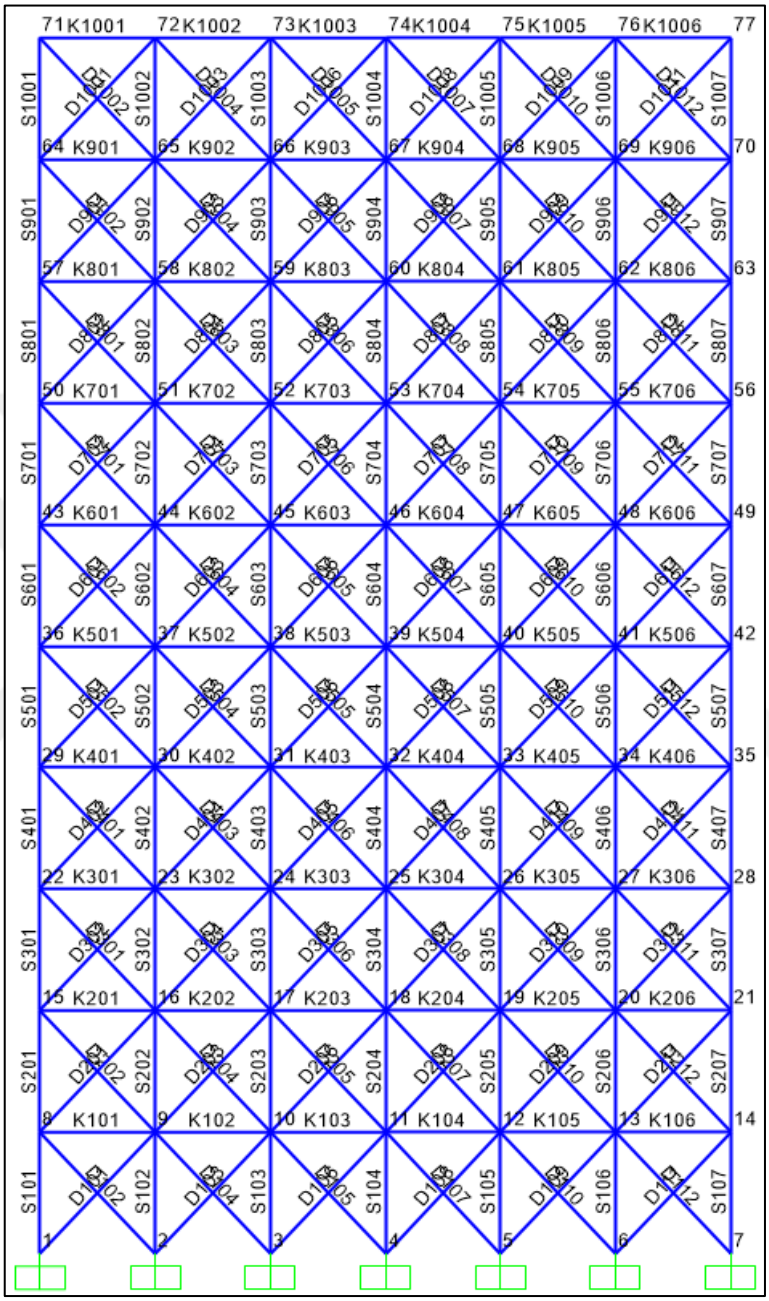
Aslında çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait kolonlar sadece eksenel yüke maruz kalmaktadırlar. Bundan dolayı çapraz elemanlara sahip sistemlerdeki kolonlar için plastik mafsal tanımlanırken, bu mafsalın sadece eksenel yük taşıyacak şekilde ayarlanmasında bir mahzur yoktur.

Şekil 3.67.'de çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait olan plastik mafsallar gösterilmiştir. Bu şekilden de anlaşılacağı gibi kolonlara ait olan plastik mafsallar eksenel kuvvet ve moment, kirişlere ait olan plastik mafsallar sadece moment, çapraz elemanlar ise sadece eksenel yük taşımaktadır. Yukarıda da bahsedildiği gibi kolonlara ait plastik mafsallar sadece eksenel yük taşıyacak şekilde de ayarlanabilirdi. Sonuçta bu kolonlar herhangi bir momente maruz kalmadığı için, plastik mafsalların hem moment hem de eksenel yük taşıyacak şekilde ayarlanmasının bir sakıncası yoktur.



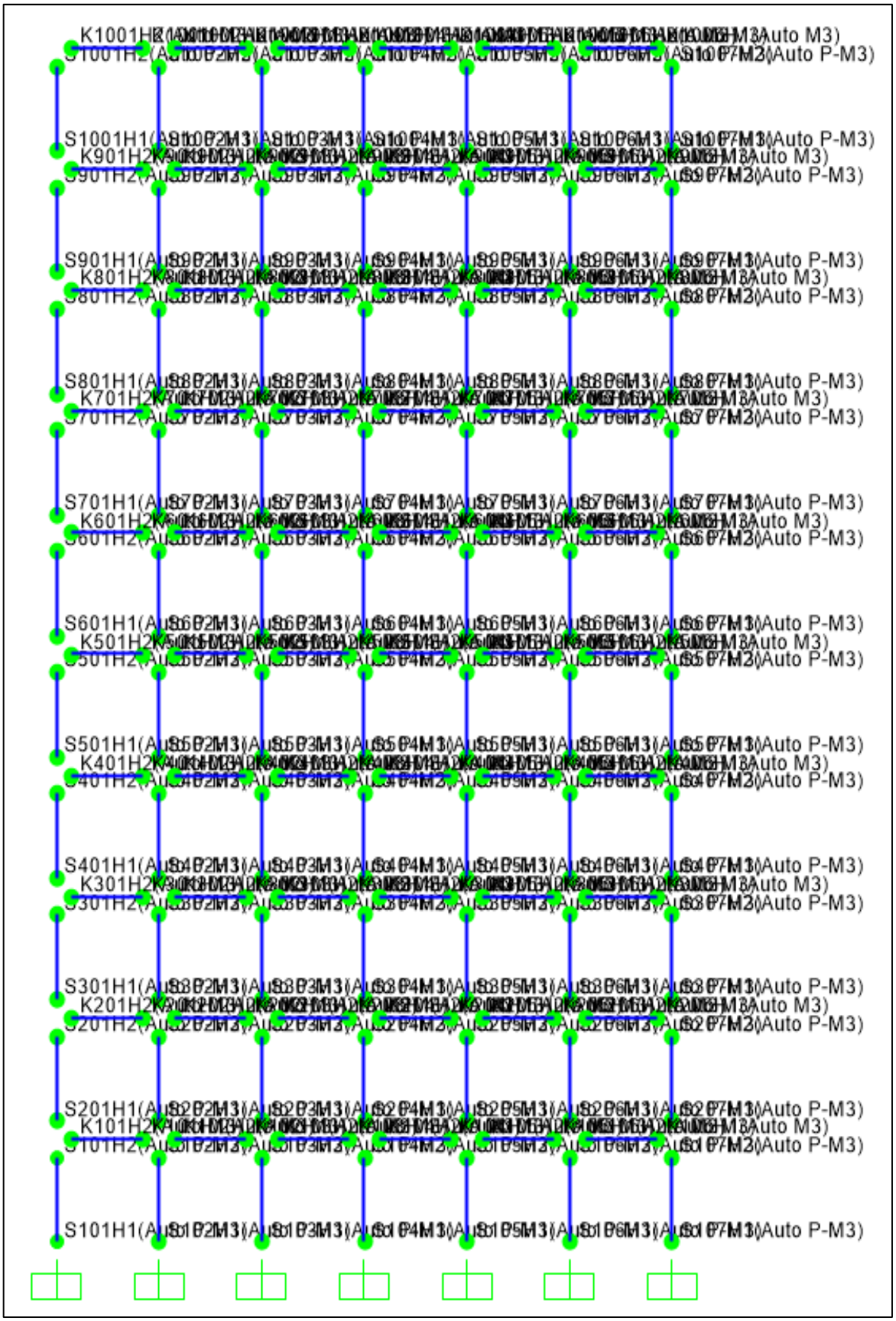
Şekil 3.67. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait olan plastik mafsallar

Şekil 3.68.'de çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait elemanlar ve düğüm noktaları gösterilmiştir.



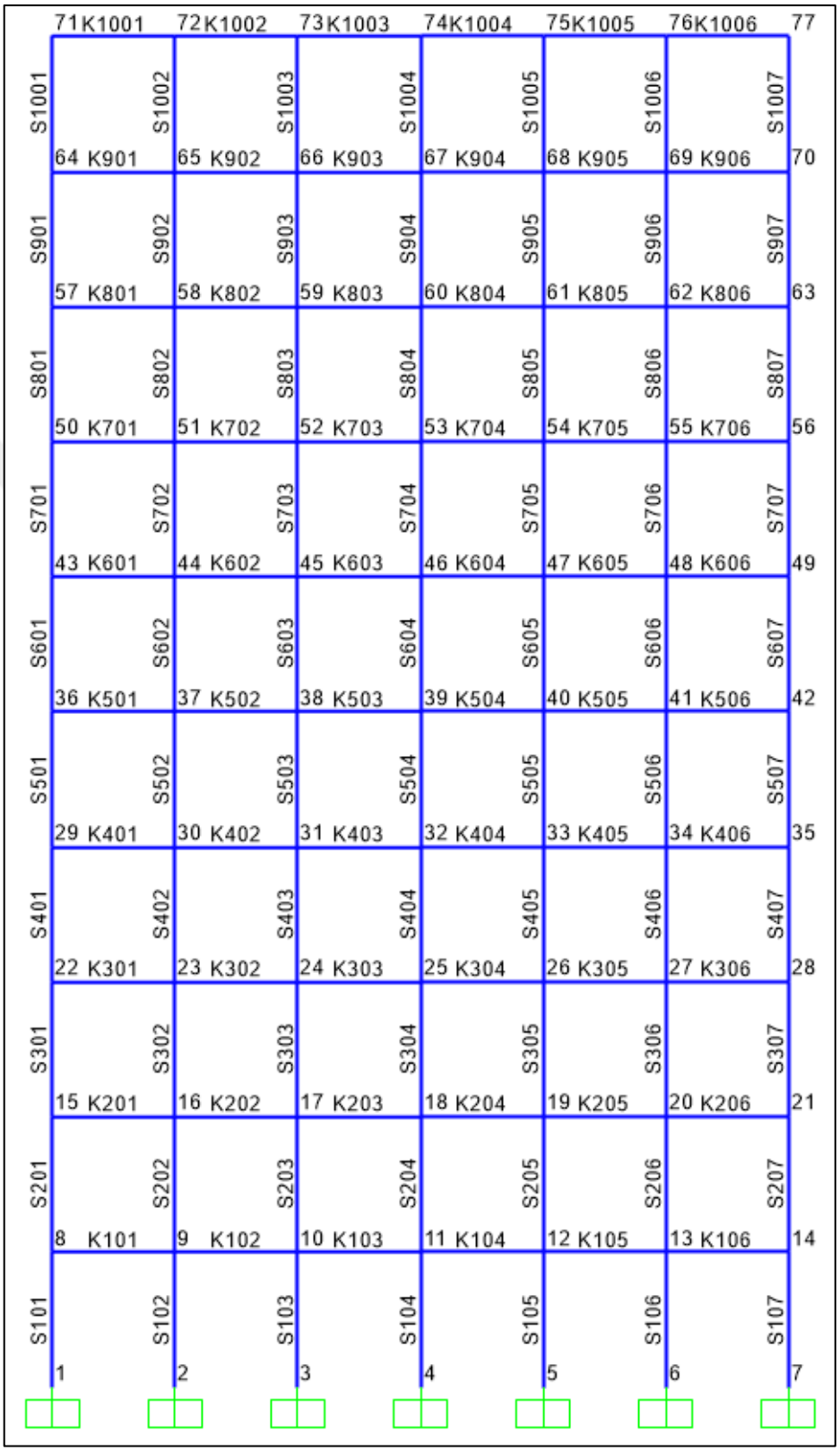
Şekil 3.68. Diyagonal elemanlara sahip olan çerçeveye ait düğüm noktaları ve eleman isimleri

Şekil 3.69.'da moment dayanımlı çerçeveye ait olan plastik mafsallar gösterilmiştir. Bu şekilden de anlaşılacağı gibi kolonlara ait olan plastik mafsallar eksenel kuvvet ve moment, kirişlere ait olan plastik mafsallar ise sadece moment taşımaktadır.



Şekil 3.69. Moment dayanımlı çerçeveye ait olan plastik mafsallar

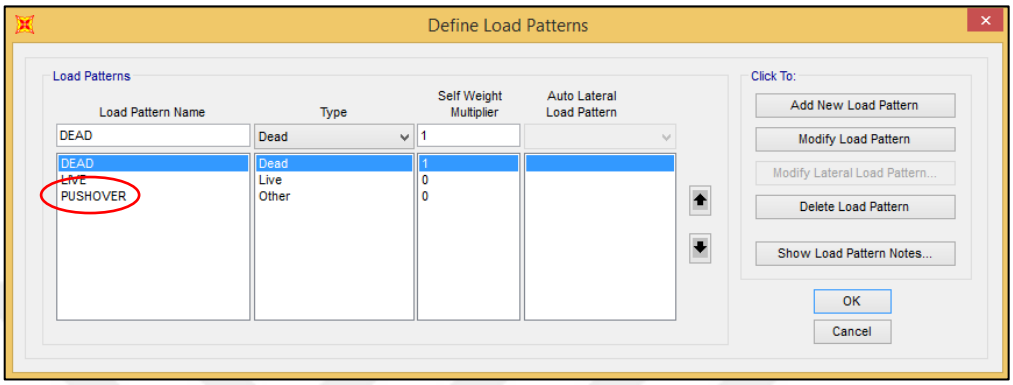
Şekil 3.70.'de moment dayanımlı çerçeveye ait düğüm noktaları gösterilmiştir.



Şekil 3.70. Moment dayanımlı çerçeveye ait düğüm noktaları ve eleman isimleri

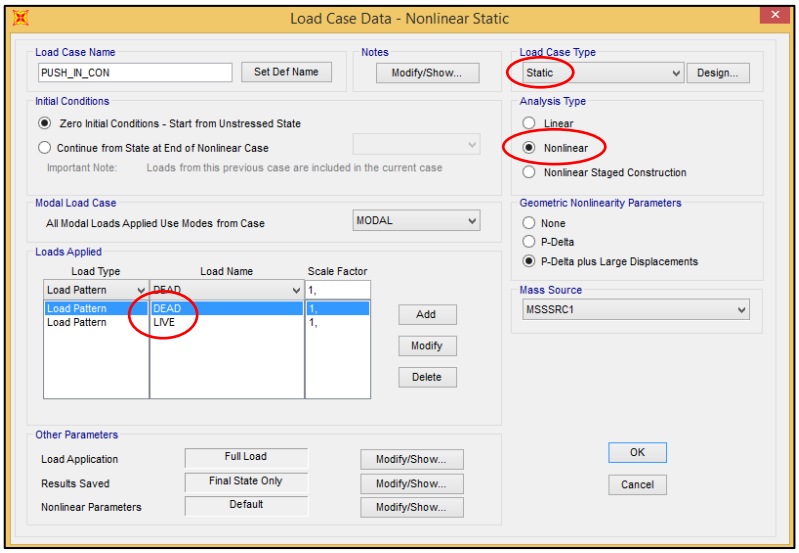
3.3.2. Statik itme analizinde kullanılacak yük modelinin ve yük durumunun tanımlanması

Plastik mafsallar atadıktan sonra, statik itme analizinde kullanılacak olan yük modeli "Pushover" olarak tanımlanmıştır (Şekil 3.71.)



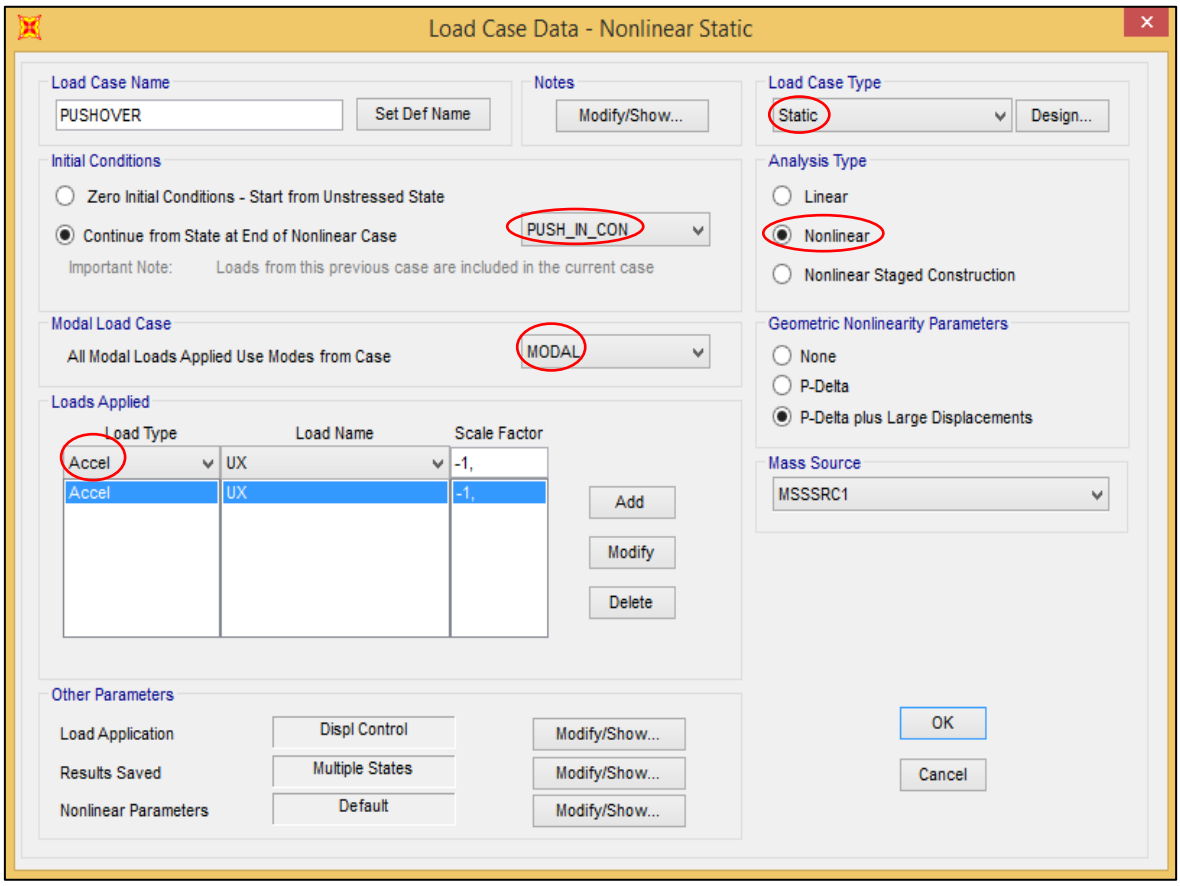
Şekil 3.71. Statik itme analizinde kullanılacak olan yük modelinin tanımlanması

Daha sonra, kapasite hesabı yapılırken kullanılacak başlangıç koşulu olan "PUSH_IN_CON" yük durumu tanımlanmıştır (Şekil 3.72.). Kapasite hesabı yapılırken ölü yükler ve hareketli yükler ele alınacağı için, PUSH_IN_CON yük durumu tanımlanırken bu iki yük modeli kullanılmıştır. Seçilen analiz tipi ise lineer olmayan statik analizdir.



Şekil 3.72. Statik itme analizi için gerekli başlangıç koşulunun tanımlanması

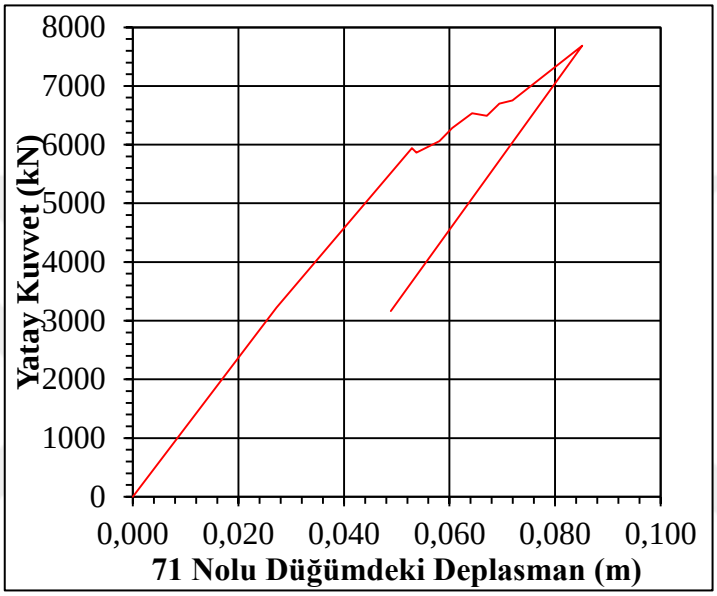
Gerekli başlangıç koşulu da tanımlandıktan sonra statik itme analizinde kullanılacak olan yük durumu tanımlanmıştır (Şekil 3.73.) Seçilen analiz tipi lineer olmayan statik analizdir.



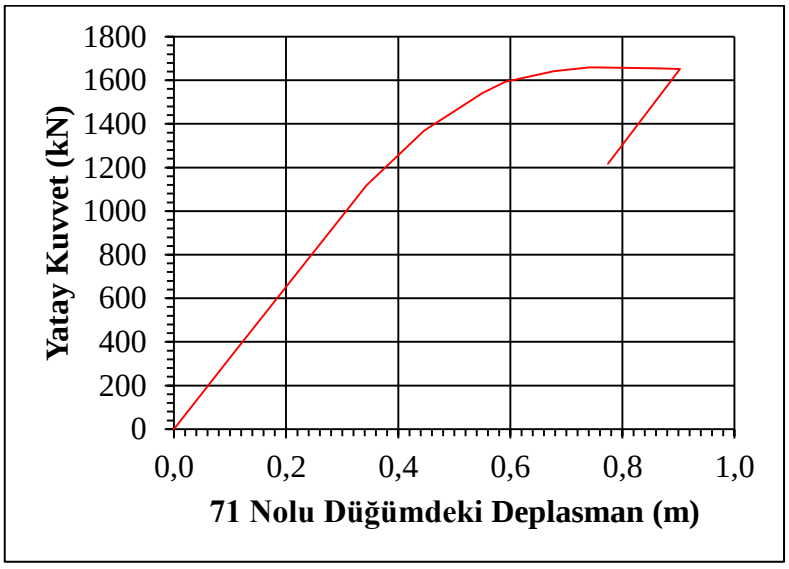
Şekil 3.73. Statik itme analizinde kullanılacak olan yük durumunun tanımlanması

Seçilen yük tipi ise, otomatik olarak uygulanan üniform ivmedir. Bu durumda düğüm noktalarına, kendisine etkiyen kütle dağılımı ile orantılı bir şekilde, otomatik olarak yanal kuvvet uygulanmaktadır (Anonim, 2017). Deplasman kontrolü ise en üst sol köşede bulunan 71 numaralı düğüm noktasında göre yapılmıştır (Şekil 3.68. ve Şekil 3.70.). Yapılan analizler sonucunda Şekil 3.74. ve Şekil 3.75.'deki statik itme eğrileri elde edilmiştir. Şekil 3.74.'e bakıldığında, çapraz elemanlara sahip çerçevenin7684,715 kN'dan sonra taşıma gücünü kaybetmeye başladığı görülmektedir. Yine bu şekle bakıldığında, çapraz elemanlara sahip çerçevenin 71 numaralı düğüm noktasının yapabileceği maksimum deplasman değerinin 0,085 m olduğu görülmektedir. Şekil 3.75.'e bakıldığında, moment dayanımlı çerçevenin1651,865 kN'dan sonra taşıma gücünü kaybetmeye başladığı görülmektedir. Yine bu şekle bakıldığında, moment dayanımlı çerçevenin 71 numaralı

düğüm noktasının yapabileceği maksimum deplasman değerinin 0,903 m olduğu görülmektedir. Şekil 3.74. ve Şekil 3.75. kıyaslandığında, çapraz elemanlara sahip çerçevenin moment dayanımlı çerçeveye oranla daha fazla yük taşıyabildiği fakat, moment dayanımlı çerçevenin yapabildiği maksimum deplasman değerinin daha büyük olduğu görülmektedir. Bu da göstermektedir ki, çapraz elemanlara sahip çerçevenin dayanımının daha yüksek olmasına rağmen moment dayanımlı çerçeve daha esnektir.



Şekil 3.74. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait statik itme eğrisi



Şekil 3.75. Moment dayanımlı çerçeveye ait statik itme eğrisi

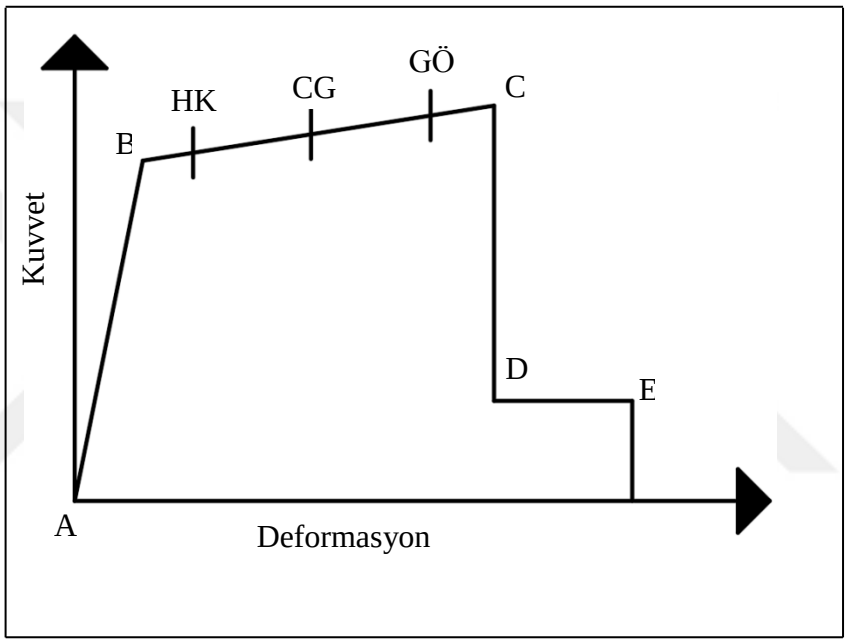
3.3.3. Yapısal performans seviyelerinin belirlenmesi

Her iki çerçeveye ait statik itme eğrileri elde edildikten sonra ASCE 41-13'e göre, bu eğrilerin üzerinde yapısal performans seviyeleri belirlenmiştir. Bu seviyeler, hemen kullanım, can güvenliği ve göçmenin önlenmesi olarak üçe ayrılmaktadır. Yapısal performans seviyeleri ASCE 41-13'e göre hazırlanan Çizelge 3.28.'de gösterilmiştir.

