



T.C.
ONDOKUZ MAYIS ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ



İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ÇELİK YAPILARIN ÇELİK ÇAPRAZ ELEMANLAR İLE
GÜÇLENDİRİLMESİNİN YAPI DİNAMİK DAVRANIŞINA ETKİLERİNİN
İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Furkan GÜNDAY
(15210710)

Tezin Savuma Tarihi : 16.01.2017

Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Sertaç TUHTA

Ondokuz Mayıs Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı'nda

Furkan GÜNDAY Tarafından Hazırlanan

**ÇELİK YAPILARIN ÇELİK ÇAPRAZ ELEMANLAR İLE
GÜÇLENDİRİLMESİNİN YAPI DİNAMİK DAVRANIŞINA ETKİLERİNİN
İNCELENMESİ**

**Başlıklı bu çalışma jürimiz tarafından 16.01.2017 tarihinde yapılan sınav ile
YÜKSEK LİSANS tezi olarak kabul edilmiştir.**

Başkan : Prof. Dr. Azer A. KASIMZADE
Ondokuz Mayıs Üniversitesi

Jüri Üyeleri : Prof. Dr. İsa YÜKSEL
Bursa Teknik Üniversitesi

Yrd. Doç. Dr. Sertaç TUHTA
Ondokuz Mayıs Üniversitesi

.... / / 2016

Prof. Dr. Bahtiyar ÖZTÜRK

Enstitü Müdürü



ÖNSÖZ

Özellikle ülkemizde yapı stoğunun yaklaşık %4 ünün çelik taşıyıcı sistem olduğu düşünüldüğünde ve her geçen gün çelik taşıyıcı sisteme olan ilginin artması ve ülkemizin deprem kuşağı ülkesi olduğu gerçeğinden de hareketle çelik yapıların deprem performansı ayrı bir önem kazanmaktadır. Ülkemizde özellikle Marmara depremi sonrasında yönetmelikler sık sık değişmekte ve haklı olarak bu depremde oluşan kayıpların ve acıların bir daha yaşanmaması istenmektedir. Bu nedenle optimum diğer deyişle en uygun tasarımlara ihtiyaç duyulmaktadır. Özellikle de yönetmeliklerin değişmesiyle eski yönetmeliğe göre tasarlanmış yapılar emniyetsiz durumda olmakta veya yönetmelikler değişirse dahi yapılarda deprem ve benzeri olumsuz etkilerle güçlendirme ihtiyacı ortaya çıkmaktadır. Çelik yapılarda da bu güçlendirme ihtiyacı ortaya çıkmaktadır. Bu çalışmamızda çelik yapıların en yaygın güçlendirme yöntemlerinden birisi olan çelik çaprazlarla güçlendirilme metodu incelenmiştir.

Yapılan bu çalışma da sap2000 yapı paket programından yararlanılarak hesapların güvenilir ve pratik olması sağlanmıştır.

Çalışmamın belirlenmesi, hazırlanması ve yazımı esnasında bana yol gösteren, her türlü desteği sağlayan, değerli fikirlerinden ve yönlendirmelerinden yararlandığım danışman hocam Yrd. Doç.Dr Sertaç TUHTA'ya ve benden katkılarını esirgemeyen diğer bölüm hocalarıma sonsuz teşekkür ediyorum.