Çizelge 3.28. ASCE 41-13'te tanımlanan yapısal performans seviyeleri

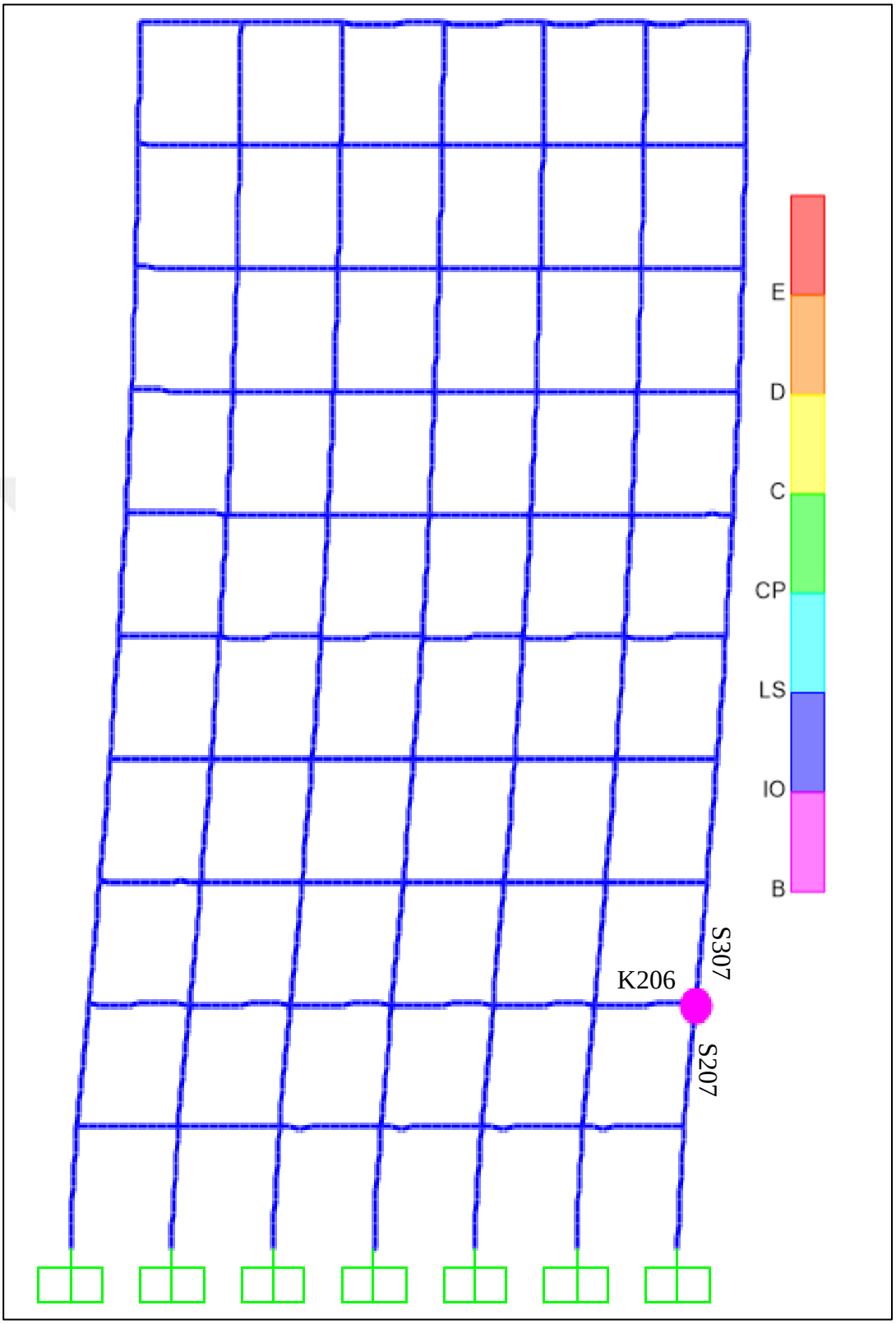
Yapısal Performans Seviyeleri			
Yapısal Taşıyıcı Sistem Tipi	Göçmenin Önlenmesi (GÖ)	Can Güvenliği (CG)	Hemen Kullanım (HK)
Moment Dayanımlı Çelik Çerçeveler	Kiriş ve kolonlarda şiddetli deformasyonlar meydana gelir. Kesme bağlantılarının sağlam kalmasına rağmen, moment bağlantılarında birçok çatlak oluşur. Bazı elemanlarda kopma meydana gelebilir.	Mafsallar oluşur. Bazı kirişlerde lokal burkulma meydana gelir. Bağlantılarda şiddetli hasarlar oluşur; moment bağlantılarında kopma meydana gelir, fakat kesme bağlantıları sağlam kalır.	Birkaç yerde ufak çaplı bölgesel akma meydana gelir. Kopma meydana gelmez. Elemanlarda ufak çaplı burkulma ve gözle görülebilir biçimde kalıcı deformasyon oluşur.
Çapraz Elemanlara Sahip Çelik Çerçeveler	Çapraz elemanlarda şiddetli akma ve burkulma meydana gelir. Birçok çapraz eleman ve bu elemanların bağlantılarında kopma oluşabilir.	Birçok çapraz elemanda akma ve burkulma meydana gelebilir, fakat kopma meydana gelmez.	Çapraz elemanlarda ufak çaplı akma veya burkulma meydana gelir.

Tanımlanan yapı elemanlarına ait plastik mafsalların hasar kabul seviyeleri Şekil 3.76'da gösterilmiştir. Bu grafikten de anlaşılacağı gibi, yüklenmemiş durum olan A ile efektif akma noktası olan B arasındaki bölge lineerdir. B ile C arası elastik olmayan, fakat lineer davranışın devam ettiği bölgedir. Ayrıca, bu bölgede elemanın rijitliğinde azalma meydana gelmektedir. B ve C arasında kalan bölge, hemen kullanım, can güvenliği ve çökmenin önlenmesi olarak üçe ayrılmıştır. C-D bölgesinde, elemanın yüklere karşı gösterdiği direnç aniden düşmektedir. D-E bölgelerinde, bu düşüş devam etmektedir. E-F bölgesinde ise eleman dayanımını tamamen kaybetmektedir.



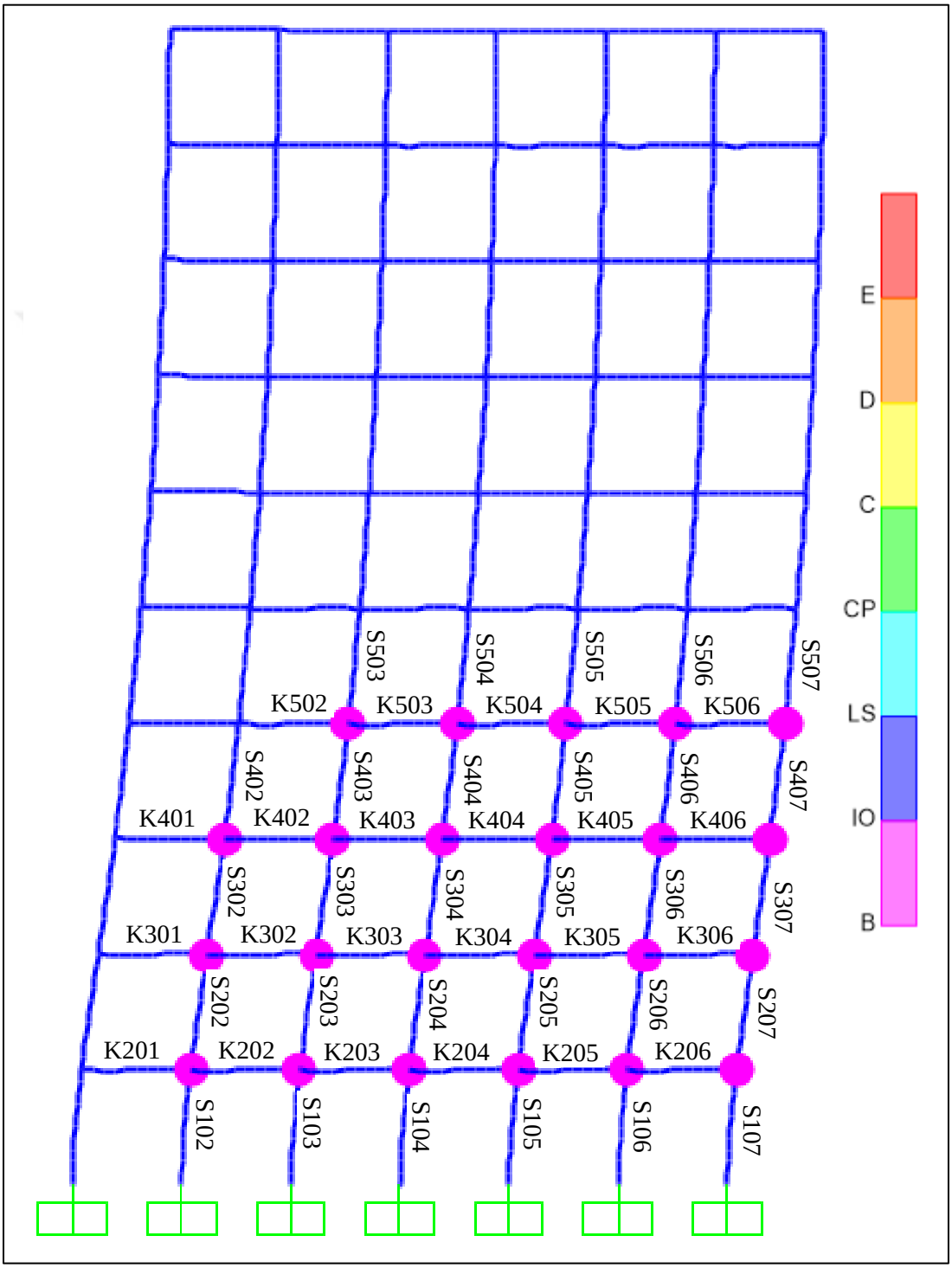
Şekil 3.76. Çerçeve elemanlarına ait plastik mafsalların hasar seviyeleri

Yapılan statik itme analizleri sonucunda, moment dayanımlı çerçeveye ait dördüncü adımda K206 numaralı kirişte ufak çaplı akmanın meydana geldiği görülmüştür. Çizelge 3.28.'de moment dayanımlı çerçevenin hemen kullanım sınırına ulaşabilmesi için birkaç yerde ufak çaplı bölgesel akmanın meydana gelmesi, kopmaların meydana gelmemesi, elemanlarda ufak çaplı burkulmanın oluşması ve gözle görülebilir biçimde kalıcı deformasyonların meydana gelmesi istendiğinden, dördüncü adım hemen kullanım performans düzeyi olarak belirlenmiştir (Şekil 3.77.).



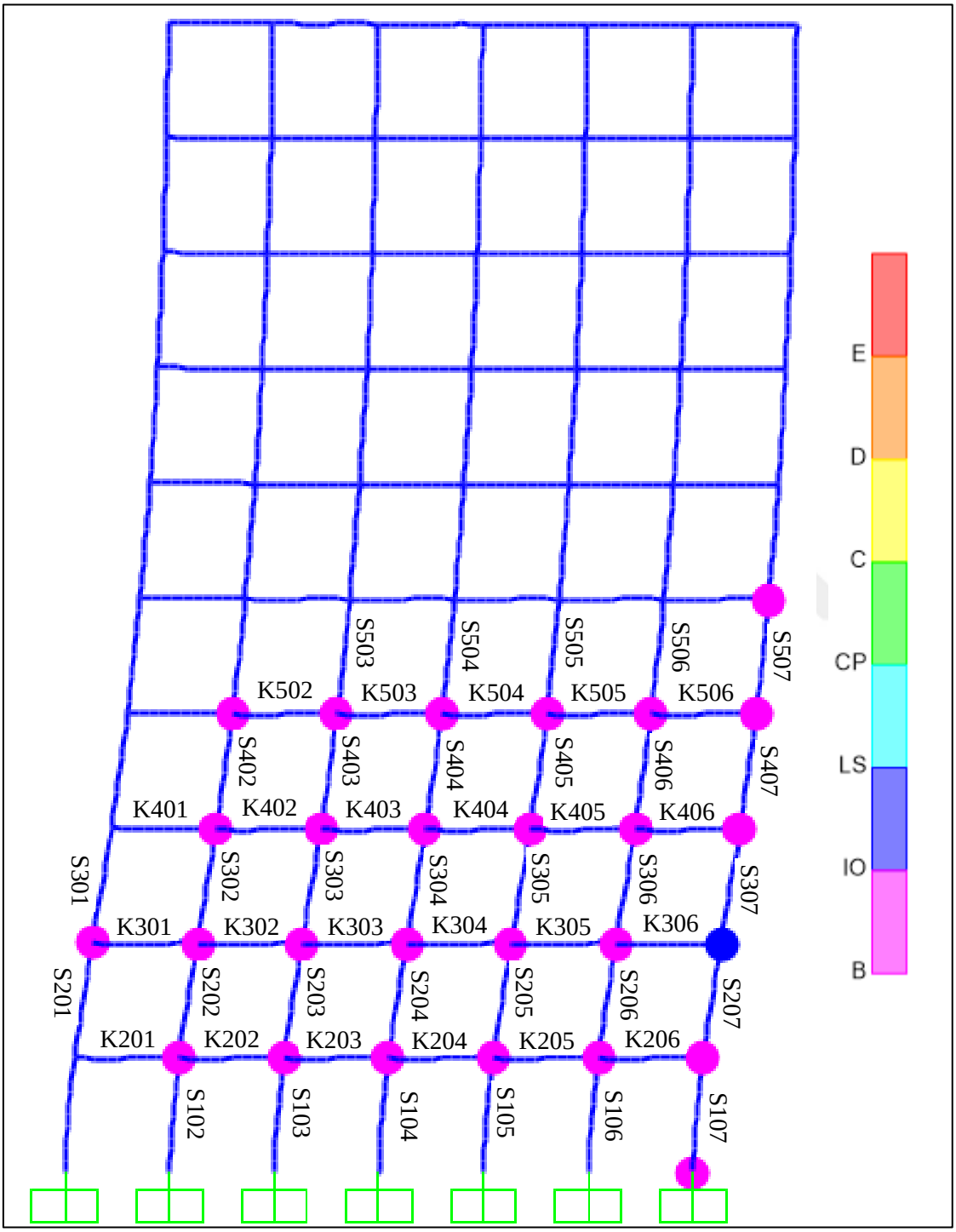
Şekil 3.77. Moment dayanımlı çerçeveye ait dördüncü adım (plastik mafsal K206 nolu kirişte oluşmaktadır

Beşinci adımda, birkaç kirişte ufak çaplı akmanın olduğu fakat bu kirişlerin hala kesme kuvveti taşıyabildiği görülmüştür (Şekil 3.78.). Bundan dolayı, beşinci adım can güvenliği performans düzeyi olarak belirlenmiştir.



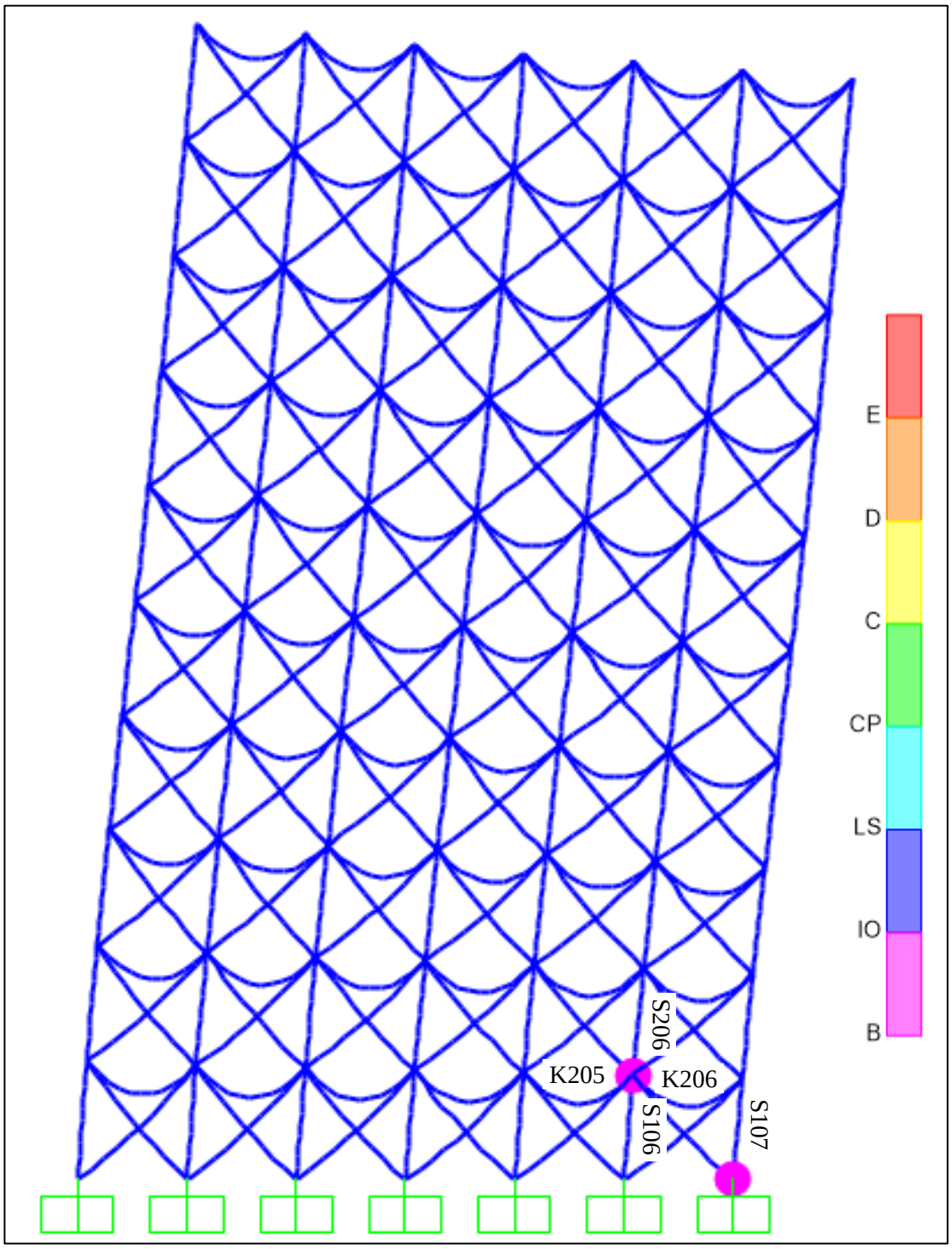
Şekil 3.78. Moment dayanımlı çerçeveye ait beşinci adım (plastik mafsallar kirişlerde oluşmaktadır)

Altıncı adımda ise, S107 numaralı kolonda akmanın başladığı, birçok kirişte de akmanın meydana geldiği görülmüştür (Şekil 3.79.). Bundan dolayı, altıncı adım çökmenin önlenmesi performans düzeyi olarak belirlenmiştir.



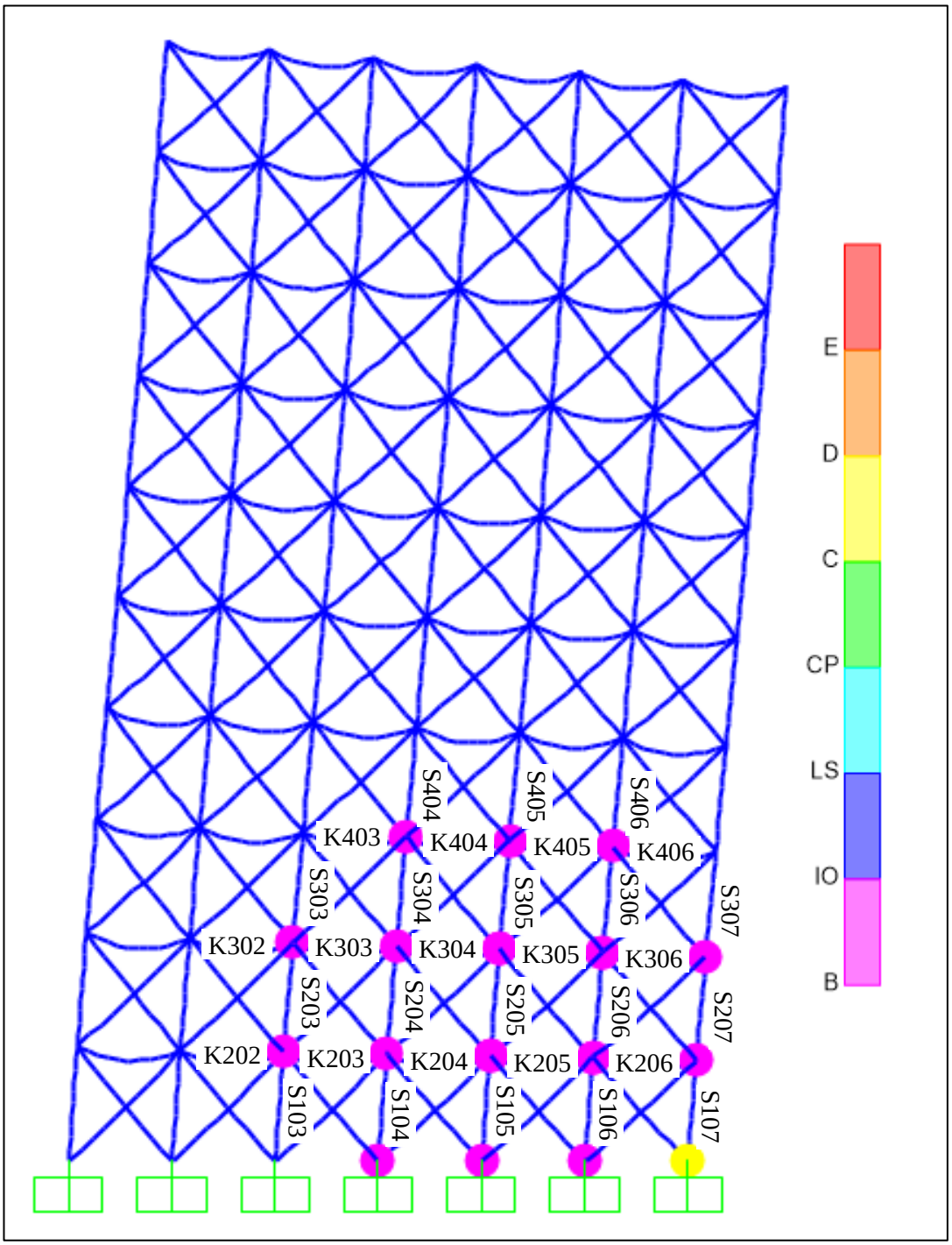
Şekil 3.79. Moment dayanımlı çerçeveye ait altıncı adım (plastik mafsallar bazı kirişlerde ve S107 nolu kolonda oluşmaktadır)

Çapraz elemanlara sahip çerçevede ise, birinci adımda D112 numaralı çapraz elemanda ufak çaplı akmanın meydana geldiği görülmüştür (Şekil 3.80.). Bundan dolayı, birinci adım hemen kullanım performans seviyesi olarak belirlemiştir.



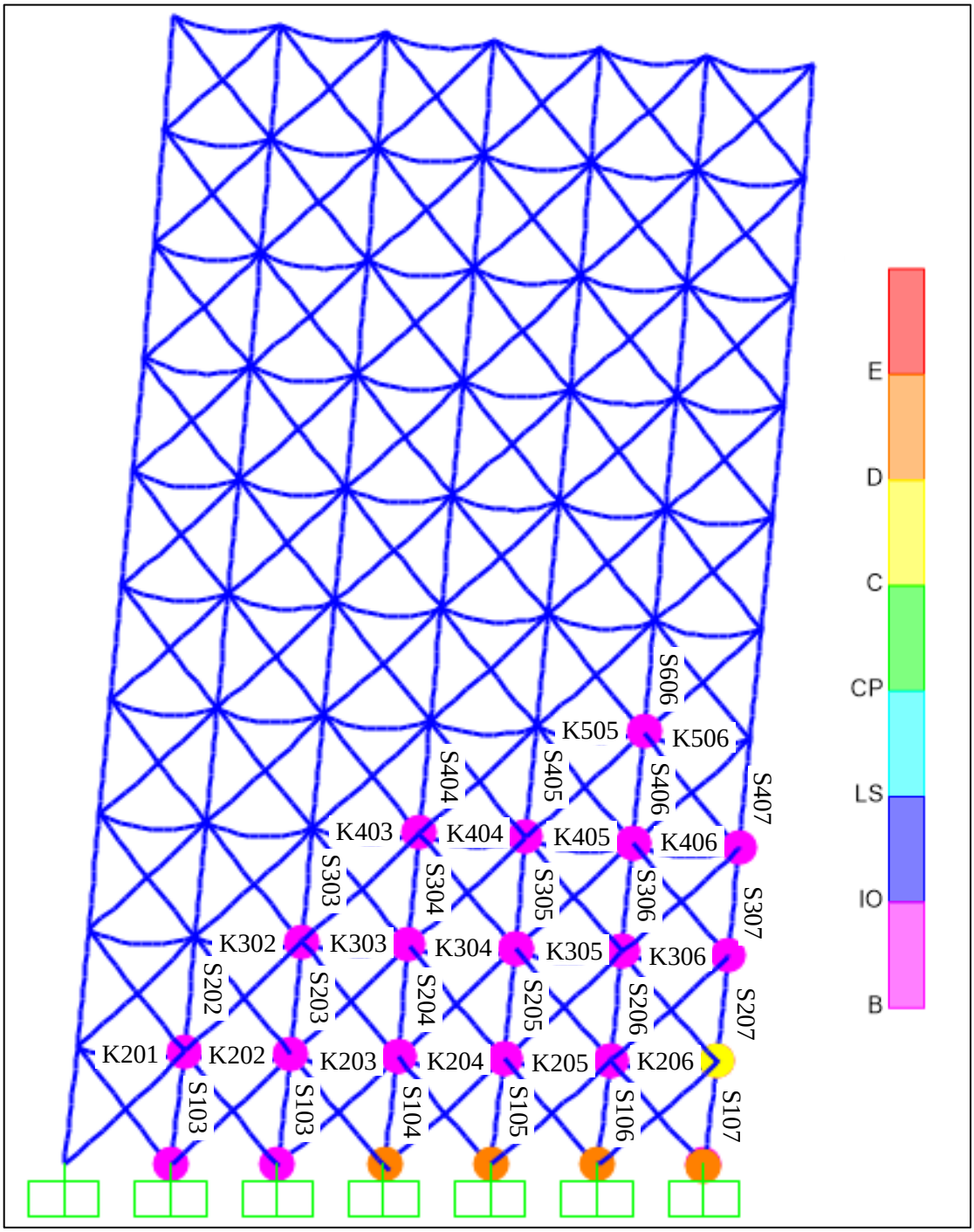
Şekil 3.80. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait birinci adım (plastik mafsal D112 nolu çapraz elemanda oluşmaktadır)

İkinci adımda ise, birkaç çapraz elemanda ufak çaplı akmanın meydana geldiği, D112 numaralı çapraz elemanın taşıma gücünde ani bir azalma olduğu, fakat dayanımını tamamen kaybetmediği görülmüştür (Şekil 3.81.). Bundan dolayı, ikinci adım can güvenliği performans düzeyi olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.81. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait ikinci adım (plastik mafsallar çapraz elemanlarda oluşmaktadır)

Altıncı adımda ise, birçok çapraz elemanda şiddetli akma ve ani dayanım kaybı olduğu, S107 numaralı kolonda ise ufak çaplı akmanın meydana geldiği görülmüştür (Şekil 3.82.). Bundan dolayı, altıncı adım çökmenin önlenmesi performans seviyesi olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.82. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait altıncı adım (plastik mafsallar çapraz elemanlarda ve S107 numaralı kolonda oluşmaktadır)

Yapılara ait performans seviyeleri belirlendikten sonra, SAP2000 programından elde edilen verilere göre bu seviyelerde meydana gelen deplasmanlar belirlenmiştir Çizelge 3.29.'da moment dayanımlı çerçevenin belirlenen performans düzeylerine ulaşabilmesi için gerekli kuvvet ve deplasmanlar gösterilmiştir.

Çizelge 3.29. Moment dayanımlı çerçeveye ait performans düzeylerinde meydana gelen deplasman değerleri

Adım	Deplasman (m)	Taban Kuvveti (kN)
0	0,000	0,000
1	0,100	327,370
2	0,200	651,534
3	0,300	977,096
4	0,343	1116,612
5	0,446	1368,805
6	0,550	1541,862
7	0,591	1592,547
8	0,677	1641,629
9	0,740	1659,646
10	0,755	1659,284
11	0,866	1654,228
12	0,903	1651,865
13	0,774	1216,602

Çizelge 3.30. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait performans düzeylerinde meydana gelen deplasman değerleri

Adım	Deplasman (m)	Taban Kuvveti (kN)
0	0,000	0,000
1	0,027	3226,216
2	0,053	5941,310
3	0,054	5866,953
4	0,058	6061,292
5	0,061	6286,703
6	0,064	6536,329
7	0,067	6489,802
8	0,069	6700,094
9	0,072	6751,433
10	0,085	7684,715
11	0,049	3163,786

Çizelge 3.30.'da çapraz elemanlara sahip çerçevenin belirlenen performans düzeylerine ulaşabilmesi için gerekli kuvvet ve deplasmanlar gösterilmiştir.

Çizelge 3.29.'dan da anlaşılacağı üzere, moment dayanımlı çerçeveye ait birinci adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,100 m, taban kuvveti 327,370 kN, ikinci adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,200 m, taban kuvveti 651,534 kN, üçüncü adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,300 m, taban kuvveti 977,096 kN, dördüncü adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,343 m, taban kuvveti 1116,612 kN, beşinci adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,446 m, taban kuvveti 1368,805 kN, altıncı adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,550 m, taban kuvveti 1541,862 kN, yedinci adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,591 m, taban kuvveti 1592,547 kN, sekizinci adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,677 m, taban kuvveti 1641,629 kN, dokuzuncu adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,740 m, taban kuvveti 1659,646 kN, onuncu adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,755 m, taban kuvveti 1659,284 kN, onbirinci adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,866 m, taban kuvveti 1654,228 kN, onikinci adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,903 m, taban kuvveti 1651,865 kN, onüçüncü adımda ise 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,774 m, taban kuvveti 1216,602 kN dir.

Çizelge 3.30.'a göre, çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait birinci adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,027 m, taban kuvveti 3226,216 kN, ikinci adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,053 m, taban kuvveti 5941,310 kN, üçüncü adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,054 m, taban kuvveti 5866,953 kN, dördüncü adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,058 m, taban kuvveti 6061,292, beşinci adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,061 m, taban kuvveti 6286,703 kN, altıncı adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,064 m, taban kuvveti 6536,329 kN, yedinci adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,067 m, taban kuvveti 6489,802 kN, sekizinci adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,069 m, taban kuvveti 6700,094 kN, dokuzuncu adımda 71 nolu düğüm noktasındaki deplasman 0,072 m, taban kuvveti 6751,433 kN, onuncu adımda 71 nuolu düğüm noktasındaki deplasman 0,085 m, taban kuvveti 7684,715 kN, onbirinci adımda ise 71 numaralı düğüm noktasındaki deplasman 0,049 m, taban kuvveti 3163,786 kN dir.

3.4. Kırılganlık Eğrilerinin Çizilmesi

3.4.1. Rüzgar verilerinin üretilmesi

Kırılganlık eğrileri, kat ötelenmeleri gibi mühendislik parametrelerini içeren hasar durumlarına ulaşma veya bu hasar sınırlarını geçme ihtimalinin artışındaki değişkenliği elde etmeye olanak sağlayan kümülatif dağılım fonksiyonlarıdır (Lignos ve Karamanci, 2013). Yapı yönetmeliklerinde olasılığa dayalı olmayan hesaplamalar çok iyi bir şekilde ele alınmıştır. Fakat olasılığa dayalı formüllerin hala geliştirilmeye ihtiyacı vardır (Szalai ve Papp, 2009).

Kırılganlık fonksiyonları yapının bütünü için tek bir adımda oluşturulacağı gibi, yapının tamamının ve kolon kiriş birleşim noktalarının ayrı ayrı ele alınması ile iki adımda da oluşturulabilir (Ramirez vd., 2012). Bu çalışmada, kırılganlık eğrisi yapının tamamı için tek bir adımda oluşturulmuştur.

Kırılganlık eğrisinin çizilmesi için ilk önce, olasılığa bağlı olarak rüzgar modelleri oluşturulmuştur. Okyanus kıyısında bulunan Boston şehrine ait rüzgar spektrumunu belirlemek için Ochi-Shin denklemi kullanılmıştır (Denklem 3.34.).

$$S_{Vw}(\omega) = \frac{C V_w^2 F_g}{\omega} \tag{3.34.}$$

Bu denklemde yer alan $S_{Vw}(\omega)$ değeri hız spektrumu yoğunluğunu, C değeri yüzey pürüzlülüğü ile ilişkili olan yüzey sürüklenme katsayısını, V_w değeri 55m yüksekliğindeki ortalama rüzgar hızını (m/s), ω değeri rüzgarın frekansını (rad/s), F_g değeri ise fırtına faktörünü temsil etmektedir. Ochi-Shin denklemi, fiziksel ve tekil bir parametre olan yüzey sürüklenme katsayısının modifiye edilmesi durumunda da oldukça kullanışlı olmaktadır. Bu yüzden olasılığa dayalı rüzgar modeli oluşturulurken bu denklem seçilmiştir. C değeri, ele alınan yapı sistemlerinde kullanılmak üzere modifiye edilmiştir. F_g değeri ise Denklem 3.35.'e göre hesaplanmaktadır (Çiftci vd., 2014).

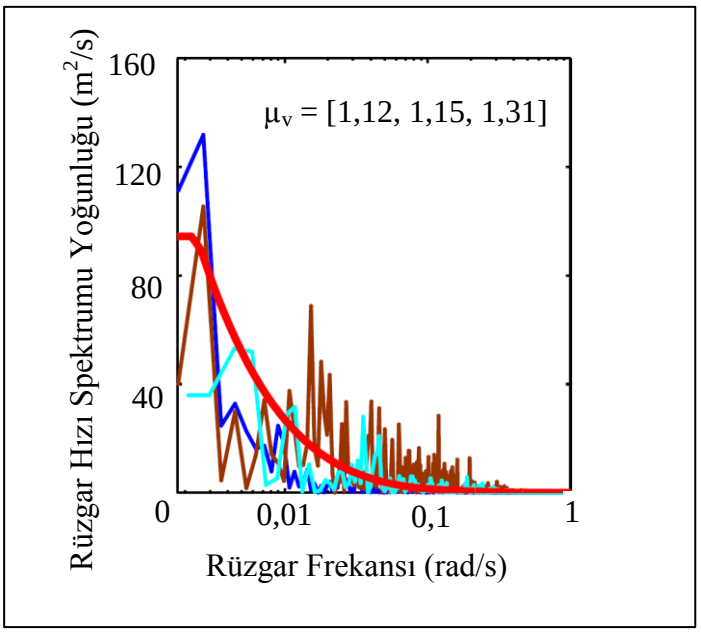
$$F_g = \begin{cases} 583((1{,}592\omega)/V_W) & 0 \le \omega \le 0{,}001885V_W \\ \dfrac{420((1{,}592\omega)/V_W)^{0,7}}{(1+((1{,}592\omega)/V_W)^{0,35})^{11,5}} & 0{,}001885V_W \le \omega \le 0{,}0628V_W \\ \dfrac{838((1{,}592\omega)/V_W)}{(1+((1{,}592\omega)/V_W)^{0,35})^{11,5}} & 0{,}0628V_W \le \omega \end{cases} \quad (3.35.)$$

Modifikasyon işlemi, Boston şehrinde ölçülen rüzgar hızının zamana bağlı olarak değişimlerine ait olan spektrum yoğunluklarının hesabını kapsamaktadır. Daha sonra bu spektrumlar Denklem 3.34. ile kıyaslanıp, ilk başta tanımlanan C değeri (Denklem 3.36.) değiştirilerek Denklem 3.37.'deki gibi tanımlanmıştır (Çiftci vd., 2014).

$$C = (750+69V_W)(1{,}0*10^{-6}) \quad (3.36.)$$

$$C^M = (2000+69\ V_W)(3{,}7*10^{-6}) \quad (3.37.)$$

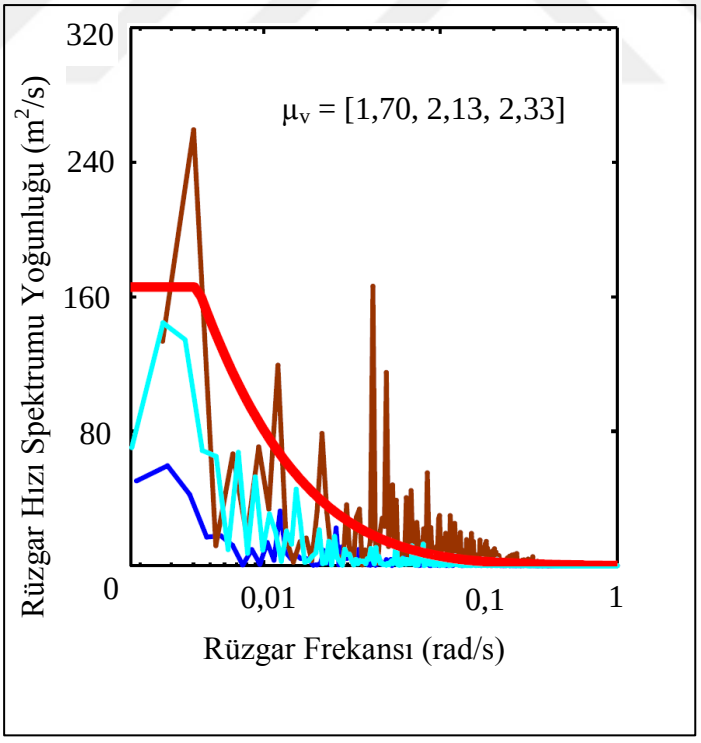
Daha sonra, sahadan alınan verilere ait spektrum yoğunlukları ile modifiye edilmiş olan Ochi-Shin denklemi kullanılarak çizilen spektrum yoğunlukları kıyaslanmıştır.



Şekil 3.83. 1,19 m/s lik ortalama rüzgar hızına ait, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi ile çizilmiş olan rüzgar spektrumu

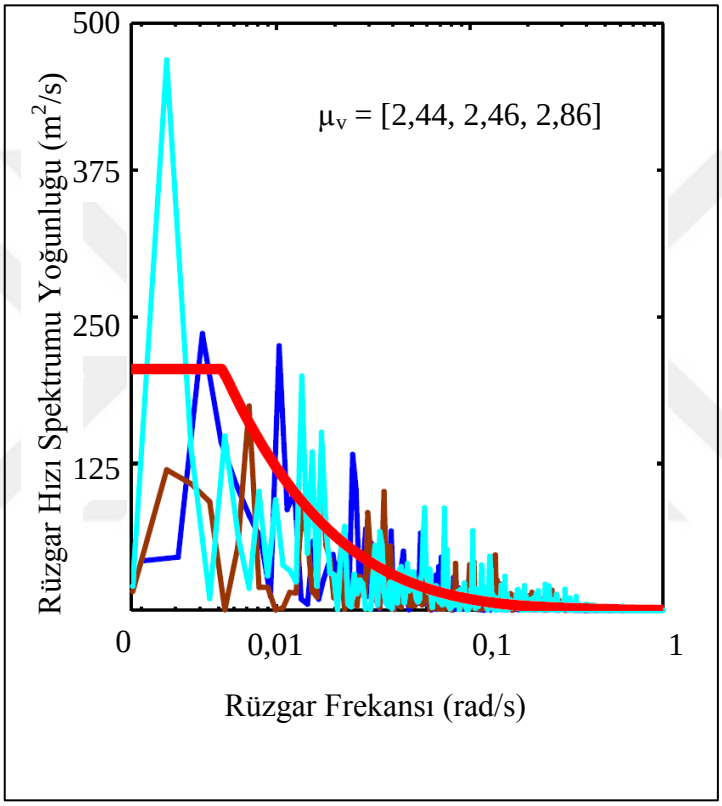
Şekil 3.83.'teki turkuaz grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 1,12 m/s olan spektrum yoğunluğunu, bordo grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 1,15 m/s olan spektrum yoğunluğunu, mavi grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 1,31 m/s olan spektrum yoğunluğunu, kırmızı grafik ise, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi kullanılarak çizilen ve 1,19 m/s lik ortalama rüzgar sahip olan rüzgar spektrumunu göstermektedir. Bu şekilde yer alan μ_v değeri ortalama rüzgar hızını göstermektedir (Çiftci vd., 2014).

Şekil 3.84.'teki turkuaz grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 1,70 m/s olan spektrum yoğunluğunu, bordo grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 2,13 m/s olan spektrum yoğunluğunu, mavi grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 2,33 m/s olan spektrum yoğunluğunu, kırmızı grafik ise, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi kullanılarak çizilen ve 2,05 m/s lik ortalama rüzgar sahip olan rüzgar spektrumunu göstermektedir. Bu şekilde yer alan μ_v değeri ortalama rüzgar hızını göstermektedir (Çiftci vd., 2014).



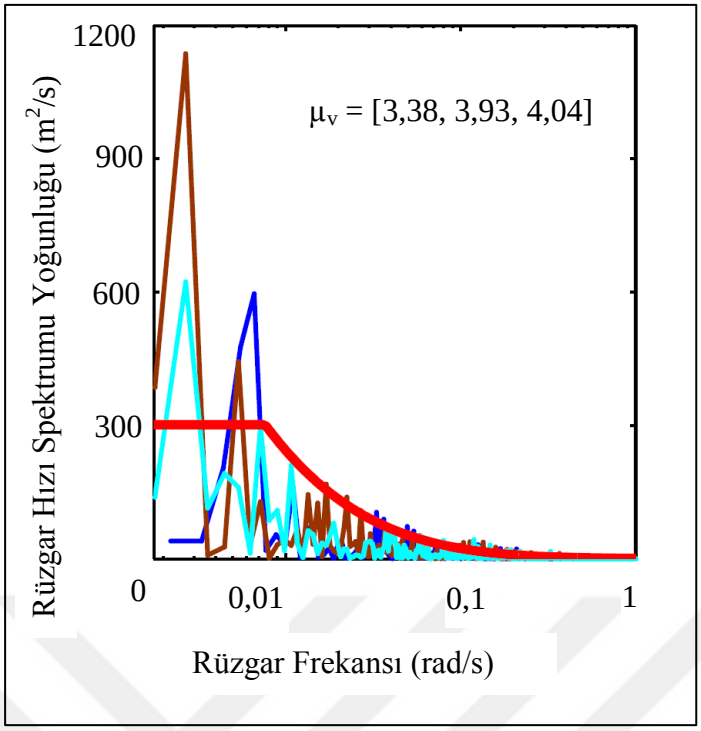
Şekil 3.84. 2,05 m/s lik ortalama rüzgar hızına ait, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi ile çizilmiş olan rüzgar spektrumu

Şekil 3.85.'teki turkuaz grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 2,44 m/s olan spektrum yoğunluğunu, bordo grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 2,46 m/s olan spektrum yoğunluğunu, mavi grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 2,86 m/s olan spektrum yoğunluğunu, kırmızı grafik ise, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi kullanılarak çizilen ve 2,59 m/s lik ortalama rüzgar sahip olan rüzgar spektrumunu göstermektedir. Bu şekilde yer alan μ_v değeri ortalama rüzgar hızını göstermektedir (Çiftci vd., 2014).



Şekil 3.85. 2,59 m/s lik ortalama rüzgar hızına ait, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi ile çizilmiş olan rüzgar spektrumu

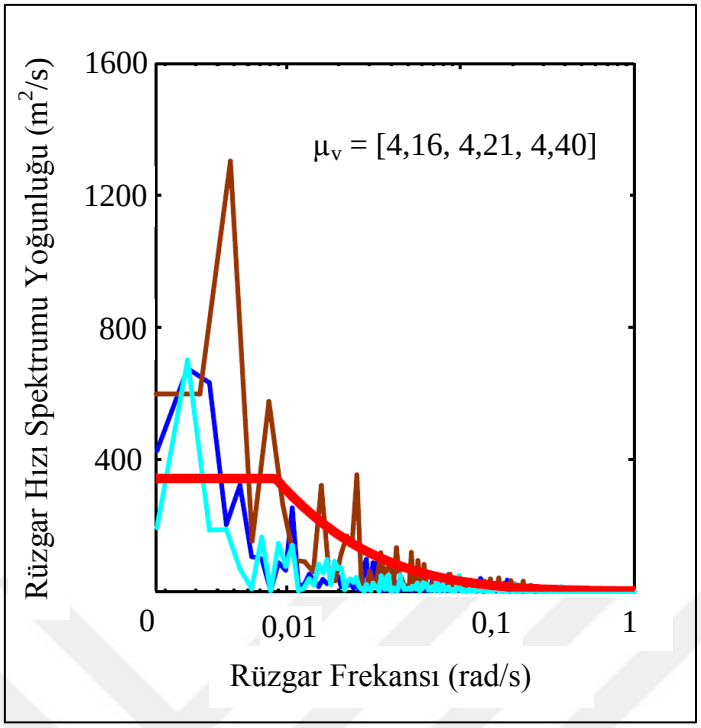
Şekil 3.86.'daki turkuaz grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 3,38 m/s olan spektrum yoğunluğunu, bordo grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 3,93 m/s olan spektrum yoğunluğunu, mavi grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 4,04 m/s olan spektrum yoğunluğunu, kırmızı grafik ise, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi kullanılarak çizilen ve 3,78 m/s lik ortalama rüzgar sahip olan rüzgar spektrumunu göstermektedir. Bu şekilde yer alan μ_v değeri ortalama rüzgar hızını göstermektedir (Çiftci vd., 2014).



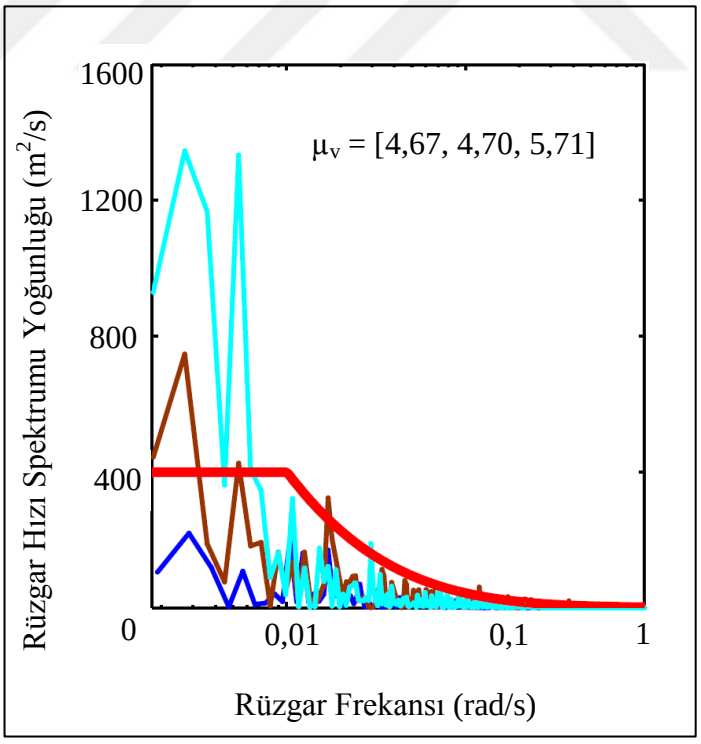
Şekil 3.86. 3,78 m/s lik ortalama rüzgar hızına ait, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi ile çizilmiş olan rüzgar spektrumu

Şekil 3.87.'deki turkuaz grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 4,16 m/s olan spektrum yoğunluğunu, bordo grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 4,21 m/s olan spektrum yoğunluğunu, mavi grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 4,41 m/s olan spektrum yoğunluğunu, kırmızı grafik ise, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi kullanılarak çizilen ve 4,26 m/s lik ortalama rüzgar sahip olan rüzgar spektrumunu göstermektedir. Bu şekilde yer alan μ_v değeri ortalama rüzgar hızını göstermektedir (Çiftci vd., 2014).

Şekil 3.88.'deki turkuaz grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 4,67 m/s olan spektrum yoğunluğunu, bordo grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 4,70 m/s olan spektrum yoğunluğunu, mavi grafik, sahadan alınan verilere ait olup ortalama rüzgar hızı 5,71 m/s olan spektrum yoğunluğunu, kırmızı grafik ise, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi kullanılarak çizilen ve 5,03 m/s lik ortalama rüzgar sahip olan rüzgar spektrumunu göstermektedir. Bu şekilde yer alan μ_v değeri ortalama rüzgar hızını göstermektedir (Çiftci vd., 2014).



Şekil 3.87. 4,26 m/s lik ortalama rüzgar hızına ait, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi ile çizilmiş olan rüzgar spektrumu



Şekil 3.88. 5,03 m/s lik ortalama rüzgar hızına ait, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi ile çizilmiş olan rüzgar spektrumu

Bu şekillerin her biri, çok dar ortalama rüzgar hızı aralığındaki rüzgar kayıtlarına ait gözlemlere bağlı olarak deneysel bir şekilde üretilen rüzgar spektrumunu ve aynı ortalama rüzgar hızı aralığına tekabül eden, modifiye edilmiş Ochi-Shin denklemi ile çizilen spektrumu göstermektedir (Çiftci vd., 2014). Bu kıyaslamalar yapıldıktan sonra, sonlu eleman modelinde, referans yükseklik (55 m) için, 40 m/s $\leq V_w \leq$ 220 m/sn aralığında 0,05 s lik artışlarla değişen rüzgar hızı üretilmiştir (Çiftci vd., 2014).

Denklem 3.38.'deki modifiye edilmiş yüzey sürüklenme katsayısı (C^M) Boston şehrine özgü bir değerdir. Eğer başka bir bölgede analiz yapılması istenirse, o bölgeye özgü farklı bir rüzgar spektrumunun kullanılması gerekir (Çiftci vd., 2014).

Rüzgar hızı verilerini üretmek için ilk olarak, her V_w (rüzgar hızı) artışı için, Denklem 3.37. ve Denklem 3.35.'i Denklem 3.34.'te yerine koyarak ve Denklem 3.38.'de gösterilen spektral yöntemi kullanarak [39] rastgele 100 tane rüzgar verisi üretilmiştir (Çiftci vd., 2014).

$$V_w^G(t) = \sum_{r=1}^{n} A_r \sin(\omega_r t) + B_r \cos(\omega_r t) \tag{3.38.}$$

Bu denklemde yer alan A_r ve B_r değerleri sıfır ortalamaya sahip bağımsız rastgele Gauss değişkenleridir. Varyans ise Denklem 3.39.'daki gibi hesaplanmıştır.