Furkan GÜNDAY
İnşaat Mühendisi



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER	vii
ÇİZELGELER LİSTESİ.....	ix
ŞEKİLLER LİSTESİ.....	xi
KISALTMALAR	xv
ÖZET.....	xvii
ABSTRACT	xix
1. GİRİŞ	1
2. LİTERATÜR ÖZETİ	2
3. ÇELİK YAPILARDA MEVCUT DURUMUN DEĞERLENDİRİLMESİ.....	7
4. ÇELİK YAPILARDA ÇERÇEVE TİPLERİ VE DAVRANIŞLARI	8
4.1. Moment Aktaran Çerçeveler	8
4.2. Çelik Çaprazlarla Güçlendirilmiş Çerçeveler.....	9
4.2.1. Merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş çerçeveler	9
4.2.1.1. Merkezi çelik çaprazlar için verilen kurallar	13
4.2.1.2. Merkezi çelik çaprazların analizi	14
4.2.1.3. Merkezi çelik Çaprazlar kolon ve kirişler için belirtilen kurallar	15
4.2.1.4. Merkezi çelik çapraz elamanlar için belirtilen kurallar.....	16
4.2.1.5. Merkezi çelik çaprazların uygulama örnekleri.....	16
4.2.2. Dış merkezli çelik çaprazlarla güçlendirilmiş çerçeve	21
4.2.2.1. Dışmerkez çelik çaprazlar için verilen kurallar	32
4.2.2.2. Bağ kirişler için belirtilen kurallar.....	33
4.2.2.3. Dışmerkez çelik çaprazlardığer elemanlar için belirtilen kurallar	37
4.2.2.4. Dışmerkez çelik çaprazların uygulama örnekleri.....	38
5. SAP2000 KULLANILARAK OLUŞTURULAN ÖRNEK MODELLER VE DİNAMİK DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ	42
5.1. Çelik Yapının Sap2000 Programı İle Modellenmesi	42
5.1.1. Mesnet koşullarının belirlenmesi	47
5.1.2. Malzeme özelliklerinin belirlenmesi	48
5.1.3. Kesit özelliklerinin belirlenmesi ve boyutlandırılması.....	50
5.1.3.1. Kiriş özelliklerinin belirlenmesi ve boyutlandırılması.....	50
5.1.3.2. Kolon özelliklerinin belirlenmesi ve boyutlandırılması.....	52
5.1.4. Döşeme özelliklerinin belirlenmesi ve boyutlandırılması	54
5.2. Sisteme Deprem Etki Ettirilmesi.....	55
5.3. Sistem Analizi ve Periyotlar.....	58
5.4. Sistemin Deplasman ve İvme Değerleri.....	59
5.4.1. Düğümün belirlenmesi.....	59
5.4.2. Sistemin deplasmanı	60
5.4.2.1. Belirlenen düğüm noktasının deplasmanı	61
5.4.2.2. Belirlenen düğüm noktasının dönmesi.....	64
5.4.3. Sistemin ivmesi	64
5.4.3.1. Belirlenen düğüm noktasının ivmesi.....	64

5.5. Oluşturulan Sistemin X Tipi Merkez Çelik Çaprazlarla Güçlendirilmesi	65
5.5.1. Çelik çaprazların özelliklerinin belirlenmesi ve boyutlandırılması	67
5.5.2. Sistem analizi ve periyotlar	70
5.5.3. Sistemin deplasman ve ivme değerleri	71
5.5.3.1. Düğümün belirlenmesi	71
5.5.3.2. Sistemin deplasmanı.....	72
5.5.3.3. Sistemin ivmesi	79
6. OLUŞTURULAN ÖRNEK MODELLERİN KARŞILAŞTIRILMASI	81
6.1. Periyot ve Frekansların Karşılaştırılması	81
6.2. Deplasmanların Karşılaştırılması	83
6.2.1. Dönme değerlerinin karşılaştırılması	84
6.3. İvme Değerlerinin Karşılaştırılması	84
6.4. Sistem Deformasyonlarının 3 boyutlu Karşılaştırılması	85
7. SONUÇ VE ÖNERİLER	89
KAYNAKLAR.....	92
EKLER.....	94
ÖZGEÇMİŞ.....	109