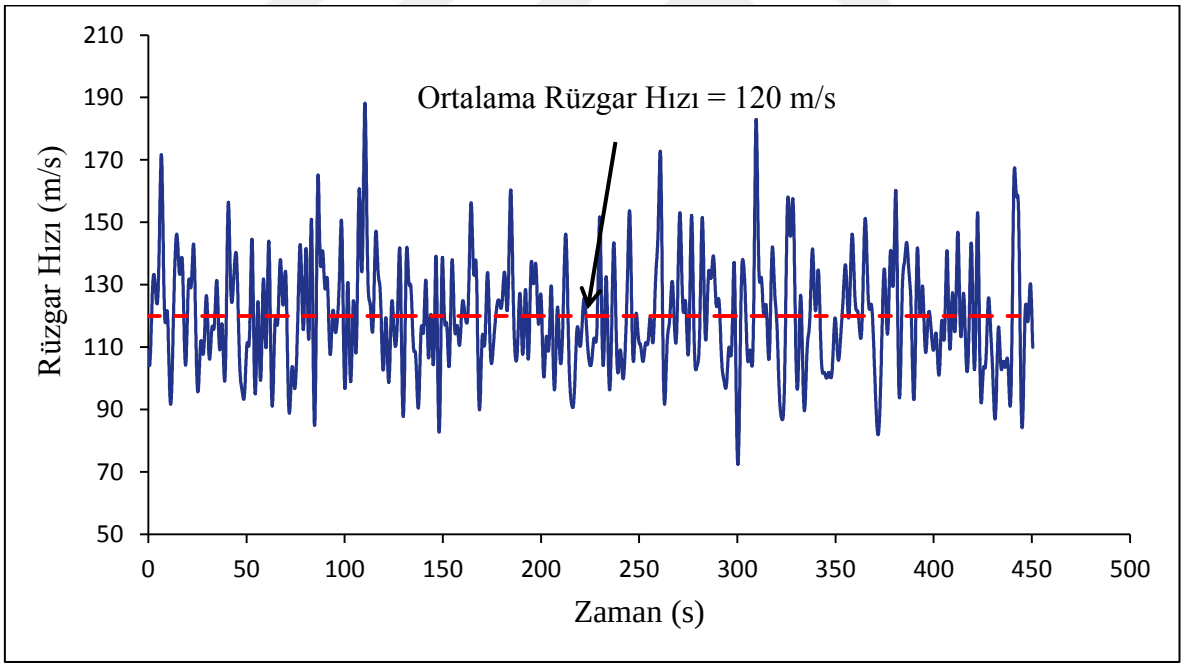
$$\sigma_r^2 = G_{VV}(\omega_r)\Delta\omega \tag{3.39.}$$

Denklem 3.39.'da yer alan $G_{VV}(\omega_r)$ değeri, ω_r frekansındaki tek taraflı spektrum yoğunluğuna, $\Delta\omega$ değeri ise eşit olarak bölünmüş olan frekans aralıklarına tekabül etmektedir. Spektrum yoğunluğu, 7,5 dakikadan daha fazla periyoda sahip olmayan olasılıksal prosesin zamana bağlı değişimini elde etmek için 0,00 Hz'den 0,48 Hz'e kadar 430 eşit parçaya (n = 430) bölünmüştür (Çiftci vd., 2014).

Daha sonra Gauss verilerini en çok kullanılan rüzgar hızı kaydı dağılım tipi olan lognormal marjinal dağılıma sahip olup zamana bağlı olarak değişen veri serisine dönüştürmek için Nataf modeli kullanılmıştır (Denklem 3.40.).

$$V_i = \frac{\mu x_i^2}{\sqrt{\mu x_i^2 + \sigma x_i^2}} \exp\left(V_i^G \sqrt{\ln\left(\frac{\mu x_i^2 + \sigma x_i^2}{\mu x_i^2} \right)} \right) \tag{3.40.}$$

Bu denklemde yer alan V_i^G değeri Gauss değişkenine, σx_i^2 değeri varyansa, μx_i değeri ise ortalamaya tekabül etmektedir. Nataf dönüşümünün, Gauss dağılımı içerisinde bulunan fakat Gauss dağılımına uymayan alanlardaki spektrumun şeklini bozmasına rağmen, bu bozukluğun çok küçük (< %1) olduğu saptanıp göz ardı edilmiştir. Zamana bağlı olarak değişen bu verilerden bir tanesi Şekil 3.89.'da gösterilmiştir (Çiftci vd., 2014). Bu şekle bakıldığında rüzgar hızlarının 0,05 saniye aralıklarla değiştiği görülmektedir.

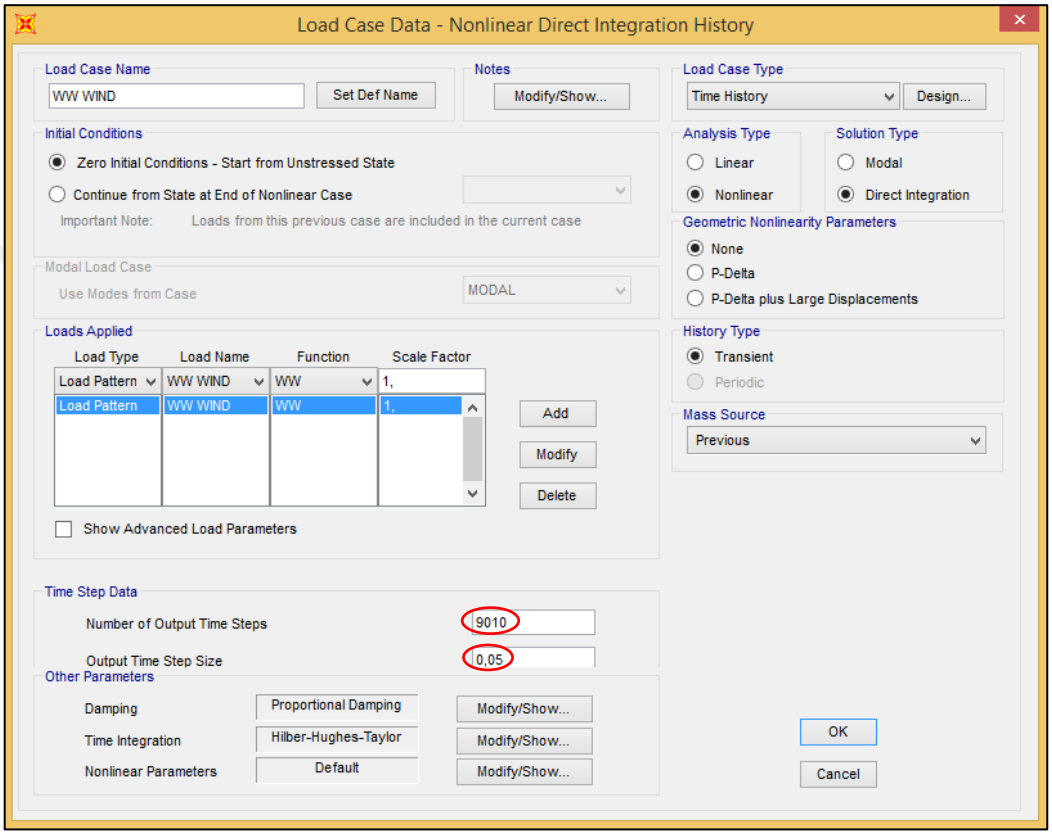


Şekil 3.89. 120 m/s ortalama rüzgar hızı için üretilen 100 adet veriden bir tanesi

3.4.2. Elde edilen rüzgar verilerine bağlı olarak yapıların analiz edilmesi

Rüzgar verileri üretildikten sonra, bu veriler kullanılarak her iki çerçeve üzerinde zaman tanım alanında analizler yapılmıştır (Şekil 3.90., Şekil 3.91.). Moment dayanımlı

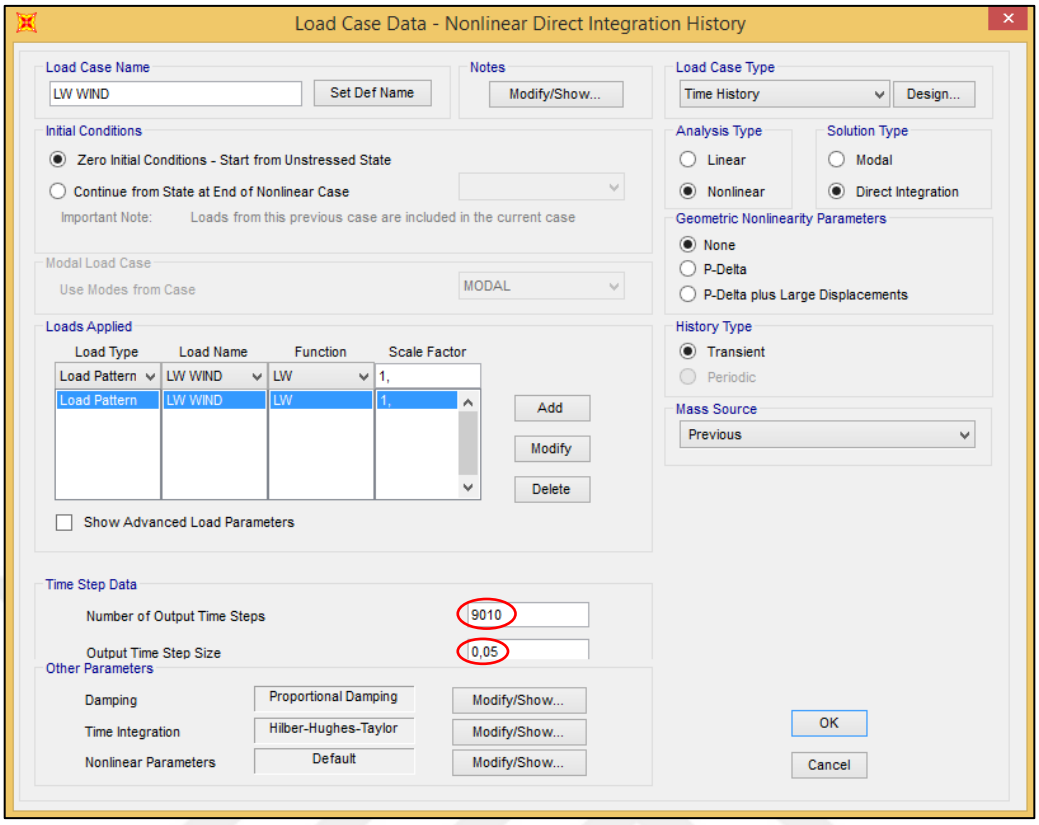
çerçevelerde zaman tanım alanında analiz yapılırken, 40-100 m/s arasında değişen ortalama hız değerleri, çapraz elemanlara sahip çerçevelerde zaman tanım alanında analiz yapılırken ise 70-220 m/s arasında değişen ortalama hız değerleri kullanılmıştır. Zaman değeri 0-450,5 saniye aralığında 0,05 saniyelik artışlarla değiştiği için, zaman tanım alanında analizler 9010 adımda yapılmıştır (Şekil 3.90., Şekil 3.91.).



Şekil 3.90. Rüzgarın estiği yöndeki yük modeline ait yük verileri

Şekil 3.90.'da rüzgarın estiği yöndeki yük modeline ait yük verileri gösterilmiştir. Bu şekle bakıldığında zaman değerinin 0-450,5 saniye aralığında 0,05 saniyelik artışlarla değiştiği, zaman tanım alanındaki analizlerde hesaba katılacak adım sayısının da 9010 olduğu görülmektedir.

Şekil 6.91.'de ise rüzgarın estiği yöne ters yöndeki yük modeline ait yük verileri gösterilmiştir. Bu şekle bakıldığında da zaman değerinin 0-450,5 saniye aralığında 0,05 saniyelik artışlarla değiştiği, zaman tanım alanındaki analizlerde hesaba katılacak adım sayısının da 9010 olduğu görülmektedir



Şekil 3.91. Rüzgarın estiği yöne ters yöndeki yük modeline ait yük verileri

Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerin tamamı Çizelge 3.31. - Çizelge 3.30.'da gösterilmiştir. A1 değeri 1 numaralı analizi temsil etmektedir.

Çizelge 3.31. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)							
	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
40	0,262	0,146	0,143	0,146	0,174	0,168	0,183	0,124
50	0,381	0,217	0,206	0,227	0,277	0,251	0,286	0,195
60	0,232	0,299	0,333	0,328	0,262	0,444	0,445	0,397
70	0,659	0,421	0,395	0,466	0,558	0,475	0,537	0,370
80	0,365	0,475	0,587	0,574	0,467	0,729	0,689	0,684
90	0,623	0,743	0,511	0,565	0,651	0,686	0,570	0,760
100	1,063	0,963	0,909	1,235	0,816	1,121	0,785	1,039

Çizelge 3.32. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17	A18	A19	A20
40	0,185	0,161	0,141	0,122	0,122	0,188	0,137	0,165	0,234	0,159	0,118	0,214
50	0,307	0,266	0,216	0,178	0,179	0,278	0,213	0,255	0,367	0,256	0,324	0,190
60	0,260	0,358	0,314	0,384	0,248	0,361	0,347	0,279	0,448	0,274	0,250	0,369
70	0,620	0,557	0,459	0,369	0,321	0,533	0,413	0,492	0,692	0,519	0,367	0,602
80	0,454	0,603	0,568	0,608	0,425	0,616	0,551	0,510	0,734	0,486	0,430	0,626
90	0,531	0,901	0,798	0,577	0,680	0,684	0,904	0,629	0,597	0,727	0,829	0,883
100	0,991	0,641	0,976	0,728	1,054	0,712	1,197	0,749	1,055	1,136	0,846	0,551

Çizelge 3.33. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A21	A22	A23	A24	A25	A26	A27	A28	A29	A30	A31	A32
40	0,092	0,124	0,148	0,210	0,219	0,153	0,221	0,121	0,186	0,220	0,112	0,099
50	0,176	0,191	0,237	0,331	0,338	0,238	0,349	0,186	0,298	0,347	0,179	0,159
60	0,229	0,484	0,195	0,239	0,373	0,458	0,245	0,317	0,228	0,291	0,338	0,319
70	0,259	0,367	0,462	0,619	0,620	0,449	0,657	0,347	0,595	0,663	0,375	0,311
80	0,464	0,854	0,347	0,402	1,477	0,722	0,413	0,515	0,383	0,488	0,564	0,580
90	0,632	1,036	0,490	0,694	0,691	0,844	0,900	0,703	1,062	0,584	0,785	0,721
100	1,178	1,204	1,079	0,874	0,873	1,035	0,979	1,191	0,940	1,089	0,912	0,873

Çizelge 3.34. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A33	A34	A35	A36	A37	A38	A39	A40	A41	A42	A43	A44
40	0,155	0,142	0,155	0,187	0,179	0,108	0,120	0,257	0,222	0,179	0,175	0,153
50	0,248	0,242	0,236	0,373	0,290	0,153	0,188	0,384	0,336	0,271	0,269	0,217
60	0,312	0,293	0,506	0,377	0,381	0,381	0,322	0,485	0,371	0,335	0,298	0,284
70	0,497	0,511	0,434	0,562	0,564	0,284	0,355	0,681	0,600	0,505	0,520	0,389
80	0,497	0,511	0,954	0,655	0,638	0,668	0,561	0,858	0,647	0,637	0,471	0,521
90	0,767	0,864	1,061	0,531	1,002	0,682	0,859	0,556	0,655	0,612	0,753	0,662
100	0,979	1,348	0,722	0,813	0,656	0,871	0,973	0,691	1,092	0,989	1,065	0,906

Çizelge 3.35. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A45	A46	A47	A48	A49	A50	A51	A52	A53	A54	A55	A56
40	0,159	0,266	0,193	0,143	0,092	0,127	0,250	0,176	0,092	0,127	0,148	0,190
50	0,245	0,403	0,305	0,206	0,181	0,196	0,369	0,276	0,165	0,201	0,228	0,309
60	0,333	0,561	0,271	0,200	0,332	0,303	0,270	0,424	0,372	0,552	0,439	0,442
70	0,442	0,719	0,584	0,354	0,362	0,385	0,633	0,478	0,397	0,381	0,436	0,632
80	0,583	0,929	0,476	0,395	0,594	0,488	0,459	0,717	0,635	0,950	0,781	0,687
90	0,757	0,906	0,751	0,738	0,760	0,636	0,570	0,773	0,535	0,568	0,823	1,040
100	0,569	1,520	0,741	0,737	0,815	0,800	0,795	0,895	1,241	0,985	0,878	0,658

Çizelge 3.36. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A57	A58	A59	A60	A61	A62	A63	A64	A65	A66	A67	A68
40	0,163	0,136	0,129	0,178	0,162	0,191	0,281	0,164	0,219	0,164	0,170	0,279
50	0,253	0,207	0,124	0,271	0,251	0,267	0,437	0,252	0,344	0,251	0,272	0,450
60	0,373	0,265	0,667	0,505	0,318	0,371	0,313	0,343	0,236	0,382	0,319	0,510
70	0,456	0,392	0,388	0,495	0,472	0,459	0,820	0,469	0,666	0,481	0,539	0,876
80	0,653	0,470	1,202	0,789	0,533	0,610	0,555	0,638	0,399	0,654	0,595	0,792
90	0,924	0,550	0,740	0,736	0,793	0,774	0,527	0,721	0,727	0,888	0,574	0,704
100	0,630	0,831	0,739	1,581	1,228	0,916	0,753	1,266	0,892	0,817	1,079	0,757

Çizelge 3.37. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A69	A70	A71	A72	A73	A74	A75	A76	A77	A78	A79	A80
40	0,247	0,138	0,146	0,177	0,223	0,208	0,238	0,205	0,137	0,222	0,223	0,123
50	0,380	0,223	0,234	0,262	0,331	0,312	0,370	0,316	0,208	0,372	0,327	0,201
60	0,298	0,429	0,566	0,311	0,273	0,271	0,269	0,412	0,380	0,446	0,442	0,393
70	0,717	0,456	0,475	0,474	0,597	0,565	0,677	0,595	0,378	0,779	0,580	0,399
80	0,558	0,777	0,994	0,525	0,467	0,453	0,425	0,686	0,692	0,777	0,739	0,735
90	0,644	0,586	0,880	0,681	0,738	0,918	0,651	0,571	0,662	0,629	0,874	0,747
100	0,704	0,891	0,833	1,498	0,803	1,047	0,677	1,166	1,005	1,026	1,187	1,290

Çizelge 3.38. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A81	A82	A83	A84	A85	A86	A87	A88	A89	A90	A91	A92
40	0,162	0,146	0,182	0,105	0,193	0,140	0,183	0,168	0,186	0,101	0,278	0,192
50	0,260	0,210	0,269	0,162	0,291	0,218	0,327	0,226	0,309	0,158	0,430	0,279
60	0,343	0,372	0,460	0,419	0,292	0,375	0,418	0,250	0,421	0,348	0,409	0,310
70	0,508	0,390	0,483	0,316	0,506	0,395	0,610	0,494	0,637	0,315	0,474	0,490
80	0,592	0,624	0,775	0,682	0,488	0,661	0,664	0,467	0,750	0,614	0,734	0,542
90	0,748	0,794	0,856	0,828	0,755	0,785	0,726	0,916	0,829	0,994	0,801	0,670
100	1,056	0,991	0,741	1,007	0,940	0,928	0,763	0,777	1,382	1,080	0,640	1,003

Çizelge 3.39. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve moment dayanımlı çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)							
	A93	A94	A95	A96	A97	A98	A99	A100
40	0,171	0,148	0,106	0,126	0,178	0,142	0,174	0,132
50	0,256	0,229	0,155	0,192	0,266	0,159	0,276	0,191
60	0,314	0,292	0,393	0,352	0,434	0,294	0,264	0,385
70	0,480	0,421	0,341	0,371	0,483	0,471	0,545	0,322
80	0,500	0,511	0,692	0,635	0,699	0,493	0,502	0,648
90	0,688	0,807	0,580	0,513	0,845	0,644	0,878	0,744
100	0,851	1,033	0,580	0,984	1,249	0,884	1,157	1,074

Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerin tamamı Çizelge 3.40 - Çizelge 3.48.'de gösterilmiştir. A1 değeri 1 numaralı analizi temsil etmektedir.

Çizelge 3.40. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)							
	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
70	0,019	0,012	0,011	0,014	0,017	0,014	0,016	0,011
80	0,010	0,014	0,017	0,017	0,013	0,021	0,021	0,020
90	0,018	0,022	0,014	0,017	0,019	0,020	0,016	0,021
100	0,032	0,028	0,026	0,035	0,024	0,033	0,022	0,029
110	0,023	0,027	0,026	0,035	0,019	0,026	0,036	0,048
120	0,044	0,031	0,028	0,040	0,024	0,040	0,037	0,029
130	0,031	0,027	0,046	0,060	0,033	0,032	0,025	0,030
140	0,057	0,037	0,062	0,051	0,053	0,045	0,040	0,038
150	0,062	0,046	0,039	0,061	0,064	0,044	0,052	0,043
160	0,044	0,046	0,063	0,073	0,071	0,052	0,053	0,058
170	0,071	0,052	0,055	0,063	0,082	0,082	0,055	0,059
180	0,093	0,080	0,071	0,059	0,066	0,081	0,077	0,050
190	0,089	0,068	0,056	0,094	0,093	0,090	0,074	0,065
200	0,096	0,073	0,061	0,102	0,100	0,097	0,079	0,071
210	0,103	0,079	0,066	0,111	0,107	0,105	0,077	0,077
220	0,072	0,083	0,107	0,107	0,081	0,097	0,099	0,105

Çizelge 3.41. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17	A18	A19	A20
70	0,018	0,015	0,012	0,011	0,009	0,016	0,012	0,014	0,020	0,015	0,010	0,017
80	0,013	0,017	0,016	0,018	0,012	0,018	0,016	0,015	0,020	0,014	0,013	0,018
90	0,015	0,026	0,023	0,017	0,020	0,020	0,026	0,017	0,017	0,021	0,024	0,026
100	0,029	0,015	0,028	0,021	0,025	0,020	0,034	0,022	0,034	0,034	0,023	0,015
110	0,028	0,025	0,034	0,029	0,039	0,025	0,023	0,025	0,026	0,036	0,029	0,025
120	0,047	0,044	0,402	0,031	0,023	0,040	0,033	0,040	0,050	0,042	0,029	0,045
130	0,045	0,044	0,051	0,037	0,053	0,058	0,027	0,028	0,038	0,040	0,039	0,040
140	0,050	0,070	0,034	0,056	0,063	0,038	0,050	0,038	0,043	0,044	0,045	0,059
150	0,066	0,065	0,063	0,046	0,034	0,057	0,049	0,062	0,071	0,063	0,042	0,066
160	0,080	0,073	0,043	0,057	0,045	0,073	0,055	0,047	0,063	0,060	0,058	0,040
170	0,062	0,079	0,063	0,065	0,084	0,092	0,046	0,075	0,075	0,047	0,081	0,063
180	0,069	0,083	0,074	0,048	0,059	0,059	0,079	0,057	0,059	0,062	0,054	0,056
190	0,092	0,100	0,100	0,069	0,050	0,084	0,080	0,097	0,102	0,095	0,069	0,099
200	0,099	0,109	0,110	0,075	0,054	0,091	0,088	0,107	0,110	0,104	0,076	0,108
210	0,105	0,118	0,120	0,081	0,059	0,097	0,097	0,116	0,118	0,112	0,084	0,116
220	0,106	0,097	0,096	0,100	0,069	0,092	0,073	0,111	0,101	0,081	0,082	0,117

Çizelge 3.42. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A21	A22	A23	A24	A25	A26	A27	A28	A29	A30	A31	A32
70	0,008	0,010	0,014	0,018	0,018	0,013	0,019	0,010	0,017	0,019	0,011	0,009
80	0,013	0,024	0,010	0,011	0,018	0,021	0,012	0,015	0,011	0,014	0,016	0,016
90	0,019	0,030	0,015	0,020	0,018	0,024	0,027	0,021	0,030	0,017	0,022	0,021
100	0,034	0,034	0,032	0,025	0,024	0,029	0,026	0,034	0,028	0,031	0,026	0,026
110	0,028	0,039	0,030	0,023	0,024	0,023	0,031	0,040	0,031	0,018	0,031	0,028
120	0,020	0,029	0,040	0,048	0,041	0,031	0,047	0,028	0,045	0,047	0,031	0,025
130	0,029	0,054	0,052	0,036	0,026	0,037	0,031	0,025	0,037	0,035	0,071	0,045
140	0,042	0,041	0,052	0,062	0,063	0,058	0,039	0,064	0,068	0,037	0,044	0,051
150	0,034	0,045	0,065	0,073	0,057	0,045	0,067	0,041	0,065	0,067	0,046	0,037
160	0,089	0,055	0,048	0,062	0,047	0,055	0,065	0,038	0,055	0,085	0,042	0,051
170	0,062	0,060	0,055	0,083	0,073	0,066	0,075	0,054	0,058	0,049	0,068	0,054
180	0,059	0,069	0,091	0,085	0,054	0,061	0,054	0,066	0,079	0,045	0,091	0,075
190	0,057	0,070	0,104	0,114	0,080	0,065	0,096	0,063	0,095	0,096	0,069	0,056
200	0,064	0,076	0,114	0,125	0,086	0,071	0,103	0,068	0,102	0,103	0,075	0,061
210	0,070	0,082	0,108	0,136	0,092	0,076	0,110	0,074	0,109	0,111	0,081	0,065
220	0,097	0,137	0,078	0,072	0,109	0,112	0,090	0,081	0,070	0,083	0,093	0,097

Çizelge 3.43. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A33	A34	A35	A36	A37	A38	A39	A40	A41	A42	A43	A44
70	0,014	0,015	0,012	0,016	0,017	0,008	0,010	0,020	0,018	0,014	0,015	0,011
80	0,016	0,014	0,026	0,019	0,019	0,020	0,017	0,025	0,019	0,018	0,014	0,015
90	0,023	0,024	0,038	0,016	0,029	0,020	0,025	0,015	0,017	0,018	0,022	0,019
100	0,028	0,040	0,021	0,022	0,020	0,025	0,028	0,018	0,031	0,029	0,030	0,024
110	0,034	0,032	0,034	0,039	0,029	0,022	0,024	0,017	0,022	0,029	0,033	0,037
120	0,039	0,043	0,030	0,041	0,043	0,024	0,029	0,047	0,041	0,035	0,040	0,029
130	0,060	0,030	0,036	0,036	0,040	0,032	0,045	0,045	0,063	0,037	0,050	0,031
140	0,056	0,037	0,034	0,030	0,043	0,056	0,029	0,065	0,057	0,048	0,050	0,073
150	0,058	0,064	0,042	0,058	0,060	0,037	0,044	0,066	0,057	0,050	0,060	0,042
160	0,080	0,054	0,049	0,078	0,053	0,048	0,044	0,054	0,050	0,068	0,037	0,060
170	0,089	0,053	0,079	0,075	0,062	0,070	0,059	0,044	0,069	0,087	0,058	0,044
180	0,067	0,054	0,069	0,069	0,075	0,097	0,063	0,079	0,062	0,083	0,087	0,050
190	0,087	0,096	0,058	0,085	0,087	0,057	0,067	0,094	0,086	0,074	0,093	0,060
200	0,094	0,104	0,062	0,092	0,094	0,062	0,073	0,101	0,094	0,080	0,102	0,064
210	0,101	0,112	0,066	0,099	0,101	0,067	0,079	0,108	0,101	0,086	0,111	0,069
220	0,083	0,080	0,164	0,124	0,124	0,117	0,074	0,145	0,106	0,122	0,064	0,097

Çizelge 3.44. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A45	A46	A47	A48	A49	A50	A51	A52	A53	A54	A55	A56
70	0,012	0,021	0,017	0,010	0,010	0,011	0,019	0,014	0,011	0,011	0,013	0,018
80	0,017	0,027	0,014	0,011	0,017	0,014	0,014	0,020	0,019	0,027	0,023	0,020
90	0,022	0,026	0,021	0,020	0,021	0,019	0,017	0,022	0,015	0,015	0,023	0,030
100	0,017	0,043	0,021	0,021	0,024	0,023	0,023	0,027	0,036	0,028	0,026	0,019
110	0,041	0,050	0,046	0,034	0,044	0,029	0,023	0,033	0,039	0,036	0,030	0,021
120	0,028	0,049	0,040	0,025	0,029	0,032	0,040	0,038	0,036	0,029	0,032	0,051
130	0,039	0,035	0,056	0,042	0,054	0,027	0,0,56	0,044	0,032	0,049	0,043	0,045
140	0,032	0,058	0,041	0,041	0,056	0,059	0,053	0,041	0,045	0,042	0,047	0,043
150	0,039	0,069	0,054	0,036	0,045	0,047	0,052	0,058	0,056	0,044	0,045	0,076
160	0,064	0,074	0,050	0,069	0,071	0,067	0,042	0,043	0,056	0,052	0,059	0,048
170	0,060	0,045	0,052	0,051	0,048	0,057	0,064	0,089	0,076	0,085	0,046	0,064
180	0,081	0,053	0,056	0,069	0,080	0,081	0,081	0,050	0,066	0,061	0,047	0,050
190	0,060	0,098	0,074	0,054	0,069	0,071	0,071	0,090	0,090	0,070	0,069	0,115
200	0,066	0,106	0,078	0,059	0,075	0,078	0,076	0,098	0,098	0,077	0,075	0,124
210	0,072	0,113	0,083	0,064	0,081	0,084	0,082	0,107	0,107	0,083	0,082	0,134
220	0,105	0,135	0,084	0,086	0,105	0,069	0,082	0,085	0,153	0,119	0,119	0,090

Çizelge 3.45. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A57	A58	A59	A60	A61	A62	A63	A64	A65	A66	A67	A68
70	0,013	0,011	0,011	0,014	0,014	0,013	0,024	0,013	0,020	0,014	0,016	0,025
80	0,019	0,014	0,034	0,023	0,015	0,018	0,015	0,018	0,011	0,018	0,017	0,023
90	0,027	0,016	0,022	0,021	0,023	0,021	0,015	0,021	0,021	0,026	0,017	0,021
100	0,031	0,024	0,021	0,045	0,035	0,028	0,019	0,038	0,024	0,025	0,032	0,022
110	0,035	0,024	0,040	0,037	0,025	0,029	0,030	0,022	0,030	0,024	0,028	0,033
120	0,033	0,031	0,029	0,035	0,036	0,028	0,059	0,032	0,050	0,037	0,043	0,064
130	0,050	0,038	0,052	0,035	0,030	0,034	0,053	0,037	0,052	0,040	0,050	0,031
140	0,064	0,036	0,053	0,049	0,045	0,032	0,039	0,053	0,042	0,048	0,029	0,046
150	0,048	0,046	0,042	0,053	0,054	0,046	0,084	0,046	0,071	0,054	0,064	0,092
160	0,050	0,053	0,068	0,056	0,082	0,072	0,045	0,068	0,053	0,070	0,068	0,050
170	0,046	0,054	0,076	0,058	0,041	0,094	0,091	0,045	0,041	0,088	0,064	0,091
180	0,055	0,072	0,084	0,068	0,081	0,059	0,077	0,067	0,064	0,069	0,063	0,059
190	0,070	0,068	0,063	0,082	0,083	0,066	0,123	0,066	0,102	0,080	0,097	0,136
200	0,076	0,073	0,069	0,089	0,091	0,073	0,133	0,071	0,110	0,087	0,105	0,146
210	0,081	0,079	0,075	0,097	0,099	0,079	0,142	0,076	0,118	0,093	0,114	0,157
220	0,109	0,101	0,194	0,085	0,079	0,093	0,101	0,113	0,064	0,109	0,106	0,100

Çizelge 3.46. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A69	A70	A71	A72	A73	A74	A75	A76	A77	A78	A79	A80
70	0,021	0,013	0,014	0,014	0,018	0,016	0,019	0,017	0,011	0,022	0,016	0,012
80	0,016	0,021	0,029	0,015	0,013	0,013	0,012	0,019	0,020	0,023	0,022	0,021
90	0,019	0,018	0,025	0,019	0,020	0,026	0,018	0,016	0,019	0,019	0,026	0,021
100	0,021	0,026	0,021	0,042	0,022	0,029	0,018	0,034	0,029	0,029	0,033	0,037
110	0,035	0,042	0,028	0,021	0,027	0,031	0,024	0,024	0,040	0,038	0,047	0,027
120	0,053	0,039	0,037	0,043	0,041	0,038	0,047	0,041	0,028	0,063	0,037	0,032
130	0,052	0,041	0,058	0,033	0,032	0,035	0,028	0,036	0,042	0,051	0,056	0,063
140	0,047	0,042	0,047	0,027	0,038	0,058	0,051	0,034	0,057	0,029	0,051	0,039
150	0,077	0,059	0,054	0,068	0,060	0,054	0,066	0,057	0,041	0,093	0,054	0,049
160	0,067	0,045	0,055	0,091	0,052	0,049	0,052	0,071	0,061	0,056	0,060	0,048
170	0,055	0,066	0,055	0,085	0,059	0,047	0,075	0,060	0,078	0,076	0,044	0,052
180	0,079	0,060	0,050	0,056	0,075	0,048	0,082	0,056	0,066	0,079	0,105	0,055
190	0,114	0,090	0,081	0,109	0,098	0,079	0,095	0,086	0,061	0,138	0,080	0,074
200	0,123	0,098	0,087	0,119	0,108	0,085	0,102	0,095	0,067	0,150	0,087	0,081
210	0,133	0,107	0,094	0,131	0,118	0,091	0,109	0,056	0,072	0,161	0,093	0,087
220	0,101	0,133	0,148	0,094	0,083	0,077	0,078	0,095	0,127	0,113	0,107	0,123

Çizelge 3.47. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman verilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)											
	A81	A82	A83	A84	A85	A86	A87	A88	A89	A90	A91	A92
70	0,015	0,011	0,013	0,009	0,015	0,012	0,017	0,014	0,018	0,009	0,023	0,015
80	0,017	0,018	0,023	0,020	0,014	0,019	0,019	0,013	0,022	0,017	0,020	0,015
90	0,020	0,021	0,024	0,022	0,022	0,021	0,021	0,027	0,023	0,028	0,019	0,020
100	0,026	0,030	0,021	0,029	0,017	0,026	0,022	0,023	0,040	0,031	0,017	0,029
110	0,026	0,021	0,023	0,036	0,036	0,041	0,027	0,033	0,034	0,023	0,020	0,046
120	0,039	0,032	0,032	0,025	0,031	0,029	0,042	0,038	0,054	0,026	0,055	0,034
130	0,051	0,069	0,046	0,049	0,046	0,062	0,030	0,050	0,045	0,063	0,046	0,035
140	0,044	0,056	0,045	0,047	0,063	0,045	0,045	0,042	0,046	0,063	0,042	0,040
150	0,057	0,049	0,046	0,038	0,044	0,043	0,059	0,056	0,081	0,041	0,077	0,047
160	0,053	0,077	0,064	0,038	0,060	0,037	0,079	0,060	0,064	0,074	0,066	0,063
170	0,055	0,052	0,081	0,087	0,055	0,046	0,085	0,107	0,070	0,056	0,080	0,086
180	0,060	0,063	0,098	0,081	0,056	0,061	0,068	0,090	0,065	0,084	0,060	0,070
190	0,085	0,075	0,067	0,058	0,063	0,065	0,085	0,082	0,124	0,065	0,107	0,068
200	0,092	0,082	0,072	0,063	0,068	0,071	0,091	0,090	0,135	0,071	0,114	0,073
210	0,100	0,089	0,077	0,068	0,073	0,077	0,098	0,096	0,146	0,078	0,121	0,079
220	0,094	0,091	0,116	0,097	0,091	0,102	0,112	0,086	0,124	0,100	0,117	0,102

Çizelge 3.48. Yapılan analizler sonucunda SAP2000'den elde edilen ve çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait olan deplasman ver

7ilerinin bir kısmı

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Deplasman (mm)							
	A93	A93	A95	A96	A97	A98	A99	A100
70	0,014	0,012	0,010	0,011	0,012	0,014	0,015	0,010
80	0,015	0,015	0,019	0,019	0,021	0,014	0,015	0,019
90	0,018	0,024	0,016	0,015	0,023	0,017	0,026	0,020
100	0,023	0,030	0,017	0,029	0,036	0,025	0,034	0,031
110	0,027	0,022	0,043	0,032	0,029	0,033	0,031	0,024
120	0,034	0,031	0,033	0,030	0,034	0,037	0,042	0,023
130	0,047	0,039	0,029	0,040	0,036	0,053	0,049	0,054
140	0,058	0,051	0,042	0,054	0,054	0,058	0,044	0,052
150	0,049	0,045	0,052	0,048	0,048	0,055	0,061	0,035
160	0,053	0,047	0,062	0,060	0,052	0,046	0,062	0,050
170	0,080	0,061	0,070	0,061	0,076	0,065	0,087	0,061
180	0,104	0,087	0,062	0,077	0,089	0,072	0,057	0,058
190	0,074	0,066	0,081	0,077	0,070	0,081	0,091	0,055
200	0,080	0,072	0,081	0,085	0,076	0,088	0,098	0,061
210	0,087	0,078	0,096	0,093	0,082	0,096	0,105	0,067
220	0,072	0,090	0,094	0,103	0,100	0,068	0,093	0,094

Değişen ortalama rüzgar hızlarına bağlı olarak, belirlenen performans düzeylerine ulaşan veya bu düzeylerin üzerine çıkan diyagonal elemanlara sahip çerçeve sayıları Çizelge 3.49.'da gösterilmiştir. Çizelge 3.49.'a bakıldığında her bir rüzgar hızı için 100 adet analiz yapıldığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 70 m/s olması durumunda hiçbir çerçevenin belirlenen hasar durumlarına ulaşmadığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 80 m/s olması durumunda 4 çerçevenin hemen kullanım sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 90 m/s olması durumunda 9 çerçevenin hemen kullanım sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 100 m/s olması durumunda 50 çerçevenin hemen kullanım sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 110 m/s olması durumunda 76 çerçevenin hemen kullanım sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 120 m/s olması durumunda 91 çerçevenin hemen kullanım sınırına ulaştığı, bu çerçevelerden 6 tanesinin can güvenliği sınırına ulaştığı, 1 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 130 m/s olması durumunda 97 çerçevenin hemen kullanım sınırına ulaştığı, bu çerçevelerden 18

tanesinin can güvenliği sınırına ulaştığı, 2 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir.

Çizelge 3.49. Değişen ortalama rüzgar hızlarına bağlı olarak, belirlenen performans düzeylerine ulaşan veya bu düzeylerin üzerine çıkan çapraz elemanlara sahip çerçeve sayıları

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Performans Düzeyine Ulaşan veya Bu Düzeyi Geçen Çerçeve Sayısı			Yapılan Analiz Sayısı
	HK Sınırı (0,027 mm)	CG Sınırı (0,053 mm)	GÖ Sınırı (0,064 mm)	
70	0	0	0	100
80	4	0	0	100
90	9	0	0	100
100	50	0	0	100
110	76	0	0	100
120	91	6	1	100
130	97	18	2	100
140	100	34	6	100
150	---	48	19	100
160	---	63	31	100
170	---	81	49	100
180	---	94	57	100
190	---	99	84	100
200	---	100	92	100
210	---	---	98	100
220	---	---	100	100

Yine bu şekle bakıldığında, ortalama rüzgar hızının 140 m/s olması durumunda bütün çerçevelerin hemen kullanım sınırına ulaştığı, bu çerçevelerden 34 tanesinin can güvenliği sınırına ulaştığı, 6 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 150 m/s olması durumunda bütün çerçevelerin hemen kullanım sınırına ulaştığı, bu çerçevelerden 48 tanesinin can güvenliği sınırına ulaştığı, 19 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 160 m/s olması durumunda bütün çerçevelerin hemen kullanım sınırına ulaştığı, bu çerçevelerden 63 tanesinin can güvenliği sınırına ulaştığı, 31 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 170 m/s olması durumunda bütün çerçevelerin hemen kullanım sınırına ulaştığı, bu çerçevelerden 81 tanesinin can güvenliği sınırına

ulaştığı, 49 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 180 m/s olması durumunda bütün çerçevelerin hemen kullanım sınırına ulaştığı, bu çerçevelerden 94 tanesinin can güvenliği sınırına ulaştığı, 57 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 190 m/s olması durumunda bütün çerçevelerin hemen kullanım sınırına ulaştığı, bu çerçevelerden 99 tanesinin can güvenliği sınırına ulaştığı, 84 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 200 m/s olması durumunda bütün çerçevelerin hemen kullanım ve can güvenliği sınırlarına ulaştığı, bu çerçevelerden 92 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 210 m/s olması durumunda bütün çerçevelerin hemen kullanım ve can güvenliği sınırlarına ulaştığı, bu çerçevelerden 98 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 220 m/s olması durumunda bütün çerçevelerin hemen kullanım, can güvenliği ve göçme öncesi sınırlarına ulaştığı görülmektedir.

Değişen ortalama rüzgar hızlarına bağlı olarak, belirlenen performans düzeylerine ulaşan veya bu düzeylerin üzerine moment dayanımlı sahip çerçeve sayıları Çizelge 3.50.'de gösterilmiştir.

Çizelge 3.50. Değişen ortalama rüzgar hızlarına bağlı olarak, belirlenen performans düzeylerine ulaşan veya bu düzeylerin üzerine çıkan moment dayanımlı çerçeve sayıları

Ortalama Rüzgar Hızı (m/s)	Performans Düzeyine Ulaşan veya Bu Düzeyi Geçen Çerçeve Sayısı			Yapılan Analiz Sayısı
	HK Sınırı (0,027 mm)	CG Sınırı (0,053 mm)	GÖ Sınırı (0,064 mm)	
40	0	0	0	100
50	15	1	0	100
60	51	13	4	100
70	92	45	31	100
80	100	90	63	100
90	---	100	93	100
100	---	---	100	100

Çizelge 3.50.'ye bakıldığında her bir rüzgar hızı için 100 adet analiz yapıldığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 40 m/s olması durumunda hiçbir çerçevenin belirlenen hasar durumlarına ulaşmadığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 50 m/s

olması durumunda 15 çerçevenin hemen kullanım sınırına ulaştığı, bu çerçevelerden 1 tanesinin can güvenliği sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 60 m/s olması durumunda 51 çerçevenin hemen kullanım sınırına ulaştığı, bu çerçevelerden 13 tanesinin can güvenliği sınırına ulaştığı, 4 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 70 m/s olması durumunda 92 çerçevenin hemen kullanım sınırına ulaştığı, bu çerçevelerden 45 tanesinin can güvenliği sınırına ulaştığı, 31 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 80 m/s olması durumunda bütün çerçevelerin hemen kullanım sınırına ulaştığı, bu çerçevelerden 90 tanesinin can güvenliği sınırına ulaştığı, 63 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 90 m/s olması durumunda bütün çerçevelerin hemen kullanım ve can güvenliği sınırlarına ulaştığı, bu çerçevelerden 93 tanesinin ise göçme öncesi sınırına ulaştığı görülmektedir. Ortalama rüzgar hızının 100 m/s olması durumunda bütün çerçevelerin hemen kullanım, can güvenliği ve göçme öncesi sınırlarına ulaştığı görülmektedir.

3.4.3. Monte Carlo yöntemi ile kırılganlık eğrilerinin elde edilmesi

Belirlenen performans düzeylerine ulaşan veya bu düzeyleri aşan çerçeve sayıları belirlendikten sonra, elde edilen bu veriler kullanılarak her iki çerçevenin belirlenen performans düzeylerine ulaşma veya bu düzeyleri geçme ihtimali belirlenmiştir. Bu ihtimaller belirlenirken ilk adım olarak Monte Carlo yöntemi kullanılarak her iki çerçeve tipine ait ortalama rüzgar hızı-belirlenen performans düzeylerine ulaşan veya bu düzeyleri aşan çerçeve sayısı grafiği çizilecektir.

Monte Carlo simülasyonu, insanların nicel analizlerdeki riskleri hesaplayıp karar almasını sağlayan, bilgisayar yardımı ile gerçekleştirilen matematiksel bir tekniktir. Monte Carlo simülasyonu istatistiksel analiz için çok güçlü bir araç olup, mühendislik alanlarında yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Monte Carlo, çok sayıda rastgele değişken, çeşitli dağılım tipleri ve yüksek derecede lineer olmayan mühendislik modelleri ile başa çıkabildiği için kompleks mühendislik problemlerinin çözümünde oldukça kullanışlı bir yöntemdir (Du ve Xiaoping, 2011).

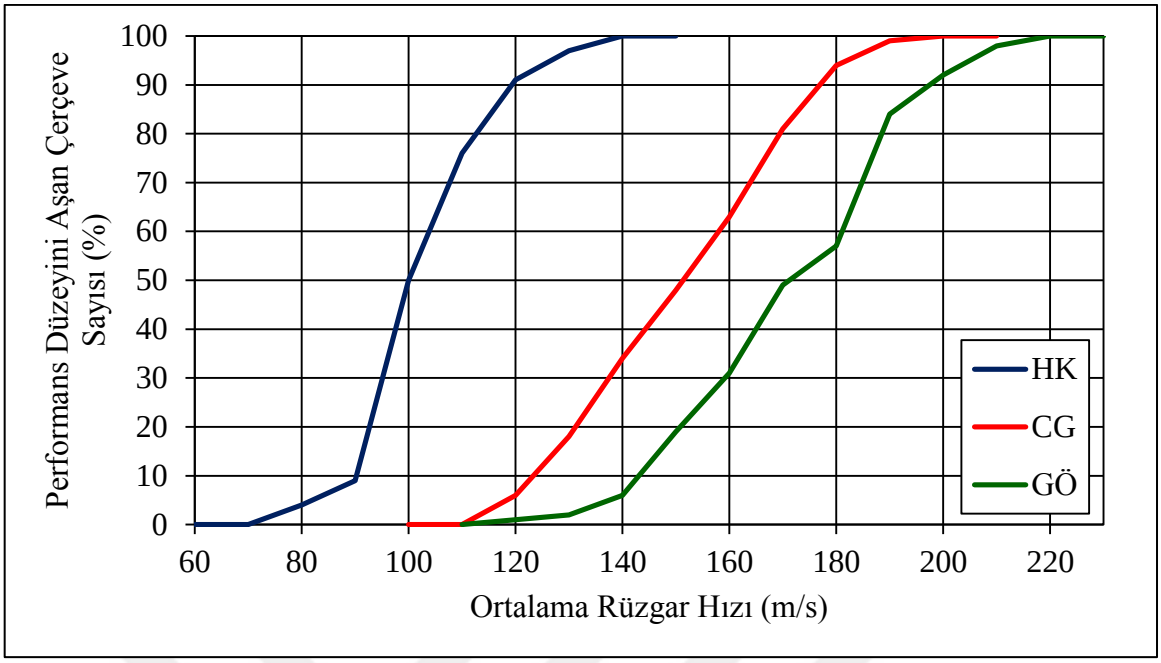
Fiziksel deneylerden farklı olarak, Monte Carlo simülasyonu bilgisayarda çok sayıda deney yürütüp rastgele veriler üretir. Daha sonra, deneylerin istatistiksel

karakteristikleri (model çıktıları) gözlemlenir ve istatistiksel deneylere dayalı olarak model çıktılarına ait sonuçlar çizilir. Her deneyde, rastgele giriş değişkenlerinin ($X = (X_1, X_2, \ldots, X_n)$) dağılımına bağlı olarak bu değişkenlerin olası değerleri üretilir. Daha sonra, performans fonksiyonu olan $Y = g(X)$ kullanılarak çıkış değişkeni Y'nin değerleri hesaplanır. Bu yolla yapılan birçok deney sayesinde, istatistiksel analiz için çıkış değişkeni olan birçok Y değeri üretilebilmektedir. Ayrıca, bu istatistiksel analiz ile çıkış değişkeni Y'nin karakteristikleri hesaplanabilmektedir (Du ve Xiaoping, 2011).

Monte Carlo simülasyonu üç adımda gerçekleştirilmektedir. İlk adım, rastgele giriş verilerinin üretilmesidir. İkinci adım, model çıktısı olan Y'nin değerlendirilmesidir. Üçüncü adım ise, Model çıktısı üzerinde istatistiksel analiz yapılmasıdır (Du ve Xiaoping, 2011).

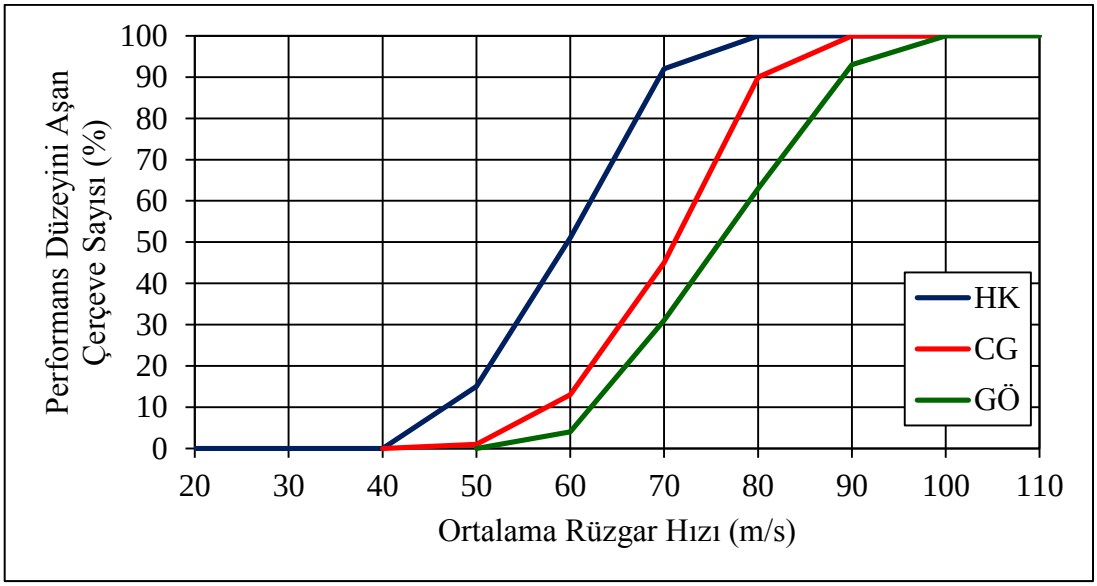
Yıkılma ihtimali fark edilebilir düzeyde olan yapılar için Monte Carlo simülasyonu belirli bir dereceye kadar kesin sonuçlar verebilir (Bobby vd., 2014). Bu nedenle, yapılan bu çalışmada yapıların belirlenen performans düzeylerine ulaşma veya bu düzeyleri geçme ihtimali Monte Carlo simülasyonu kullanılarak üretilmiştir. Çizelge 3.49.'da yer alan veriler kullanılarak Monte Carlo yöntemi ile elde edilen, belirlenen performans düzeyini aşan çapraz elemanlara sahip çerçeve sayısı-ortalama rüzgar hızı grafiği Şekil 3.92.'de gösterilmiştir. Bu grafiklerde yer alan HK değeri hemen kullanm, CG değeri can güvenliği, GÖ değeri ise göçme öncesi performans düzeylerini temsil etmektedir.

Şekil 3.92.'ye bakıldığında ortalama hızın 70 m/s olması durumunda, çapraz elemanlara sahip çerçevelerin hemen kullanım performans düzeyini aşma ihtimali %0 olduğu, 100 m/s olması durumunda ise %100 olduğu görülmektedir. Ortalama hızın 110 m/s olması durumunda, çapraz elemanlara sahip çerçevelerin can güvenliği performans düzeyini aşma ihtimali %0 olduğu, 200 m/s olması durumunda ise %100 olduğu görülmektedir. Ortalama hızın 110 m/s olması durumunda, çapraz elemanlara sahip çerçevelerin göçme öncesi performans düzeyini aşma ihtimali %0 olduğu, 220 m/s olması durumunda ise %100 olduğu görülmektedir



Şekil 3.92. Çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait performans düzeyini aşan çerçeve sayısı-ortalama rüzgar hızı grafiği

Çizelge 3.50.'de yer alan veriler kullanılarak Monte Carlo yöntemi ile elde edilen, belirlenen performans düzeyini moment dayanımlı çerçeve sayısı-ortalama rüzgar hızı grafiği Şekil 3.93.'te gösterilmiştir.



Şekil 3.93. Moment dayanımlı çerçevelere ait performans düzeyini aşan çerçeve sayısı-ortalama rüzgar hızı grafiği

Şekil 3.93.'e bakıldığında ortalama hızın 40 m/s olması durumunda, moment dayanımlı çerçevelerin hemen kullanım performans düzeyini aşma ihtimali %0 olduğu, 80 m/s olması durumunda ise %100 olduğu görülmektedir. Ortalama hızın 40 m/s olması durumunda, moment dayanımlı çerçevelerin can güvenliği performans düzeyini aşma ihtimali %0 olduğu, 90 m/s olması durumunda ise %100 olduğu görülmektedir. Ortalama hızın 50 m/s olması durumunda, moment dayanımlı çerçevelerin göçme öncesi performans düzeyini aşma ihtimali %0 olduğu, 100 m/s olması durumunda ise %100 olduğu görülmektedir

3.4.4. Monte Carlo yöntemi ile elde edilen verilere bağlı olarak kırılganlık eğrilerinin uydurulması

Kırılganlık fonksiyonları genellikle, gözlemlerden elde edilen sonuçlar, statik yapısal analizler veya öngörüler gibi çeşitli yaklaşımlar kullanılarak türetilmektedir. Fakat bu çalışmada kırılganlık eğrileri dinamik yapısal analizlerden elde edilen sonuçlar kullanılarak elde edilmiştir. Diğer metotların aksine analitik kırılganlık fonksiyonlarında, analizi yapan kişi analizlerde kullanılan verilerin (rüzgar, deprem vs.) şiddetini kendisi ayarlayabilmektedir (Baker, 2014).