ÇİZELGELER LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 5.1. Periyot ve frekanslar.....	58
Çizelge 5.2. 24 No'lu düğüm noktasının deplasman değerleri.....	61
Çizelge 5.3. 24 No'lu düğüm noktasının dönme değerleri... ..	64
Çizelge 5.4. 24 No'lu düğüm noktasının ivme değerleri.....	64
Çizelge 5.5. Periyot ve frekanslar	70
Çizelge 5.6. 24 No'lu düğüm noktasının deplasman değerleri.....	76
Çizelge 5.7. 24 No'lu düğüm noktasının dönme değerleri.....	79
Çizelge 5.8. 24 No'lu düğüm noktasının ivme değerleri.....	79
Çizelge 6.1. Moment aktaran çerçevesi sistemin periyot ve frekansları.....	81
Çizelge 6.2. Merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş sistemin periyot ve frekansları	82
Çizelge 6.3. Sistemlerin periyot ve frekans farkları ve yüzde değişimleri.....	82
Çizelge 6.4. Sistemlerde deplasman farkları ve yüzde değişimleri.....	83
Çizelge 6.5. Sistemlerin dönme değerleri farkları ve yüzde değişimleri.....	84
Çizelge 6.6. Sistemlerin ivme değerlerinin farkları ve yüzde değişimleri.....	85

ŞEKİLLER LİSTESİ

Sayfa

Şekil 4.1. Moment aktaran çerçevelerde enerji yutucu bölgeler (Bulut, 2008).....	8
Şekil 4.2. Yaygın kullanılan merkezi çapraz tipleri (Bulut, 2008).....	11
Şekil 4.3. Mega çaprazlar (Bulut, 2008).....	12
Şekil 4.4. Çapraz izdüşüm alanlarının gösterilmesi (Ar, 2009).....	14
Şekil 4.5. Çelik çaprazların birleşim detayları ve bayrak levhası (Tama, 2003).....	16
Şekil 4.6. X tipi çelik çapraz tasarlanma aşamasından bir örnek.....	17
Şekil 4.7. X tipi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş bir bina modeli örneği.....	18
Şekil 4.8. Ters V tipi çelik çaprazlarla güçlendirme modeli örneği.....	18
Şekil 4.9. X tipi çelik çapraz uygulama örneği.....	19
Şekil 4.10. Diyagonal çelik çapraz uygulama örneği.....	19
Şekil 4.11. V tipi çelik çapraz uygulama örneği.....	20
Şekil 4.12. Ters V tipi ve Diyagonal çelik çapraz uygulama örneği.....	20
Şekil 4.13. K tipi çelik çapraz uygulama örneği.....	21
Şekil 4.14. Yaygın kullanılan dışmerkez çapraz tipleri (Bulut, 2008).....	22
Şekil 4.15. Dışmerkezli çelik çaprazlarda enerji yutucu bölgeler (Bulut, 2008).....	23
Şekil 4.16. Çerçeve yanal rijitliğinin bağ kirişi boyu ile değişimi (Celep ve Kumbasar, 2004).....	24
Şekil 4.17. Mekanizma durumunun grafiksel gösterimi (Deren, Uzgider ve Piroğlu, 2007).....	25
Şekil 4.18. Bağ kirişi açısının e/L oranı ile değişimi (Celep ve Kumbasar, 2004)....	26
Şekil 4.19. DÇÇP 'nin yatay yük kapasitesinin bağ kirişi boyu ile değişimi (Celep ve Kumbasar, 2004).....	28
Şekil 4.20. Bağ Kirişi Rijitliğine Göre Yanal Rijitliğin Değişimi (Deren, Uzgider ve Piroğlu, 2007).....	29
Şekil 4.21. Bağ Kirişi Berkitme Detayı (Deprem Yönetmeliği Mart 2007).....	30
Şekil 4.22. Bağ kirişin serbest cisim diyagramı.....	31
Şekil 4.23. Bağ kiriş parametreleri (Eurocode8).....	34
Şekil 4.24. Bağ kirişi uç momentlerinin esit veya farklı olması durumu (Eurocode8).....	36
Şekil 4.25. Dışmerkez çelik çapraz uygulama örneği (Akbaş, 2011).....	38
Şekil 4.26. Dışmerkez çelik çaprazlarla güçlendirilmiş çerçeve detayları (Dönmez 2009).....	39
Şekil 4.27. Dışmerkez çelik çaprazların gerilme etkisindeki davranışları (Dönmez 2009).....	40
Şekil 4.28. Dışmerkez çelik çaprazların tasarlanma aşaması.....	41
Şekil 4.29. Dışmerkez V çaprazlı çerçeve modeli (Ay, İnce ve Yılmaz, 2013).....	41
Şekil 5.1. Birim seçilmesi.....	42
Şekil 5.2. Sistem türünün belirlenmesi.....	43
Şekil 5.3. Sistem boyutlarının tanımlanması.....	44
Şekil 5.4. Modelin 3D görünümü.....	45
Şekil 5.5. Modelin X-Y planı görünümü.....	46
Şekil 5.6. Modelin X-Z planı görünümü.....	46