Kırılganlık fonksiyonları tanımlanırken genellikle lognormal kümülatif dağılım fonksiyonu kullanılmaktadır (Denklem 3.41.).

$$P(C|IM=x)=\Phi\left(\frac{\ln(x/\theta)}{\beta}\right) \tag{3.41.}$$

Burada yer alan P(C | IM = x) ifadesi IM = x değerine tekabül eden rüzgar hızının yapıyı çökertme ihtimalini, IM (intensity measure) ifadesi yoğunluk ölçüsünü, Φ( ) ifadesi standart normal kümülatif dağılım fonksiyonunu (SNKDF), θ değeri kırılganlık fonksiyonunun ortalamasını (%50 çökertme ihtimaline sahip IM seviyesi), β değeri ise lnIM nin standart sapmasını göstermektedir. Denklem 3.41. yapının çökmesine neden olan rüzgar hızlarına ait yoğunluk ölçüsü değerlerinin lognormal olarak dağıldığını göstermektedir. Bu yaygın varsayım, birkaç durumun söz konusu olması halinde makul bir yaklaşım olarak kabul edilmektedir. Denklem 3.41.'in ele alınan yapıya uyarlanabilmesi

için, yapısal analiz sonuçlarından elde edilen θ ve β değerlerinin hesaplanması gerekmektedir. Bu parametreler hesaplamalarda $\hat{\theta}$ ve $\hat{\beta}$ olarak gösterilecektir (Baker, 2014).

θ ve β parametrelerinin hesaplanması, rastgele bileşenlere sahip gözlem verilerine dayalı olan model parametrelerinin hesabı ile ilişkili olan istatistik biliminin çalışma alanına girmektedir. θ ve β parametrelerinin yanı sıra, rastgelelik te bu çalışmanın kapsamına girmektedir. Çünkü çökme ihtimali, aynı rüzgar hızı için her analizde değişkenlik göstermektedir. Genellikle, verilerden elde edilen parametrelerin hesaplanmasında iki farklı istatistiksel yaklaşım kullanılmaktadır. İlk metot, gözlem verilerine ait aynı örnek momenti (ortalama, standart sapma vs.) dağılımını gösteren parametrelerin bulunmasını hedefleyen momentler yöntemidir. İkinci yöntem ise, elde edilen gözlem verilerinin maksimum gerçekleşme ihtimalini sağlayacak şekilde dağılım gösteren parametrelerin bulunmasını hedefleyen maksimum olabilirlik tahmin yöntemidir (Baker, 2014).

Kırılganlık fonksiyonu parametrelerinin hesaplanmasında izlenilecek olan yol, yapılan analiz tipine bağlı olarak değişmektedir. Ayrıca elde edilen bu fonksiyonun gözlem verileri ile de uyumlu olması gerekmektedir. Artan dinamik analizin yapıldığı durumlarda momentler yönteminin kullanılması daha uygundur. Artan dinamik analizden ziyade yapısal analizler bazen farklı rüzgar hızı şiddetleri için ayrı ayrı seriler halinde gerçekleştirilebilir. Belirli bir coğrafi bölgeyi ve yoğunluk ölçüsünü temsil eden rüzgar hızlarını seçmek amacıyla koşullu spektrum veya diğer yaklaşımlar kullanıldığı zaman genellikle çoklu şerit analizi (multpile stripe analysis) uygulanmaktadır. Çünkü rüzgar hızlarının hedeflenen özellikleri her yoğunluk ölçüsü ve rüzgar hızı seviyesi için değişmektedir. Bu yaklaşım sayesinde, yapıyı çökertme ihtimali %100 olan rüzgar hızları için analiz yapılmasına gerek duyulmamaktadır. Her yoğunluk ölçüsü seviyesinde kullanılan rüzgar hızının farklılık göstermesinden dolayı, yoğunluk ölçüsünün artması ile birlikte yapının çökme ihtimalinin de artacağının bilinmesine rağmen analizi yapan kişi yoğunluk ölçüsünün artması ile birlikte yapının çökme ihtimalinin yüzde olarak artışının tam anlamıyla gözlemleyemeyebilir (Baker, 2014).

Bu tür verilerin söz konusu olduğu durumlarda momentler yöntemi kullanılamaz. Çünkü, mevcut rüzgar hızları için elimizde çökme durumuna ait başlangıç IM_i değeri bulunmamaktadır. Bunun yerine yapısal analiz sonuçları, çökmeye yol açan her yoğunluk ölçüsü düzeyindeki rüzgar hızlarının yüzde olarak değerlerini vermektedir. Bu tür veriler için uygun olan uydurma tekniği, birçok araştırmacı tarafından kullanılan maksimum olabilirlik yöntemidir (Baker, 2014).

Bu yöntemi kısaca anlatacak olursak, yapısal analizler her $IM = x_j$ yoğunluk ölçüsü düzeyi için toplam rüzgar hızı sayısı içerisinden çökme sayısı üretmektedir. Her bir rüzgar hızına ait çökme veya çökmeme durumunun diğer rüzgar hızlarından elde edilen gözlemlerden bağımsız olduğu varsayımı ile, $IM = x_j$ düzeyinde yapılan n_j adet gözlem içerisinden z_j adet çökmenin meydana gelme ihtimali binom dağılımı ile gösterilmiştir (Denklem 3.42.).

$$P(n_j \text{ adet rüzgar hızı içerisinden } z_j \text{ adet çökme}) = \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1-p_j)^{n_j - z_j} \qquad (3.42.)$$

Bu denklemde yer alan p_j değeri $IM = x_j$ yoğunluk ölçüsünde yapının çökme ihtimalini göstermektedir. Burada amaç, p_j yi öngörmemizi sağlayan kırılganlık fonksiyonunu tanımlamaktır. Maksimum olabilirlik yaklaşımı, yapısal analizlerden elde edilen çökme verilerinin meydana gelme ihtimalinin maksimumunu veren kırılganlık fonksiyonunu tanımlama yöntemidir (Baker, 2014). Analiz verisi birden fazla yoğunluk ölçüsü düzeyinde elde edilmiş ise, bütün veri dizisinin olabilirliğini elde edebilmek için her yoğunluk ölçüsü düzeyindeki binom ihtimallerinin çarpımı alınmalıdır (Denklem 3.43.).

$$\text{Olabilirlik} = \prod_{j=1}^{m} \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1-p_j)^{n_j - z_j} \qquad (3.43.)$$

Bu denklemde yer alan m değeri yoğunluk ölçüsü seviyelerinin sayısını, Π ifadesi ise bütün seviyelerin çarpımını göstermektedir. Denklem 3.43.'te yer alan p_j değerinin yerine Denklem 3.41. konulduğunda Denklem 3.44. elde edilmektedir.

$$\text{Olabilirlik} = \prod_{j=1}^{m} \binom{n_j}{z_j} \Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)^{z_j} \left(1-\Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)\right)^{n_j - z_j} \quad (3.44.)$$

Kırılganlık fonksiyonu parametrelerinin hesaplanabilmesi için yukarıda yer alan olabilirlik fonksiyonunun maksimize edilmesi gerekmektedir. Bu işlem olabilirlik fonksiyonunun logaritmasının maksimize edilmesine eşdeğerdir (Denklem 3.45.). Böylece $\hat{\theta}$ ve $\hat{\beta}$ parametrelerini bulmak daha da kolaylaşacaktır.

$$\left\{\hat{\theta},\hat{\beta}\right\} = \arg\max_{\theta,\beta} \sum_{j=1}^{m} \left\{ \ln\binom{n_j}{z_j} + z_j \ln\Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right) + (n_j - z_j)\ln\left(1-\ln\Phi\left(\frac{\ln(x_j/\theta)}{\beta}\right)\right)\right\} \quad (3.45.)$$

Denklem 3.45.'e bakarak bir takım çıkarımlar yapılabilir. İlk olarak, Denklem 3.45.'te kırılganlık fonksiyonu için lognormal kümülatif dağılım kullanılmıştır, fakat uydurma yaklaşımını değiştirmeden başka fonksiyonlar da kullanılabilir. Yapılabilecek ikici çıkarım ise, bu denklemde gözlemlerin birbirinden bağımsız olduğu varsayılmıştır, bundan dolayı toplam olabilirlik her yoğunluk ölçüsü düzeyine ait olabilirliğin çarpımı olarak bulunmuştur.

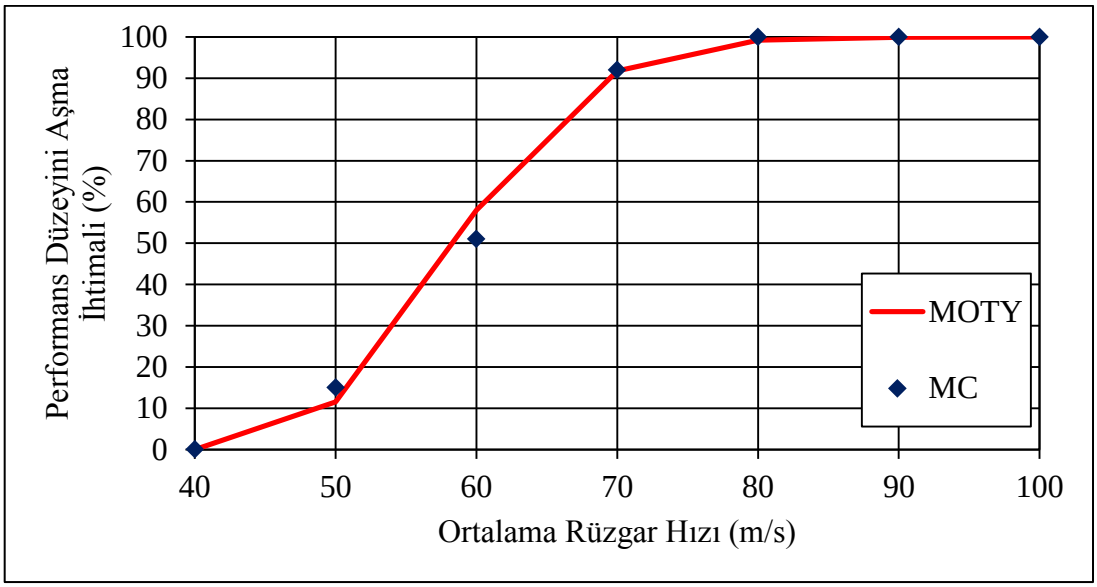
Moment dayanımlı çerçeveler ile çapraz elemanlı çerçevelere ait üç farklı performans düzeyi (HK, CG, GÖ) için Monte Carlo verilerine bağlı olarak kırılganlık eğrileri bilgisayar ortamında uydurulmuştur. Fakat, bilgisayar ortamında uydurulan eğriler el ile kontrol edilmemiştir. Bunun nedeni ise yapısal analiz sonuçlarından elde edilen verilerin gürültülü olmasıdır. Gürültü, asıl değerlerin değişim göstermesine denilmektedir. Yani, uydurulan eğrinin dışında dağılım gösteren veriler gürültülüdür. Verilerin gürültülü olma nedenleri ise, hatalı veri toplama gereçleri, insan, yazılım ve donanım problemleri, veri iletimi sırasındaki problemlerdir (Gündüz Öğüdücü, 2008). Veriler gürültülü olduğu için elle yapılan hesap ile bilgisayar ortamında yapılan hesap uyuşmamaktadır.

Moment dayanımlı çerçeveler için, değişen rüzgar hızlarına bağlı olarak Monte Carlo (MC) yöntemi ve maksimum olabilirlik tahmin yöntemine (MOTY) göre HK performans düzeyinin aşılma ihtimali Çizelge 3.51. ve Şekil 3.94.'te gösterilmiştir. Bu çizelge ve şekle bakıldığında, 40 m/s ortalama rüzgar hızı için hiçbir çerçevenin HK

performans düzeyini aşmadığı görülmektedir. Ayrıca, Monte Carlo yöntemi ile hesap yapıldığında 80 m/s ortalama rüzgar hızı için, maksimum olabilirlik tahmin yöntemine göre hesap yapıldığında ise 100 m/s ortalama rüzgar hızı bütün çerçevelerin HK performans düzeyini aştığı görülmektedir.

Çizelge 3.51. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK performans düzeyini aşma ihtimaline ait veriler

Rüzgar Hızı (m/s)	Analiz Sayısı (nj)	Performans Düzeyini Aşan Çerçeve Sayısı (zj)	Performans Düzeyini Aşma Olasılığı (pj)	MOTY'ne Göre Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)	MC Yöntemine Göre Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)
40	100	0	0,00	0,00	0,00
50	100	15	0,12	11,51	15,00
60	100	51	0,58	58,03	51,00
70	100	92	0,92	91,75	92,00
80	100	100	0,99	99,21	100,00
90	100	100	1,00	99,96	100,00
100	100	100	1,00	100,00	100,00



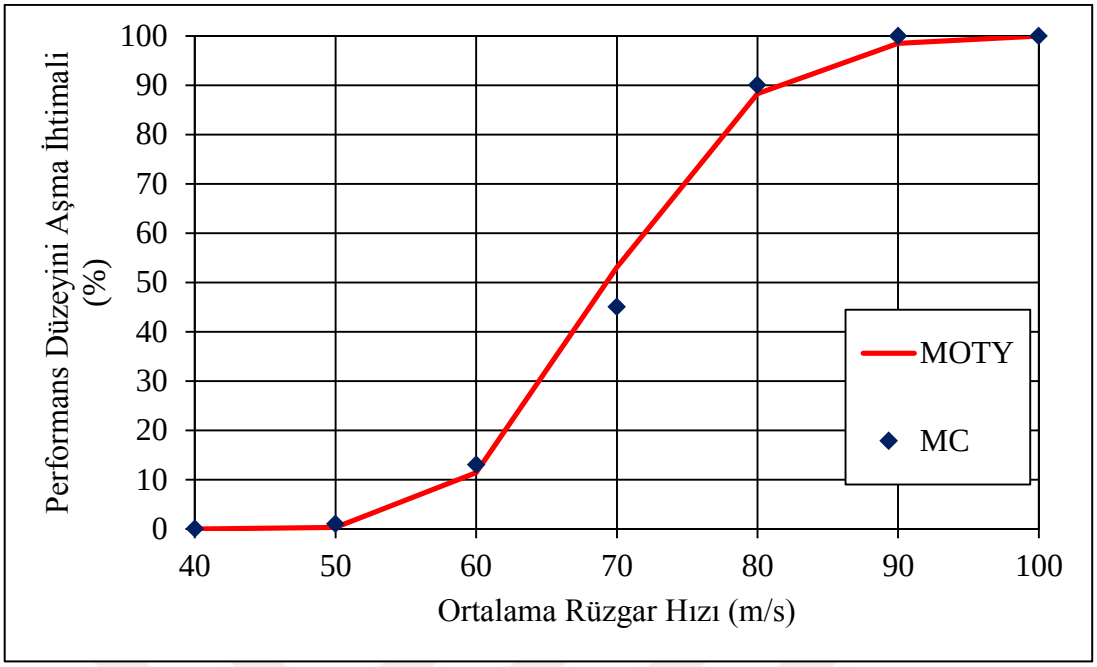
Şekil 3.94. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK performans düzeyini aşma ihtimaline ait grafik

Moment dayanımlı çerçeveler için, değişen rüzgar hızlarına bağlı olarak Monte Carlo (MC) yöntemi ve maksimum olabilirlik tahmin yöntemine (MOTY) göre CG performans düzeyinin aşılma ihtimali Çizelge 3.52. ve Şekil 3.95.'te gösterilmiştir.

Çizelge 3.52. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak CG performans düzeyini aşma ihtimaline ait veriler

Rüzgar Hızı (m/s)	Analiz Sayısı (nj)	Performans Düzeyini Aşan Çerçeve Sayısı (zj)	Performans Düzeyini Aşma Olasılığı (pj)	MOTY'ne Göre Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)	MC Yöntemine Göre Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)
40	100	0	0,00	0,00	0,00
50	100	1	0,00	0,32	1,00
60	100	13	0,11	11,37	13,00
70	100	45	0,53	53,10	45,00
80	100	90	0,88	88,31	90,00
90	100	100	0,99	98,51	100,00
100	100	100	1,00	100,00	100,00

Çizelge 3.52. ve Şekil 3.95.'e bakıldığında, 40 m/s ortalama rüzgar hızı için hiçbir çerçevenin CG performans düzeyini aşmadığı görülmektedir. Ayrıca, Monte Carlo yöntemi ile hesap yapıldığında 90 m/s ortalama rüzgar hızı için, maksimum olabilirlik tahmin yöntemine göre hesap yapıldığında ise 100 m/s ortalama rüzgar hızı bütün çerçevelerin CG performans düzeyini aştığı görülmektedir. Şekil 3.95.'te yer alan kırmızı çizgi maksimum olabilirlik tahmin yöntemine göre yapılan hesaplamalar ile elde edilen sonuçları, mavi işaretçiler ise Monte Carlo yöntemine göre yapılan hesaplamalar ile elde edilen sonuçları göstermektedir.



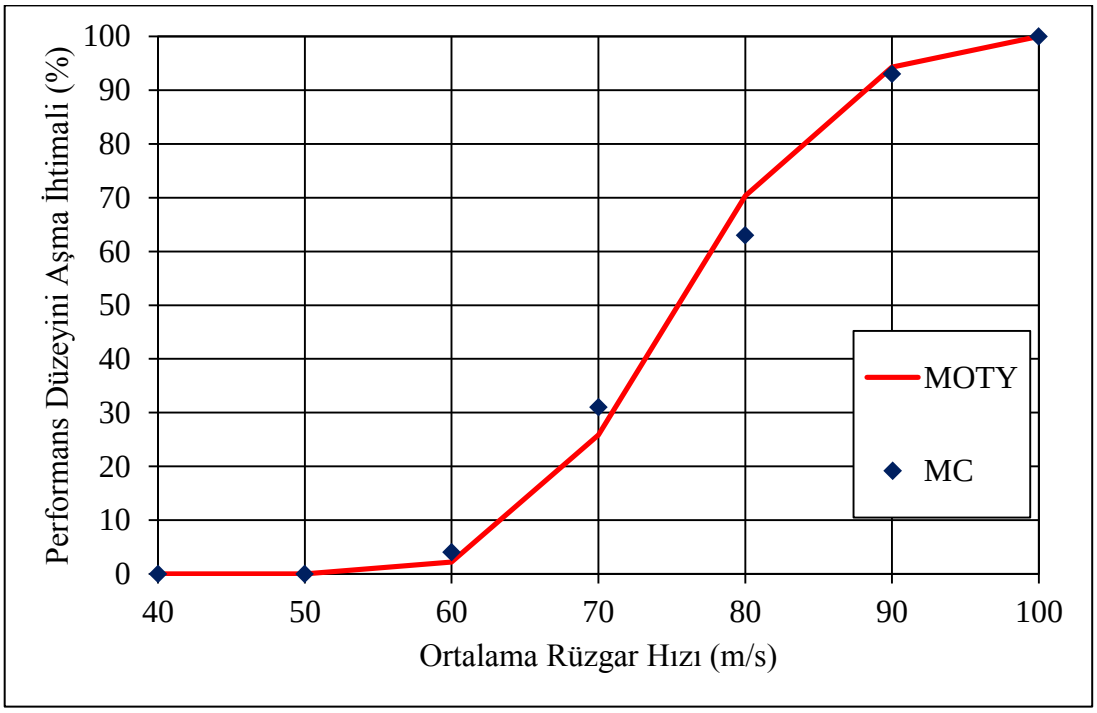
Şekil 3.95. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak CG performans düzeyini aşma ihtimaline ait grafik

Moment dayanımlı çerçeveler için, değişen rüzgar hızlarına bağlı olarak Monte Carlo (MC) yöntemi ve maksimum olabilirlik tahmin yöntemine (MOTY) göre GÖ performans düzeyinin aşılma ihtimali Çizelge 3.53. ve Şekil 3.96.'da gösterilmiştir.

Çizelge 3.53. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak GÖ performans düzeyini aşma ihtimaline ait veriler

Rüzgar Hızı (m/s)	Analiz Sayısı (nj)	Performans Düzeyini Aşan Çerçeve Sayısı (zj)	Performans Düzeyini Aşma Olasılığı (pj)	MOTY'ne Göre Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)	MC Yöntemine Göre Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)
40	100	0	0,00	0,00	0,00
50	100	0	0,00	0,01	0,00
60	100	4	0,02	2,20	4,00
70	100	31	0,26	25,86	31,00
80	100	63	0,70	70,37	63,00
90	100	93	0,94	94,28	93,00
100	100	100	1,00	100,00	100,00

Çizelge 3.53. ve Şekil 3.96.'ya bakıldığında, 40 m/s ortalama rüzgar hızı için hiçbir çerçevenin GÖ performans düzeyini aşmadığı, 100 m/s ortalama rüzgar hızı için ise bütün çerçevelerin GÖ performans düzeyini aştığı görülmektedir. Şekil 3.96.'da yer alan kırmızı çizgi maksimum olabilirlik tahmin yöntemine göre yapılan hesaplamalar ile elde edilen sonuçları, mavi işaretçiler ise Monte Carlo yöntemine göre yapılan hesaplamalar ile elde edilen sonuçları göstermektedir.

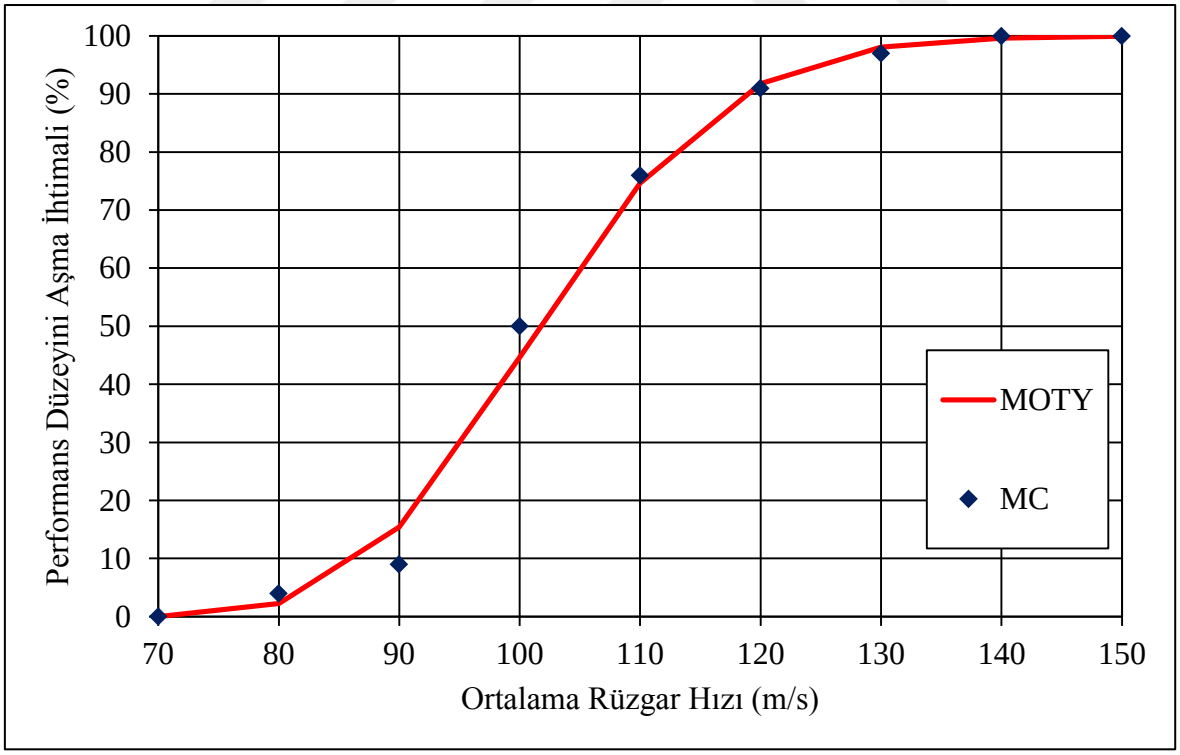


Şekil 3.96. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak GÖ performans düzeyini aşma ihtimaline ait grafik

Çapraz elemanlara sahip çerçeveler için, değişen rüzgar hızlarına bağlı olarak Monte Carlo (MC) yöntemi ve maksimum olabilirlik tahmin yöntemine (MOTY) göre HK performans düzeyinin aşılma ihtimali Çizelge 3.54. ve Şekil 3.97.'de gösterilmiştir. Bu çizelge ve şekle bakıldığında, 70 m/s ortalama rüzgar hızı için hiçbir çerçevenin HK performans düzeyini aşmadığı görülmektedir. Ayrıca, Monte Carlo yöntemi ile hesap yapıldığında 140 m/s ortalama rüzgar hızı için, maksimum olabilirlik tahmin yöntemine göre hesap yapıldığında ise 150 m/s ortalama rüzgar hızı bütün çerçevelerin HK performans düzeyini aştığı görülmektedir.

Çizelge 3.54. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK performans düzeyini aşma ihtimaline ait veriler

Rüzgar Hızı (m/s)	Analiz Sayısı (nj)	Performans Düzeyini Aşan Çerçeve Sayısı (zj)	Performans Düzeyini Aşma Olasılığı (pj)	MOTY'ne Göre Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)	MC Yöntemine Göre Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)
70	100	0	0,00	0,00	0,00
80	100	4	0,02	2,25	4,00
90	100	9	0,15	15,43	9,00
100	100	50	0,45	44,62	50,00
110	100	76	0,75	74,65	76,00
120	100	91	0,92	91,81	91,00
130	100	97	0,98	98,05	97,00
140	100	100	1,00	99,64	100,00
150	100	100	1,00	100,00	100,00



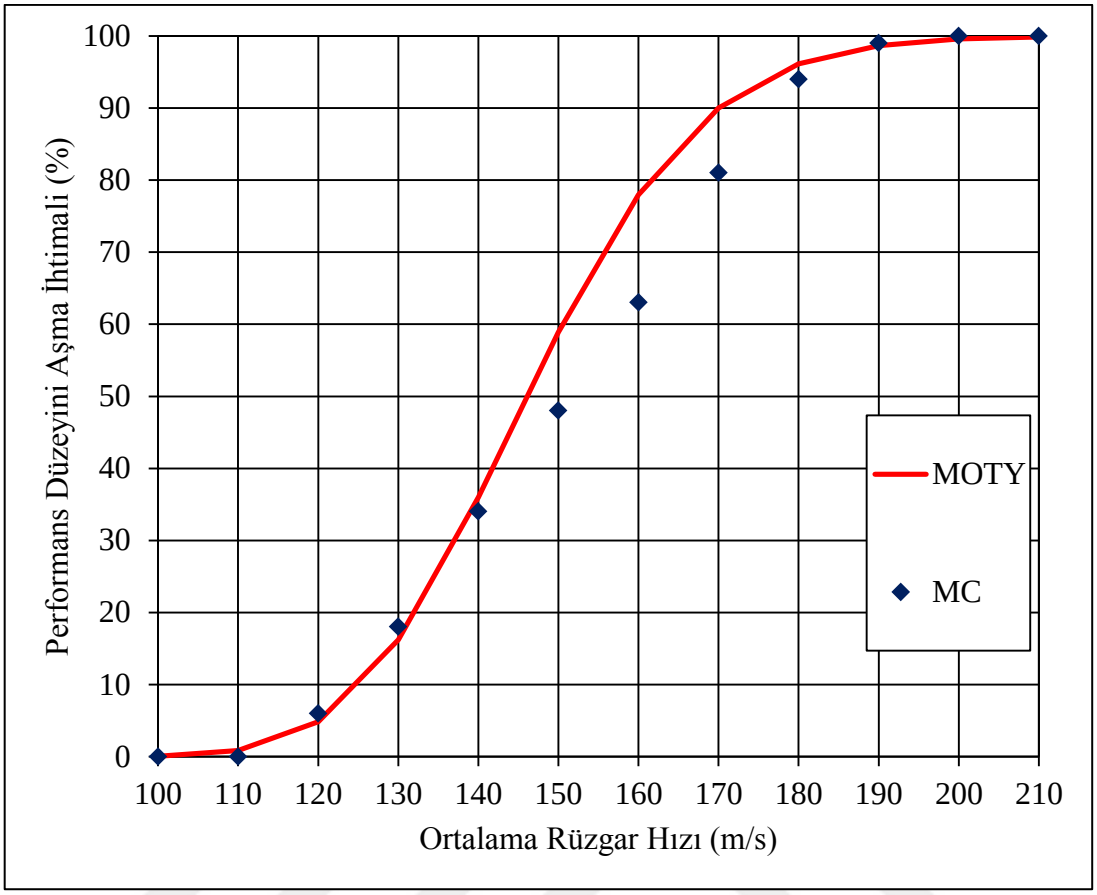
Şekil 3.97. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK performans düzeyini aşma ihtimaline ait grafik

Çapraz elemanlara sahip çerçeveler için, değişen rüzgar hızlarına bağlı olarak Monte Carlo (MC) yöntemi ve maksimum olabilirlik tahmin yöntemine (MOTY) göre CG performans düzeyinin aşılma ihtimali Çizelge 3.55. ve Şekil 3.98.'de gösterilmiştir.

Çizelge 3.55. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak CG performans düzeyini aşma ihtimaline ait veriler

Rüzgar Hızı (m/s)	Analiz Sayısı (nj)	Performans Düzeyini Aşan Çerçeve Sayısı (zj)	Performans Düzeyini Aşma Olasılığı (pj)	MOTY'ne Göre Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)	MC Yöntemine Göre Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)
100	100	0	0,00	0,00	0,00
110	100	0	0,01	0,83	0,00
120	100	6	0,05	4,83	6,00
130	100	18	0,16	16,23	18,00
140	100	34	0,36	36,00	34,00
150	100	48	0,59	58,89	48,00
160	100	63	0,78	77,95	63,00
170	100	81	0,90	90,02	81,00
180	100	94	0,96	96,13	94,00
190	100	99	0,99	98,69	99,00
200	100	100	1,00	99,61	100,00
210	100	100	1,00	100,00	100,00

Çizelge 3.55. ve Şekil 6.16.'ya bakıldığında, 110 m/s ortalama rüzgar hızı için hiçbir çerçevenin CG performans düzeyini aşmadığı görülmektedir. Ayrıca, Monte Carlo yöntemi ile hesap yapıldığında 200 m/s ortalama rüzgar hızı için, maksimum olabilirlik tahmin yöntemine göre hesap yapıldığında ise 210 m/s ortalama rüzgar hızı bütün çerçevelerin CG performans düzeyini aştığı görülmektedir. Şekil 6.16.'da yer alan kırmızı çizgi maksimum olabilirlik tahmin yöntemine göre yapılan hesaplamalar ile elde edilen sonuçları, mavi işaretçiler ise Monte Carlo yöntemine göre yapılan hesaplamalar ile elde edilen sonuçları göstermektedir.

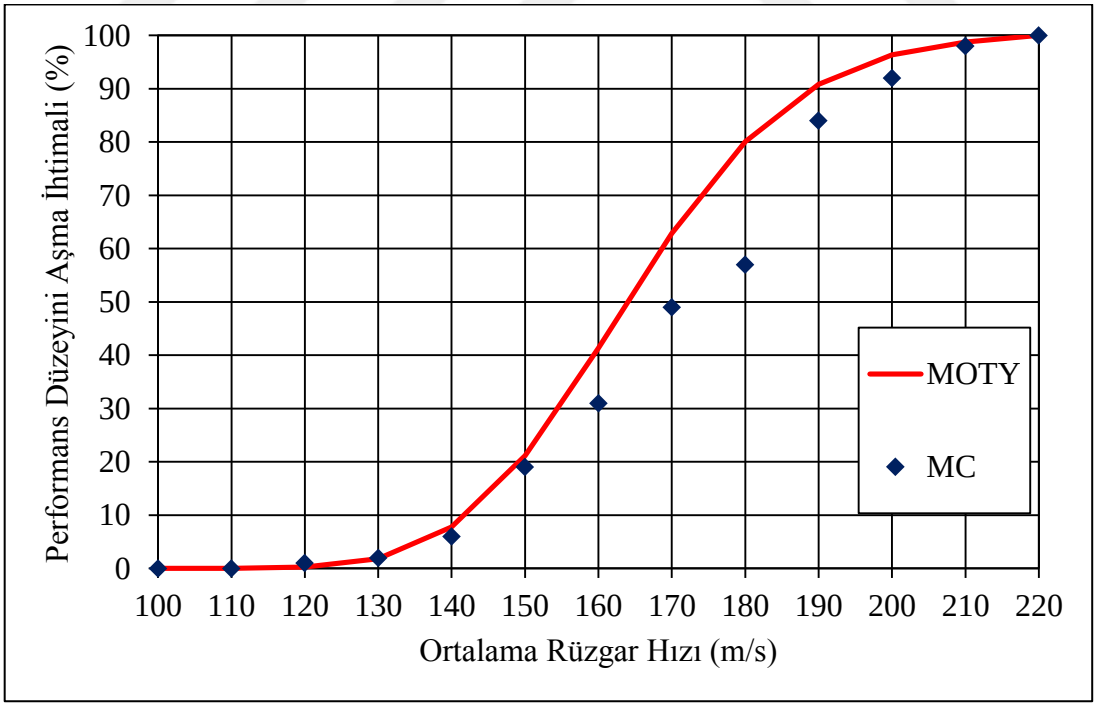


Şekil 3.98. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak CG performans düzeyini aşma ihtimaline ait grafik

Çapraz elemanlara sahip çerçeveler için, değişen rüzgar hızlarına bağlı olarak Monte Carlo (MC) yöntemi ve maksimum olabilirlik tahmin yöntemine (MOTY) göre GÖ performans düzeyinin aşılma ihtimali Çizelge 3.56. ve Şekil 3.99.'da gösterilmiştir. Bu çizelge ve şekle bakıldığında, 100 m/s ortalama rüzgar hızı için hiçbir çerçevenin GÖ performans düzeyini aşmadığı görülmektedir. Ayrıca, Monte Carlo ve maksimum olabilirlik tahmin yöntemlerine göre hesap yapıldığında 220 m/s ortalama rüzgar hızı bütün çerçevelerin CG performans düzeyini aştığı görülmektedir. Şekil 3.99.'da yer alan kırmızı çizgi maksimum olabilirlik tahmin yöntemine göre yapılan hesaplamalar ile elde edilen sonuçları, mavi işaretçiler ise Monte Carlo yöntemine göre yapılan hesaplamalar ile elde edilen sonuçları göstermektedir.

Çizelge 3.56. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak GÖ performans düzeyini aşma ihtimaline ait veriler

Rüzgar Hızı (m/s)	Analiz Sayısı (nj)	Performans Düzeyini Aşan Çerçeve Sayısı (zj)	Performans Düzeyini Aşma Olasılığı (pj)	MOTY'ne Göre Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)	MC Yöntemine Göre Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)
100	100	0	0,00	0,00	0,00
110	100	0	0,00	0,02	0,00
120	100	1	0,00	0,25	1,00
130	100	2	0,02	1,83	2,00
140	100	6	0,08	7,75	6,00
150	100	19	0,21	21,18	19,00
160	100	31	0,41	41,35	31,00
170	100	49	0,63	62,85	49,00
180	100	57	0,80	80,04	57,00
190	100	84	0,91	90,83	84,00
200	100	92	0,96	96,35	92,00
210	100	98	0,99	98,72	98,00
220	100	100	1,00	100,00	100,00

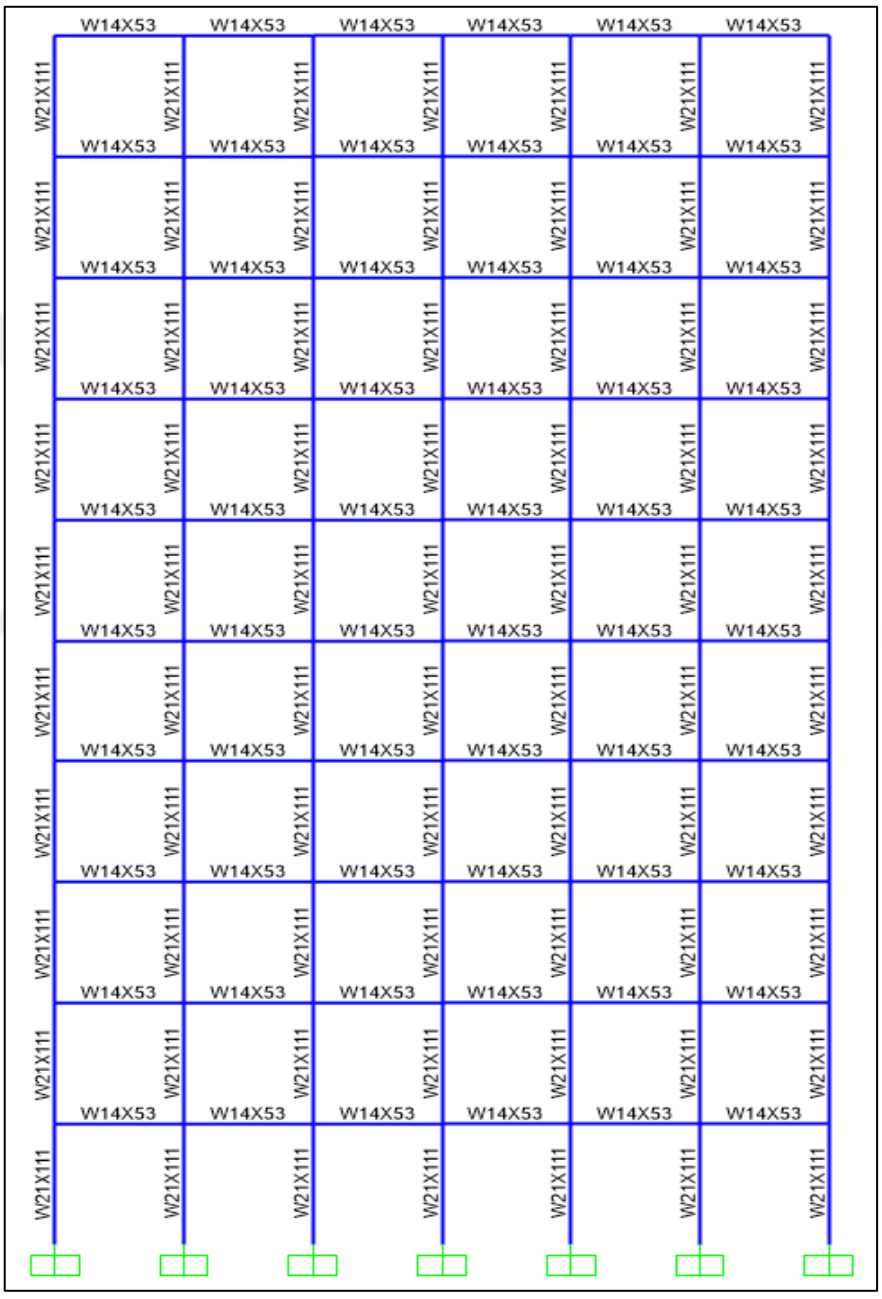


Şekil 3.99. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak GÖ performans düzeyini aşma ihtimaline ait grafik

3.5. Metraj Hesabı

3.5.1. Moment dayanımlı çerçevelere ait metraj hesabı

Moment dayanımlı çerçevelere ait elemanlar Şekil 3.100.'de gösterilmiştir.



Şekil 3.100. Moment dayanımlı çerçeveye ait elemanlar

Moment dayanımlı çerçevelerde kullanılan malzeme ASTM A992 çeliğiydi. Bu çeliğin birim hacim ağırlığı 7849,0476 kg/m^3 tür. Kirişlerde kullanılan W14*53 profiline ait kesit alanı AISC LRFD yönetmeliğinden 15,6 in^2 = 0,010064 m^2 olarak alınmıştır. Kolonlarda kullanılan W21*111 profiline ait kesit alanı AISC LRFD yönetmeliğinden 32,7 in^2 = 0,021097 m^2 olarak alınmıştır. Kolon uzunlukları 5,5 m, kiriş uzunlukları da 5 m dir. Çizelge 3.57.'de moment dayanımlı çerçevelere ait metraj hesabı gösterilmiştir.

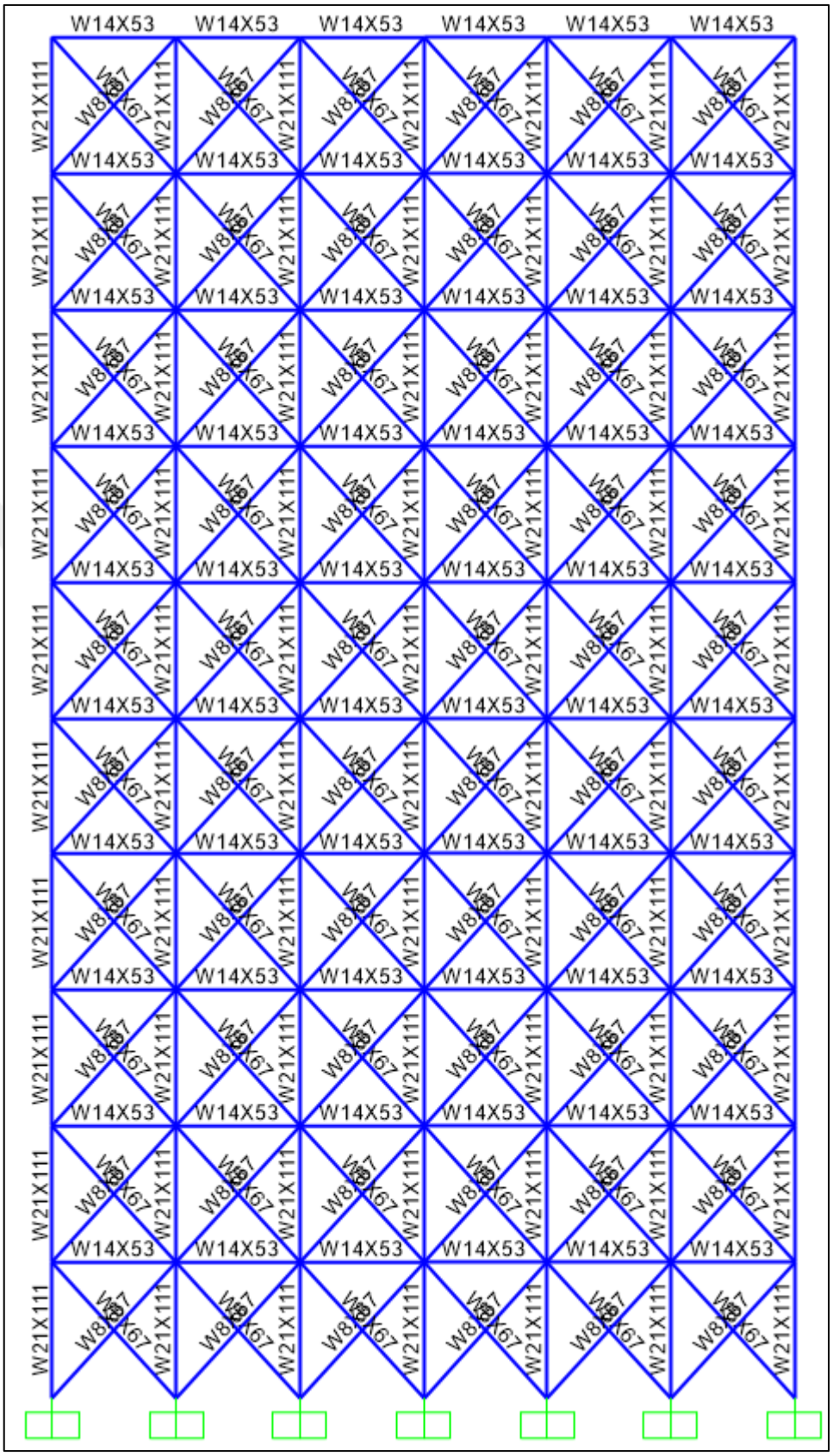
Çizelge 3.57. Moment dayanımlı çerçevelere ait metraj hesabı

Profil Tipi	Kullanılan Profil Sayısı (Adet)	Kesit Alanı (m^2)	Toplam Uzunluğu (m)	Birim Hacim Ağırlığı (kg/m^3)	Toplam Ağırlığı (kg)
W14*53	60	0,010064	60*5=300	7849,0476	0,010064*300*7849,0476 = 23698
W21*111	70	0,021097	70*5,5=385	7849,0476	0,021097*385*7849,0476 = 63753

Çizelge 3.57.'ye göre, moment dayanımlı çerçevelerin toplam ağırlığı 23698 + 63753 = 87451 kg olarak bulunmuştur.

3.5.2. Çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait metraj hesabı

Çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait elemanlar Şekil 3.101.'de gösterilmiştir. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerde kullanılan malzeme ASTM A992 çeliğiydi. Bu çeliğin birim hacim ağırlığı 7849,0476 kg/m^3 tür. Kirişlerde kullanılan W14*53 profiline ait kesit alanı AISC LRFD yönetmeliğinden 15,6 in^2 = 0,010064 m^2 olarak alınmıştır. Kolonlarda kullanılan W21*111 profiline ait kesit alanı AISC LRFD yönetmeliğinden 32,7 in^2 = 0,021097 m^2 olarak alınmıştır. Çapraz eleman olarak kullanılan W8*67 profiline ait kesit alanı da AISC LRFD yönetmeliğinden 19,7 in^2 = 0,01271 m^2 olarak alınmıştır.



Şekil 3.101. Çapraz elemanlara sahip çerçeveye ait elemanlar

Kolonların uzunluğu 5,5 m, kirişlerin uzunluğu 5 m, diyagonal elemanların uzunluğu ise $\sqrt{5^2+5,5^2}$ = 7,433 m dir. Çizelge 3.58.'de moment dayanımlı çerçevelere ait metraj hesabı gösterilmiştir.

.

Çizelge 3.58. Çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait metraj hesabı

Profil Tipi	Kullanılan Profil Sayısı (Adet)	Kesit Alanı (m^2)	Toplam Uzunluğu (m)	Birim Hacim Ağırlığı (kg/m^3)	Toplam Ağırlığı (kg)
W14*53	60	0,010064	60*5=300	7849,0476	0,010064*300*7849,0476 = 23698
W21*111	70	0,021097	70*5,5=385	7849,0476	0,021097*385*7849,0476 = 63753
W8*67	120	0,01271	120*7,433 = 892	7849,0476	0,01271*892*7849,0476 = 88988

Çizelge 3.58.'e göre, çapraz elemanlara sahip çerçevelerin toplam ağırlığı 23698 + 63753 + 88988 = 176439 kg olarak bulunmuştur.

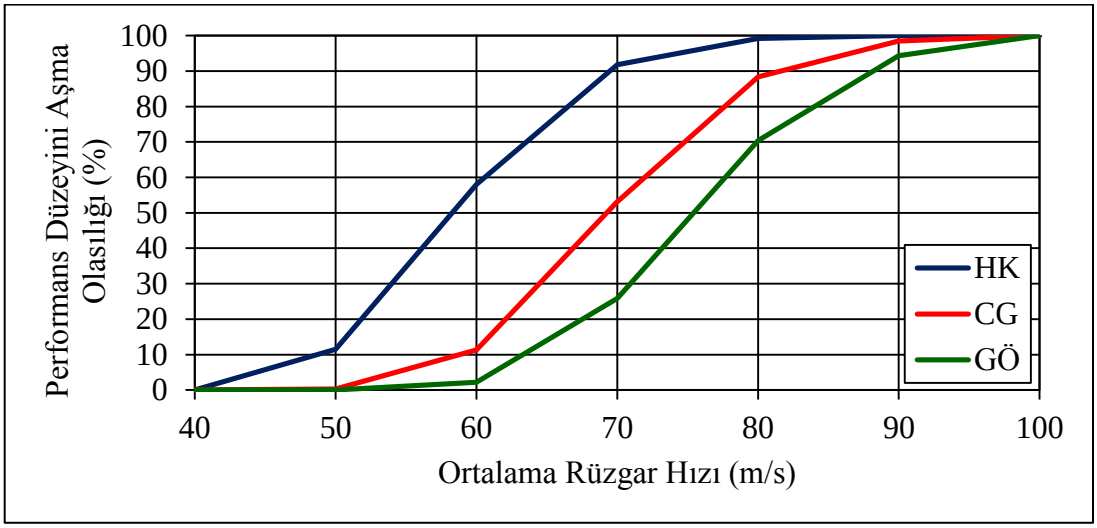
4. BULGULAR VE TARTIŞMA

4.1. Moment Dayanımlı Çerçevelere Ait Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Moment dayanımlı çerçevelere ait analiz sonuçlarının değerlendirilmesi Çizelge 4.1. ve Şekil 4.1.'de verilmiştir.

Çizelge 4.1. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimaline ait veriler

Rüzgar Hızı (m/s)	Analiz Sayısı	HK Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)	CG Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)	GÖ Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)
40	100	0,00	0,00	0,00
50	100	11,51	0,32	0,01
60	100	58,03	11,37	2,20
70	100	91,75	53,10	25,86
80	100	99,21	88,31	70,37
90	100	99,96	98,51	94,28
100	100	100,00	100,00	100,00



Şekil 4.1. Moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimaline ait grafik

Çizelge 4.1.'in ilk sütünü ortalama rüzgar hızlarını, ikinci sütunu yapılan analiz sayısını, üçüncü sütunu moment dayanımlı çerçevelerin hemen kullanım performans düzeyini aşma ihtimalini, dördüncü sütunu moment dayanımlı çerçevelerin can güvenliği performans düzeyini aşma ihtimalini, beşinci sütunu is moment dayanımlı çerçevelerin göçme öncesi performans düzeyini aşma ihtimalini göstermektedir. Şekil 4.1.'de bulunan grafiğin yatay ekseninde ortalama rüzgar hızları, düşey eksende moment dayanımlı çerçevelerin HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimalleri yer almaktadır.

Çizelge 4.1. ve Şekil 4.1. incelendiğinde, 40 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK, CG ve GÖ performans düzeylerine ulaşma ihtimalinin %0,00 olduğu, 50 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %11,51, CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %0,32, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %0,01 olduğu, 60 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %58,03, CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %11,37, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %2,20 olduğu, 70 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %97,75, CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %53,10, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %25,86 olduğu, 80 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %99,21, CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %88,31, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %70,37 olduğu, 90 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %99,96, CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %98,51, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %94,28 olduğu, 100 m/s ortalama rüzgar hızı için ise çerçevelerin HK, CG ve GÖ performans düzeylerine ulaşma ihtimalinin %100,00 olduğu görülmektedir.

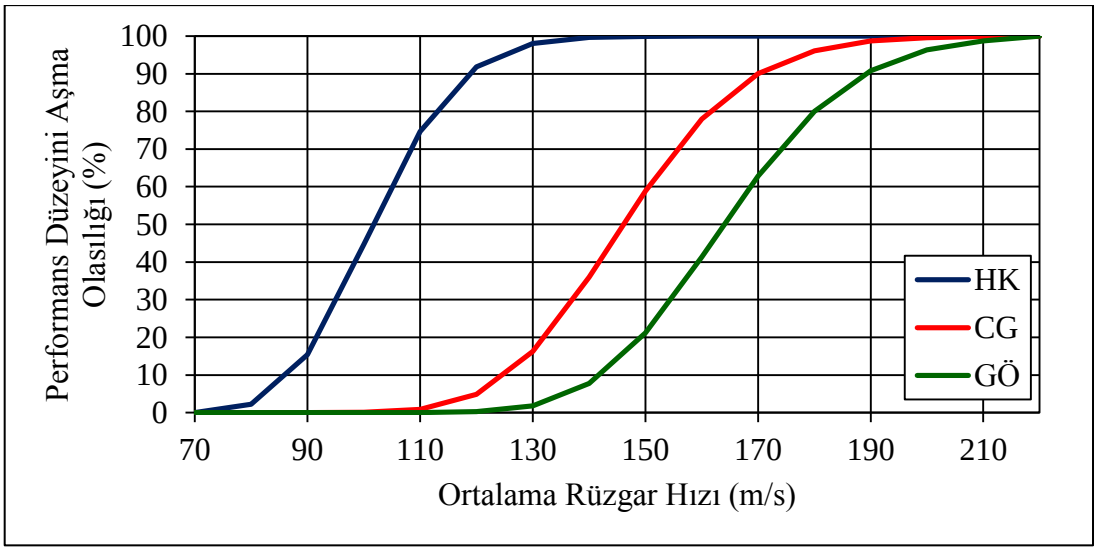
4.2. Çapraz Elemanlara Sahip Çerçevelere Ait Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait analiz sonuçlarının değerlendirilmesi Çizelge 4.2. ve Şekil 4.2.'de verilmiştir. Çizelge 4.2.'nin ilk sütünü ortalama rüzgar hızlarını, ikinci sütunu yapılan analiz sayısını, üçüncü sütunu moment dayanımlı çerçevelerin hemen kullanım performans düzeyini aşma ihtimalini, dördüncü sütunu moment dayanımlı çerçevelerin can güvenliği performans düzeyini aşma ihtimalini, beşinci

sütunu is moment dayanımlı çerçevelerin göçme öncesi performans düzeyini aşma ihtimalini göstermektedir.