Şekil 5.7. Modelin Y-Z planı görünümü.....	47
Şekil 5.8. Mesnet koşullarının seçilmesi.....	48
Şekil 5.9. Malzeme seçimi.	48
Şekil 5.10. Malzeme özellikleri.	49
Şekil 5.11. Kirişlerin boyutlandırılması.....	50
Şekil 5.12. Kiriş profil verileri.	51
Şekil 5.13. Kiriş için zamana bağlı özellikler.	51
Şekil 5.14. Kolonların boyutlandırılması.....	52
Şekil 5.15. Kolon profil verileri.	53
Şekil 5.16. Kolon için zamana bağlı özellikler.	53
Şekil 5.17. Döşeme özellikleri ve boyutlandırılması.	54
Şekil 5.18. Elcentro depremi ivme kaydı.....	55
Şekil 5.19. Elcentro depreminin tanımlanması.	56
Şekil 5.20. Depremin sisteme etki ettirilmesi ve özellikleri.	57
Şekil 5.21. Düğüm noktasının 24 olarak belirlenmesi.	59
Şekil 5.22. 3D sistemin deplasmanı.	60
Şekil 5.23. XZ planında sistemin deplasmanı.....	61
Şekil 5.24. 24 No'lu düğümün max-min deplasmanı.	62
Şekil 5.25. 24 No'lu düğüm noktası XZ düzleminde deplasmanı.	63
Şekil 5.26. 24 No'lu düğüm noktası max deplasmanı.	63
Şekil 5.27. 24 No'lu düğüm noktasının max-min ivmesi.	65
Şekil 5.28. XZ düzleminde sistemin güçlendirilmesi.	66
Şekil 5.29. YZ düzleminde sistemin güçlendirilmesi.	66
Şekil 5.30. Güçlendirilmiş sistemin 3D görünümü.....	67
Şekil 5.31. Çelik çaprazların boyutlandırılması.....	68
Şekil 5.32. Çelik çapraz profil verileri.....	69
Şekil 5.33. Çelik çaprazlar için zamana bağlı özellikler.....	69
Şekil 5.34. Düğüm noktası 24 olarak belirlenmesi.	71
Şekil 5.35. 3D sistemin deplasmanı.	72
Şekil 5.36. XY düzleminde sistemin deplasmanı	73
Şekil 5.37. XZ düzleminde 1-1 aksı sistemin deplasmanı.	73
Şekil 5.38. XZ düzleminde 2-2 aksı sistemin deplasmanı.	74
Şekil 5.39. XZ düzleminde 3-3 aksı sistemin deplasmanı.	74
Şekil 5.40. YZ düzleminde A-A aksı sistemin deplasmanı.	75
Şekil 5.41. YZ düzleminde B-B aksı sistemin deplasmanı.....	75
Şekil 5.42. YZ düzleminde C-C aksı sistemin deplasmanı.....	76
Şekil 5.43. 24 No'lu düğümün max-min deplasmanı.	77
Şekil 5.44. 24 No'lu düğüm noktası XZ düzleminde deplasmanı.	78
Şekil 5.45. 24 No'lu düğüm noktası max deplasmanı.	78
Şekil 5.46. 24 No'lu düğüm noktasının max-min ivmesi.	80
Şekil 6.1. Moment aktaran çerçevesel sistemin deformasyonu.	86
Şekil 6.2. Çelik çaprazlarla güçlendirilmiş sistemin deformasyonu.....	87



KISALTMALAR

A	: Kesit alanı
A+, A-	: Yatay deprem kuvvetlerinin tesir etmesi hali (+) ve (-)
C_d	: Plastik durum için kullanılan büyütme katsayısı
d	: Kiriş yüksekliği
DBYBHY	: Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik
DÇÇP	: Dışmerkez çelik çaprazlı çerçeveler
e	: Bağ kiriş boyu
e_L	: Uzun bağ kiriş boyu
e_s	: Kısa bağ kiriş boyu
Eurocode 8	: Design of structures for earthquake resistance
L	: Eleman boyu
l	: Narinlik oranı
m	: Metre
MÇÇÇ	: Merkez çelik çaprazlı çerçeveler
M_{ed}	: Bağ kirişi uçlarındaki tasarım eğilme momenti yükü
M_p	: Eğilme momenti
N_(Ed,G)	: Kiriş veya kolonun deprem etkisi dışında oluşan aksel yükü
N_(Ed,E)	: Kiriş veya kolonun deprem etkisi sebebiyle oluşan aksel yükü
N_{Pl,Rd}	: Çapraz elemanın çekmede ve basınçta aksel dayanımı
N_{pl,rd(MEd)}	: Kiriş veya kolonun eğilme momenti ve aksel kuvvetin ortak etkisi altında EN1993'e göre burkulma dayanımı
P_u	: Yatay kuvvet
R_d	: Dayanım katsayısı
Sn	: Saniye
TDY	: Türkiye deprem yönetmeliği
t_r	: Kiriş başlık kalınlığı
t_w	: Kiriş gövde kalınlığı
U1	: X ekseni
U2	: Y ekseni
U3	: Z ekseni
W_{px}	: Plastik mukavemet momenti
V_{ed}	: Bağ kirişi uçlarındaki tasarım kesme kuvveti yükü
V_p	: Kesme kuvveti
%	: Yüzde
γ_{ov}	: Dayanım artırma faktörü
Ω	: Çelik çaprazlı perdeli sistemdeki en düşük Ω_i
σ_{pb}	: Burkulma sonrası durumda çaprazın basınç kuvveti taşıma kapasitesi
Θ	: Dönme açısı
γ_p	: Bağ kirişindeki plastik açı değişimi
θ_p	: Çerçeve plastik kat ötelenme açısı
Δ_e	: Öngörülen deprem etkisinden oluşan kat rölatif ötelenmesi



ÇELİK YAPILARIN ÇELİK ÇAPRAZ ELEMANLAR İLE GÜÇLENDİRİLMESİNİN YAPI DİNAMİK DAVRANIŞINA ETKİLERİNİN İNCELENMESİ

ÖZET

Bu çalışma çelik yapıların çelik çapraz elamanlarla güçlendirilmesinin yapı dinamik davranışına etkilerini incelemek amacıyla konuyu daha da açarsak dinamik etkiler altında çelik yapıların davranışları ve çelik çaprazlar ile güçlendirildikten sonraki çelik yapıların davranışlarını ele almaktadır. Özellikle rijitlik kavramı üzerinde durulmuştur. Bu araştırma yapılırken Sap2000 paket programı kullanılarak karşılaştırma metoduyla veriler elde edilip yorumlanmıştır. Karşılaştırma için moment aktaran çerçevesel sistem modeli ile bu modelin X tipi merkez çelik çaprazlarla güçlendirilmiş yeni model kullanılmıştır. Malzemeler lineer elastik kabul edilmiş ve zaman tanım alanında hesap yöntemleri kullanılmıştır. İki farklı modelde de en olumsuz durumdaki yani maksimum deplasman ve ivmeye sahip olan 24 numaralı düğüm noktası esas alınmıştır. Sistemlere U1 yönünde El centro depremi ivme değerleri etki ettirilerek yapının dinamik davranışları karşılaştırılarak incelenmiştir. Bu incelemeler sonucunda çelik yapıların çelik çaprazlarla güçlendirilmesinin yapının rijitliğini arttırdığı gözlemlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Çelik yapılar, güçlendirme, çelik çaprazlar, çelik çerçeveler, çelik yapı dinamik davranışları.