Çizelge 4.2. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimaline ait veriler

Rüzgar Hızı (m/s)	Analiz Sayısı	HK Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)	CG Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)	GÖ Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)
70	100	0,00	0,00	0,00
80	100	2,25	0,00	0,00
90	100	15,43	0,00	0,00
100	100	44,62	0,00	0,00
110	100	74,65	0,83	0,02
120	100	91,81	4,83	0,25
130	100	98,05	16,23	1,83
140	100	99,64	36,00	7,75
150	100	100,00	58,89	21,18
160	100	100,00	77,95	41,35
170	100	100,00	90,02	62,85
180	100	100,00	96,13	80,04
190	100	100,00	98,69	90,83
200	100	100,00	99,61	96,35
210	100	100,00	100,00	98,72
220	100	100,00	100,00	100,00



Şekil 4.2. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimaline ait grafik

Şekil 4.2.'de bulunan grafiğin yatay ekseninde ortalama rüzgar hızları, düşey eksende moment dayanımlı çerçevelerin HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimalleri yer almaktadır.

Çizelge 4.2. ve Şekil 4.2. incelendiğinde, 70 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK, CG ve GÖ performans düzeylerine ulaşma ihtimalinin %0,00 olduğu, 80 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %2,25, CG ve GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %0,00 olduğu, 90 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %15,43, CG ve GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %0,00 olduğu, 100 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %44,62, CG ve GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %0,00 olduğu, 110 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %74,65, CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %0,83, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %0,02 olduğu, 120 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %91,81, CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %4,83, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %0,25 olduğu, 130 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %98,05, CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %16,23, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %1,83 olduğu, 140 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %99,64, CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %36,00, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %7,75 olduğu, 150 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin HK performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %100,00, CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %58,89, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %21,18 olduğu, 160 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %77,95, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %41,35 olduğu, 170 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %90,02, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %62,85 olduğu, 180 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %96,13, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %80,04 olduğu, 190 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %98,69, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %90,83 olduğu, 200 m/s ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %99,61, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %96,35 olduğu, 210 m/s

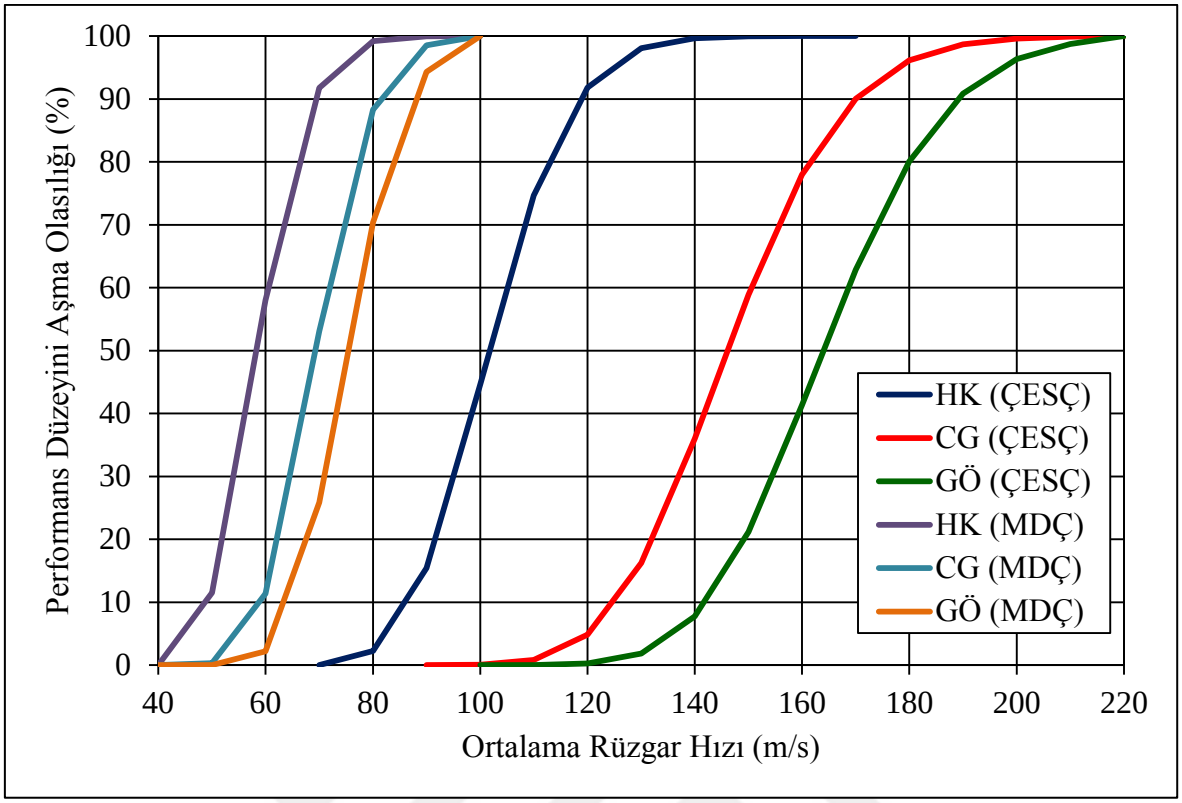
ortalama rüzgar hızı için çerçevelerin CG performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %100,00, GÖ performans düzeyine ulaşma ihtimalinin %98,72 olduğu, 220 m/s ortalama rüzgar hızı için ise çerçevelerin HK, CG ve GÖ performans düzeylerine ulaşma ihtimalinin %100,00 olduğu görülmektedir.

4.3. Her İki Çerçeve Tipine Ait Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Her iki çerçeve tipine ait analiz sonuçlarının değerlendirilmesi Çizelge 4.3. ve Şekil 4.3.'te gösterilmiştir. Bu çizelge ve şekilde yer alan çesç ifadesi çapraz elemanlara sahip çerçeveyi, mdç ifadesi ise moment dayanımlı çerçeveyi simgelemektedir.

Çizelge 4.3. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin ve moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimaline ait veriler

Rüzgar Hızı (m/s)	HK Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)		CG Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)		GÖ Performans Düzeyini Aşma İhtimali (%)	
	ÇESÇ	MDÇ	ÇESÇ	MDÇ	ÇESÇ	MDÇ
40	----	0,00	----	0,00	----	0,00
50	----	11,51	----	0,32	----	0,01
60	----	58,03	----	11,37	----	2,20
70	0,00	91,75	0,00	53,10	0,00	25,86
80	2,25	99,21	0,00	88,31	0,00	70,37
90	15,43	99,96	0,00	98,51	0,00	94,28
100	44,62	100,00	0,00	100,00	0,00	100,00
110	74,65	----	0,83	----	0,02	----
120	91,81	----	4,83	----	0,25	----
130	98,05	----	16,23	----	1,83	----
140	99,64	----	36,00	----	7,75	----
150	100,00	----	58,89	----	21,18	----
160	100,00	----	77,95	----	41,35	----
170	100,00	----	90,02	----	62,85	----
180	100,00	----	96,13	----	80,04	----
190	100,00	----	98,69	----	90,83	----
200	100,00	----	99,61	----	96,35	----
210	100,00	----	100,00	----	98,72	----
220	100,00	----	100,00	----	100,00	----



Şekil 4.3. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerin ve moment dayanımlı çerçevelerin değişen rüzgar hızına bağlı olarak HK, CG ve GÖ performans düzeylerini aşma ihtimaline ait grafik

Çizelge 4.3. ve Şekil 4.3. incelendiğinde, moment dayanımlı çerçevelerin 50 m/s ortalama rüzgar hızında HK performans düzeyine ulaşmaya başladığı, çapraz elemanlara sahip çerçevelerin ise 80 m/s ortalama rüzgar hızında HK performans düzeyine ulaşmaya başladığı, 100 m/s ortalama rüzgar hızı için moment dayanımlı çerçevelerin tamamının HK performans düzeyine ulaştığı, 150 m/s ortalama rüzgar hızı için ise çapraz elemanlara sahip çerçevelerin tamamının HK performans düzeyine ulaştığı görülmektedir.

Yine Şekil 4.3. ve Çizelge 4.3.'ten, moment dayanımlı çerçevelerin 50 m/s ortalama rüzgar hızında CG performans düzeyine ulaşmaya başladığı, çapraz elemanlara sahip çerçevelerin ise 110 m/s ortalama rüzgar hızında CG performans düzeyine ulaşmaya başladığı, 100 m/s ortalama rüzgar hızı için moment dayanımlı çerçevelerin tamamının CG performans düzeyine ulaştığı, 210 m/s ortalama rüzgar hızı için ise çapraz elemanlara sahip çerçevelerin tamamının CG performans düzeyine ulaştığı görülmektedir.

Ayrıca, moment dayanımlı çerçevelerin 50 m/s ortalama rüzgar hızında GÖ performans düzeyine ulaşmaya başladığı, çapraz elemanlara sahip çerçevelerin ise 110 m/s ortalama rüzgar hızında GÖ performans düzeyine ulaşmaya başladığı, 100 m/s ortalama rüzgar hızı için moment dayanımlı çerçevelerin tamamının GÖ performans düzeyine ulaştığı, 220 m/s ortalama rüzgar hızı için ise çapraz elemanlara sahip çerçevelerin tamamının GÖ performans düzeyine ulaştığı görülmektedir (Çizelge 4.3. ve Şekil 4.3.).

Çizelge 4.4.'te ise moment dayanımlı çerçeveler ile çapraz elemanlara sahip çerçevelerin ağırlıkların değerlendirilmesi gösterilmiştir.

Çizelge 4.4. Çerçevelerin toplam ağırlığı

Çerçeve Tipi	Toplam Ağırlık (kg)
Moment Dayanımlı Çerçeve	87451
Çapraz Elemanlara Sahip Çerçeve	176439

Bun çizelgeden de anlaşılacağı gibi, moment dayanımlı çerçevelere ait toplam ağırlık 87451 kg iken, çapraz elemanlara sahip çerçevelere ait toplam ağırlık 176439 kg dır.

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Kasırgalar Amerika'nın doğu kıyılarında sık olarak rastlanan, çok sayıda can ve mal kaybına sebep olan doğa olaylarından birisidir. Kasırgalar birçok yapı için tehlike arz etmektedir. Özellikle yüksek binalar için bu tehlike üst safhaya ulaşmaktadır. Kasırga neticesinde birçok bina göçmektedir. Bu durum binlerce can kaybına neden olmaktadır. Bu kayıpları azaltmak için binaların performans tabanlı analizi büyük önem taşımaktadır. Yapılacak olan performans tabanlı analizler neticesinde geliştirilen kırılganlık eğrileri, yapıların değişen rüzgar hızları altında göçme ihtimali hakkında öngörüde bulunmamıza olanak sağlamaktadır.

Bu çalışmada, moment dayanımlı çerçevelerin ve çapraz elemanlara sahip çerçevelerin değişen rüzgar yükleri altındaki performansları incelenerek çapraz eleman kullanmanın ne kadar verimli olduğu araştırılmıştır. Yapılan araştırmalar neticesinde, çapraz eleman kullanmanın yapısal performans açısından büyük önem taşıdığı görülmüştür.

5.1. Sonuçlar

- Moment dayanımlı çerçevelerde 40 m/s lik ortalama rüzgar hızı için HK performans düzeyine ulaşılma ihtimali %0 iken 100 m/s lik ortalama rüzgar hızı için HK performans düzeyine ulaşılma ihtimal %100 dür. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerde 70 m/s lik ortalama rüzgar hızı için HK performans düzeyine ulaşılma ihtimali %0 iken 150 m/s lik ortalama rüzgar hızı için HK performans düzeyine ulaşılma ihtimal %100 dür. HK performans düzeyinde, yapıda akma gözlenmesine rağmen yapının kullanılmasında herhangi bir sakınca yoktur. Ayrıca yapı fırtına öncesindeki dayanım ve rijitliğini büyük ölçüde korumaktadır. Herhangi bir onarım-güçlendirmeye gerek yoktur (ASCE 41-13).

- Moment dayanımlı çerçevelerde 40 m/s lik ortalama rüzgar hızı için CG performans düzeyine ulaşılma ihtimali %0 iken 100 m/s lik ortalama rüzgar hızı

için CG performans düzeyine ulaşılma ihtimal %100 dür. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerde 100 m/s lik ortalama rüzgar hızı için CG performans düzeyine ulaşılma ihtimali %0 iken 210 m/s lik ortalama rüzgar hızı için CG performans düzeyine ulaşılma ihtimal %100 dür. CG performans düzeyinde, bazı yapı elemanlarının ağır hasar almasına rağmen yapıda kısmi veya tamamen göçmeye meydana gelmemektedir (ASCE 41-13).

- Moment dayanımlı çerçevelerde 40 m/s lik ortalama rüzgar hızı için GÖ performans düzeyine ulaşılma ihtimali %0 iken 100 m/s lik ortalama rüzgar hızı için GÖ performans düzeyine ulaşılma ihtimal %100 dür. Çapraz elemanlara sahip çerçevelerde 100 m/s lik ortalama rüzgar hızı için GÖ performans düzeyine ulaşılma ihtimali %0 iken 220 m/s lik ortalama rüzgar hızı için GÖ performans düzeyine ulaşılma ihtimal %100 dür. GÖ performans düzeyinde, yapı ağır hasar almasına rağmen bileşenler zati yükü taşıyabilmektedir. Fakat bu aşamada yapı çökmenin eşiğindedir (ASCE 41-13).

- Kullanılan iki çerçeve tipinin toplam ağırlığı kıyaslandığında, çapraz elemanlara sahip çerçevelerin moment dayanımlı çerçevelerden 2 kat daha ağır olduğu görülmektedir.

- Ayrıca, moment dayanımlı çerçevelerin akmaya başlaması ve daha sonra çökmesi 40-100 m/s lik rüzgar hızı aralığında gerçekleşirken, çapraz elemanlara sahip çerçevelerin akmaya başlaması ve daha sonra göçmesi 70-220 m/s lik rüzgar hızı aralığında gerçekleşmektedir. Kasırgaların değişken rüzgar hızı aralığına sahip olduğunu da göz önünde bulunduracak olursak, çapraz elemanlara sahip çerçevelerin moment dayanımlı çerçevelere kıyasla daha avantajlı olduğu söylenebilir.

5.2. Öneriler

- Üç boyutlu yapısal analizler yapılarak kırılganlık eğrilerinin elde edilmesi,

- Betonarme çerçeveler için de değişen rüzgar hızlarına bağlı olarak kırılganlık eğrilerinin üretilmesi,

- Diğer doğa olayları için (kasırga, yangın vs.) de kırılganlık eğrilerinin üretilmesi,

- Moment dayanımlı çerçevelere çapraz elemanların eklenmesinin yanı sıra sadece kiriş ve kolon kesitlerinin büyütülmesinin kırılganlık eğrileri üzerindeki etkisinin de incelenmesi,

- Moment dayanımlı çerçeveler ve çapraz elemanlara sahip çerçevelerin dışında, karma çerçeve tipleri için kırılganlık eğrilerin üretilmesi,

- Başka yapı tipleri (köprü, fabrika vs.) için de, değişen rüzgar hızına bağlı olarak kırılganlık eğrilerinin üretilmesi ve incelenmesi önerilir.

KAYNAKLAR DİZİNİ

Abu-Saba, E.G., 1995, Design of Steel Structures, Springer US, s. 4, 6, 7, 150.

Anonim, 2017, Basic Design Values, http://cee.umd.edu/~ccfu/ref/Basic_Design_Values.pdf, 13.10.2017.

Anonim, 2017, Boston'daki en yüksek binalar listesi, http://www.wikiwand.com/tr/Boston%27daki_en_y%C3%BCksek_binalar_listesi#/overview, 02.07.2017.

Anonim, 2017, Comparison between FNA and direct-integration time-history analyses, https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Comparison+between+FNA+and+direct-integration+time-history+analyses, 31.08.2017.

Anonim, 2017, Direct-integration time-history analysis, https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Direct-integration+time-history+analysis, 31.08.2017.

Anonim, 2011, Global Mean Wind Speed at 80 m, http://www.inscc.utah.edu/~krueger/5270/3tier_5km_global_wind_speed.pdf, 02.07.2017.

Anonim, 2017, Fast Nonlinear Analysis (FNA), https://wiki.csiamerica.com/pages/viewpage.action?pageId=9536464, 31.08.2017.

Anonim, 2017, Modal Analysis, https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Modal+analysis, 31.08.2017.

Anonim, 2011, NATHAN WORLD MAP OF NATURAL HAZARDS, https://www.munichre.com/touch/naturalhazards/en/publications/world-map-natural-hazards/index.html, 02.08.2017.

Anonim, 2017, Non-Linear Static (Pushover) Analysis http://docs.csiamerica.com/help-files/sap/Getting_Started/NonLinear_Static_Pushover_Analysis.htm, 21/12/2017.

Anonim, 2017, Ritz vs. Eigen Vectors, https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Ritz+vs.+Eigen+vectors, 16.09.2017.

Anonim, 2007, The 30 Deadliest US Hurricanes / Tropical Cyclones (1851-2006), https://www.wunderground.com/hurricane/usdeadly.asp, 02.08.2017

Anonim, 2017, Time-history analysis, https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Time-history+analysis, 31.08.2017.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Arablouei, A., Kodur, V., 2014, A fracture mechanics-based approach for quantifying delamination of spray-applied fire-resistive insulation from steel moment-resisting frame subjected to seismic loading, Engineering Fracture Mechanics, 121-122, 67-86.

Baker, J., 2014 Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis, https://web.stanford.edu/~bakerjw/fragility.html, 12.06.2018.

Ciftci, C., Arwade, S.R., Kane, B., Brena, S.F., 2014, Analysis of the probability of failure for open-grown trees during wind storms, Probabilistic Engineering Mechanics, 37, 41-50.

Bjorhovde, R., 2006, The 2005 American steel structures design code, Journal of Constructional Steel Research, 62, 1065-1076.

Bobby, S., Seymour, M.J.S., Bernardini, E., Kareem, A., 2014, Performance-based topology optimization for wind-excited tall buildigs: A framework, Engineering Structures, 74, 242-255.

Bocciarelli, M., Barbieri, G., 2017, A numerical procedure fort he pushover analysis of masonry towers, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 93, 162-171.

Craighead, G., 2009, High-Rise Security and Fire Life Safety, Butterworth-Heinemann/Elsevier, s. 4, 8.

Cha, Y.J., Bai, J.W., 2016, Seismic fragility estimates of a moment-resisting frame building controlled by MR dampers using performance-based design, Engineering Structures, 116, 192-202.

Chan, S.C., Lowe, S.R., Weber, E., Rhodes, J.E., 2015, The contribution of pre- and postdisaster social support to short- and long-term mental health after Hurricanes Katrina: A longitudinal study of low-income survivors, Social Science and Medicine, 138, 38-43.

Chi, H., Liu, J., 2012, Seismic behaviour of post-tensioned column base for steel self-centering moment resisting frame, Journal of Constructional Steel Research, 78, 117-130.

Cui, W., Caracoglia, L., 2016, Exploring hurricane wind speed along US Atlantic coast in warming climate and effects on predictions of structural damage and intervention costs, Engineering Structures, 122, 209-225.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Çağlayan, İ.H., 2009, Rezonans: Makinaların ve Yapıların Gizli Düşmanı!, MÜHENDİS ve MAKİNA, 50, 598, s. 55-60.

Dahal, P.P., Pourna P., 2013, Nonlinear Pushover Analysis of Steel Frame Structures, Southern Illinois University.

Du, Xiaoping, 2011, Chapter 8 Monte Carlo Simulation, http://web.mst.edu/~dux/repository/me360/ch8.pdf, 03.11.2017.

Dündar, C., Tanrıkulu, K., Kıral, E., Tokgöz, S., 1998, Yeni Deprem Yönetmeliğine Göre Bina Analiz ve Tasarımı, http://www.imo.org.tr/ekutuphane/index.php?yayinkod=676&belgeadi=YEN%DD%20DEPREM%20Y%D6NETMEL%DD%D0%DDNE%20G%D6RE%20B%DDNA%20ANAL%DDZ%20VE%20TASARIMI;, 1.11.2017.

Erdal, Ş., 2012, Yüksek Yapılardaki Rüzgar Yüklerinin Hesabı, İnşaat Mühendisleri Odası 4. Ulusal Çelik Yapılar Sempozyumu, 21-38.

Gerasimidis, S., Baniotopoulos, C.C., 2011, Evaluation of wind load integration in disproportionate collapse analysis of steel moment frames for column loss, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, 99, 1162-1173.

Giardini, G., Grünthal, G., Shedlock, K., Zhang, P., 1999, World Map of Seismic Hazards, http://www.gfz-potsdam.de/en/media-communication/news/details/article/sicher-nicht-nur-im-urlaub-3/, 02.08.2017.

Gong, Y., Xue, Y., Xu, L., 2013, Optimal capacity design of eccentrically braced steel frameworks using nonlinear history analysis, Engineering Structures, 48, 28-36.

Gündüz Öğüdücü, Ş., 2008, Veri Madenciliği Veri Önişleme, http://ninova.itu.edu.tr/tr/dersler/bilisim-enstitusu/195/bbl-606/ekkaynaklar?g8396, 12.06.2018.

Haddad, M., 2017, Cyclic behavior and finite element modeling of wide flange steel bracing mebers, Thin-Walled Structures, 111, 65-79.

Imanpour, A., Auger, K., Tremblay, R., 2016, Seismic design and performance of multi-tiered steel braced frames including the contribution from gravity columns under in-plane seismic demand, Advances in Engineering Software, 101, 106-122.

Iyama, J., Kuwamura, H., 1999, Probabilistic advantage of vibrational redundancy in earthquake-resistant steel frames, Journal of Constructional Steel Research, 52, 33-46.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Jutras, I., Mecham, B.J., 2016, Development of objective-criteria-scenario triplets and design fires for performance-based Fire Safety Design, Journal of Building Engineering, 8, 269-284.

Kamath, K., Hirannaiah, S., Noronha, J.C.K.B., 2016, An analytical study on performance of a diagrid structure using nonlinear static pushover analysis, Perspectives in Science, 8, 90-92.

Kazantzi, A.K., Vamvatsikos, D., Lignos, D.G., 2014, Seismic performance of a steel moment-resisting frame subject to strength and ductility uncertainty, Engineering Structures, 78, 69-77.

Kudu, F.N., Uçak, Ş., Osmancikli, G., Türker, T., Bayraktar, A., 2015, Estimation of damping ratios of steel structures by Operational Modal Analysis method, Journal of Constructional Steel Research, 112, 61-68.

Li, S., Zuo, Z., Zhai, C., Xie, L., 2017, Comparison of static pushover and dynamic analyses using RC building shaking table experiment, Engineering Structures, 136, 430-440.

Lignos, D.G., Karamanci, E., 2013, Drift-based and dual-parameter fragility curves for concentrically braced frames in seismic regions, Journal of Constructional Steel Research, 90, 209-220.

Lin, Y.C., 2015, Steel sliding-controlled coupled beam modules: Development and seismic behavior for a moment resisting frame, Engineering Structures, 99, 726-736.

Liu, S.-W., Bai, R., Chan, S.-L., 2016, Dynamic Time-history Elastic Analysis of Steel Frames Using One Element pe Member, Structures, 8, 300-309.

Mazza, F., Fiore, M., 2016, Vibration control by damped braces of fire-damaged steel structures subjected to wind and seismic loads, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 83, 53-58.

Merczel, D.B., Aribert, J.-M., Somja, H., Hjiaj, M., 2016, Plastic analysis-based seismic design method to control the weak storey behaviour of concentrically braced steel frames, Journal of Constructionla Steel Research, 125, 142-163.

Okazaki, T., Engelhardt, M.D., 2007, Cyclic loading behavior of EBF links constructed of ASTM A992 steel, Journal of Constructional Steel Research, 63, 751-765.

Özel, A.E., Güneyisi, E.M., 2011, Effects of eccentric steel bracing systems on seismic fragility curves of mid-rise R/C buildings: A case study, Structral Safety, 33, 82-95.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Papageorgiou, A.V., Gantes C.J., 2010, Equivalent modal damping ratios for cocnrete/steel mixed structures, Computers and Structures, 88, 1124-1136 .

Pirizadeh, M., Shakib, H., 2013, Probabilistic seismic performance evaluation of non-geometric vertically irregular steel buildings, Journal of Constructional Steel Research, 82, 88-98.

Ramirez, C.M., Lignos, D.G., Miranda, E., Kolios, D., 2012, Fragility functions for pre-Northridge welded steel moment-resisting beam-to-column connections, Engineering Structures, 45, 574-584.

Sakurai, S., Ellingwood, B.R., Kushiyama, S., 2001, Probabilistic study of the behavior of steel frames with partially restrained connections, Engineering Structures, 23, 1410-1417.

Salmon, C.G., Johnson, J.E., Malhas, F.A., 2009, Steel Structures Design and Behavior, Pearson Prentice Hall, s. 257, 258, 334, 335, 611, 613, 628, 629, 630, 631, 636, 637, 770.

Segui, W.T., 2013, Steel Design, Cengage Learning, s. 6, 351, 352, 353.

Shin, J., Lee, K., Jeong, S.H., Lee, J., 2015, Probabilistic performance assessment of gravity-designed steel frame buildings using buckling-restrained knee braces, Journal of Constructional Steel Research, 104, 250-260.

Sultana, P., Youssef, M.A., 2016, Seismic performance of steel moment resisting frames utilizing superelastic shape memory alloys, Journal of Constructional Steel Research, 125, 239-251.

Szalai, J., Papp, F., 2009, On the probabilistic evaluation of the stability resistance of steel columns and beams, Journal of Constructional Stel Research, 65, 569-577.

Tessari, R.K., Kroetz, H.M., Beck, A.T., 2017, Performance-based design of steel towers subject to wind action, Engineering Structures, 143, 549-557.

Topçu, A., 2017, BETONARME 2, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, s. 217.

American Institute of Steel Construction, 2011, Steel Construction Manual, Virginia.

American Institute of Steel Construction, 1994, Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, Virginia.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

American Society of Civil Engineers, 2010, ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Virginia.

American Society of Civil Engineers, 2014, ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, Virginia.