INVESTIGATION OF THE EFFECTS OF STEEL BY STRUCTURAL CROSS ELEMENTS ON STRUCTURAL DYNAMICS BEHAVIOR

ABSTRACT

This study examines the behavior of steel structures under dynamic influences and the behavior of steel structures after strengthening by steel crosses, in order to study the effect of strengthening of steel structures with crossed elbows on structural dynamic behavior. In particular, the concept of rigidity is emphasized. When this research was done, data was obtained and interpreted by using the Sap2000 package program using the comparison method. For comparison, the model with the moment transfer frame has been used with the new model reinforced with X type center steel crosses. The materials were considered to be linear elastic and time-domain calculation methods were used. In the two different models, node number 24, which has the maximum displacement and acceleration, is taken as the basis in the most adverse situation. The systems were investigated by comparing the dynamic behaviors of the El Centro earthquake with the acceleration values in the U1 direction. As a result of these investigations it has been observed that strengthening of steel structures by steel crosses increases the rigidity of the structure.

Keywords: Steel structures, strengthening, steel crosses, steel frames, steel structure dynamic behavior.



1. GİRİŞ

Günümüzde gelişmiş hesap yöntemleri kullanılarak betonarme, çelik ya da çelik-betonarme kompozit bina taşıyıcı sistemlerinin depreme karşı dayanıklı analiz ve tasarımı mümkündür. Öte yandan mühendislik yöntem ve yönetmeliklerine göre tasarlanmamış ve/veya inşa edilmemiş olan mevcut yapıların deprem performanslarını artırmak için güçlendirmek gerekebilmektedir. Ülkemizde bu gereklilik, yapı stokunun çok önemli bir kısmını oluşturan betonarme yapılar için akla gelmektedir. Bu doğrultuda mevcut betonarme binaların değerlendirilmesi ve güçlendirilmesi ile ilgili kural ve önerilere 2007 yılında yürürlüğe giren "Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik" (DBYBHY)'te ayrı bir bölüm olarak yer verilmiştir. Buna karşın ülkemiz çelik yapı stoğu düşünüldüğünde söz konusu yönetmelikte mevcut çelik binaların değerlendirilmesi konusuna sınırlı seviyede değinilmiş, iyileştirme ve güçlendirme konusuna ise yer verilmemiştir.

Bu çalışmanın amacı çelik yapılara değinilen sınırı biraz daha genişletmek ve bu yapıların güçlendirilmesi esaslarını daha derin ele almaktır. Özellikle 1999 Marmara depreminden sonra ülkemizde çelik yapılara ilginin arttığı ve bunun da uygulamaya yansıdığı bir gerçektir. Deprem sonrası bu ilginin artmış olması çelik yapıların deprem performansı ile ilgili beklentilerin de artması anlamına gelmektedir. Bundan dolayıdır ki çelik yapıların güçlendirme esaslarını daha derin incelemeler gerektiği sonucuna ulaşılmaktadır. Bu sonuçtan hareketle çelik yapıların çelik çapraz elamanlarla güçlendirilmesinin yapı dinamik davranışına etkisini incelenmektedir.

2. LİTERATÜR ÖZETİ

Endüstriyel çelik yapılar çoğunlukla taşıyıcı sistemi merkezi çaprazlı çelik çerçeveler (MÇÇÇ'ler) olan sistemler ile inşa edilirler. MÇÇÇ'ler, çelik taşıyıcı sistemler arasında tasarımı en kolay taşıyıcı sistemlerdir, tüm hesaplar elle çok kolay bir şekilde yapılabilmektedir. MÇÇÇ'ler yüksek sünekliğe sahip olmalarına karşın moment aktaran çerçeveler ve dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler ile kıyaslandığında düşük sünekliğe, fazla bağılılığa ve enerji dağıtma kapasitesine sahiptirler. Tasarım deprem yer hareketleri sırasında çaprazlarda görülen erken kırılma ve çapraz birleşimlerinde gevrek kırılmalar MÇÇÇ'ler ile ilgili en büyük problemlerdendir. Tasarım deprem yer hareketleri altında MÇÇÇ'lerde 3-5 arası taşıyıcı sistem sünekliğine ihtiyaç bulunmaktadır. Taşıyıcı sistemin sünek davranabilmesi için çapraz elemanın ve çapraz birleşimlerinin mükemmel detaylandırılması gerekmektedir. Çapraz birleşimlerinde kırılma gevrek bir göçme modudur ve kapasite tasarımı ilkeleri uyarınca birleşim çapraz elemandan aktarılabilecek en büyük kuvvet gözönüne alınarak çapraz birleşimleri tasarlanmalıdır. Çapraz elemanlarda global burkulmayı engellemek için narinlik oranı ve lokal burkulmayı engellemek için ise genişlik/kalınlık (b/t) oranları sınırlandırılmalıdır. Bu sınırlandırmalar, aşırı burkulma deformasyonundan dolayı çaprazlarda oluşabilecek kırılmayı engelleyecektir. Guse levhasının uçlarının serbest bir şekilde plastik dönmesine izin verilmelidir. Bunun için, guse levhası ve çapraz ucu arasında 2t'lik bir katlanma çizgisi oluşturulmalıdır. V ve ters V şeklindeki çapraz düzenlerinde çaprazlı açıklıktaki kirişlerin tasarımında basınç yükü etkisi altındaki çapraz elemanın burkulmasından doğacak dengelenmemiş kuvvet dikkate alınmalıdır (Akbaş, 2011).

Günümüz modern yapı mühendisliğinde çelik yapıların boyutlandırılmasında kullanılan yönetmeliklere temel teşkil eden iki farklı tasarım ilkesi vardır. Bunlardan ilki emniyet faktörü ilkesidir ve son yüzyıl içerisinde belli başlı boyutlandırma ilkesi olarak kullanılmıştır. Son yirmi yıl içerisinde ise yavaş yavaş daha rasyonel ve olasılık teorisine dayalı bir ilke olan taşıma gücü ilkesi de kullanılmaya başlanmıştır. Çelik çaprazlı perdelerin hesap esasları hakkında bilgiler verilmiş, örnek projeygulamaları yapılarak yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi normal

çerçevelerden oluşan 5 katlı bir yapı ile yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerden oluşan 7 katlı bir yapının Eurocode 3 ve TS 648'e göre ayrı ayrı boyutlandırması yapılarak, birbirlerine göre üstünlükleri, pratiklikleri ve farklılıkları açıklanmış, taşıyıcı elemanlarda bulunan profillerin metrajları yapılarak birbirlerine göre ekonomiklikleri karşılaştırılmıştır. (Ar, 2009)

Ülkemizin Avrupa Birliği ülkesi olma aşamasındaki uyum paketleri çerçevesinde İnşaat Mühendisliği Dalında da yönetmeliklerimizin bu doğrultuda olması için büyük gayretler gösterilmektedir. Bunun için özellikle yapı malzemesi, rüzgâr etkileri, kar yükleri gibi birçok yönetmelik, Eurocode Yönetmeliği benimsenerek kabul edilmiştir. Çok kısa bir zamanda (2 veya 3 yıl içinde) Eurocode Yönetmeliğinin tamamı tercüme edilerek yeni yönetmeliğimiz olarak yürürlüğe gireceği kanaati oluşmuştur. Bu düşünceden hareketle tez konusu olarak Eurocode Yönetmeliği dikkate alınarak yönetmelik hakkında kısa açıklamalardan sonra çok katlı bir ofis binasının merkezi çaprazlı ve dış merkez çaprazlı olması halinde sünek davranışlarını belirleyerek, karşılaştırmalarının yapılması ve uygun sistem araştırmasının ortaya konulması hedeflenmiştir (Bulut, 2008).

Celep ve Kumbasar (2004), Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı kitabında, özellikle Ocak 2007 de yürürlüğe giren Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik esaslarının açıklanmasına özen gösterilmiştir. Ayrıca, yurdumuzun Avrupa Birliği ülkeleri ile bütünleşmesinin bir parçası olarak yürürlüğe girecek Eurocode 8 esaslarının ve yurdumuzda köprülerin tasarımında yaygın biçimde kullanılan AASHTO Yönetmeliği'nin esaslarının kısa açıklaması da verilmiştir. Kitabın çelik yapıların tasarımı bölümünde merkezi çelik çaprazlar ve dış merkez çelik çaprazların tasarımı ve davranışları hakkında bizlere çok değerli bilgiler vermekte ve bu yaptığımız çalışmaya ışık tutmuştur.

Deren, Uzgider ve Piroğlu (2007), çelik yapıların tasarımı konusunda ülkemizdeki inşaat Mühendisliği öğretimine ve uygulamada çalışan mühendislere yardımcı olmak üzere hazırlanmış olan *Çelik Yapılar* adlı kitabın ilk şekli Prof. Dr. Hilmi DEREN tarafından yazılarak 1984 yılında basılmıştır. Daha sonra yapılan ilavelerle 1995 yılında ikinci baskısı yapılmıştır. Bu son baskıda hem İMO-01.R-01/2005 "Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşim", hem de İMO-02. R-01/2008 "Çelik Yapılar, Emniyet Gerilmesi Esasına Göre Hesap ve Proje Esasları" standartlarına atıfla ilave bilgiler verilmiştir. Prof. Dr. Hilmi DEREN, öğrencisi Prof. Dr. Erdoğan

UZGİDER ve onun da öğrencileri Doç. Dr. Filiz PİROĞLU ve Yrd. Doç. Dr. B. Özden ÇAĞLAYAN tarafından hazırlanmış olan bu son kitap, 1984'de ilk baskısını yapmış olan orijinal kitabın teknolojik gelişmelere uyarlanması, bu konuda üretilmiş yeni bilgilerin ışığında geliştirilmesi, özellikle 1994 Northridge depremi sonrası ABD'de, 1995 Kobe depremi sonrası Japonya'da yapılan araştırmaların sonuçları kullanılarak sismik aktivitesi yüksek bölgeler için uygulanmak üzere üretilmiş olan sünek çelik yapı tasarım kuralları ve bunlara paralel olarak özellikle ABD'de çelik yapı tasarım kurallarında yapılan gelişmelerle donatılması sonucu ortaya çıkmıştır. Bunun yanında merkezi çelik çaprazlara ve dış merkez çelik çaprazlara tasarım ve performans açısından değerlendirmelere yer verilmiştir.

İnşaat mühendisliği problemlerine genel olarak bakıldığında, modellemelerde kullanılan elemanlar bir boyutlu çubuk (çerçeve) elemanlardır. Çok katlı ve endüstri tipi yapılarda bu elemanlardan oldukça faydalanılabilir. Çubuk elemanlar aslında sonlu elemanlar yönteminin özel bir halini temsil eder. En gerçekçi davranışa ulaşabilmek için, örneğin bir kiriş elemanının katı modellenmesi yapılabilir veya iki boyutlu alan elemanları ile çözüme ulaşılabilir. Ancak, bu konuda yapılan teorik çalışmalar neticesinde belirli bir geometride üç boyutlu ya da iki boyutlu yapısal elemanların bir boyutlu çubuk elemanlar ile temsil edilebileceği belirlenmiştir. Bu çalışmada, bir boyutlu çubuk elemanlardan teşkil edilebilecek tek gözlü dış merkez çaprazlı çelik çerçevenin alan elemanları ile çözümüne ve çerçeve birleşim detaylarını temsil eden doğrusal olmayan bağlantı (non-linear link) elemanlarının nasıl modellenebileceğine ilişkin bilgiler verilmektedir (Dönmez, 2009).

Ülkemiz sıklıkla şiddetli depremlere maruz kalmaktadır. Yıkıcı nitelikteki bu depremlerde, çok sayıda yapının hasar görmesi veya tamamen yıkılması sonucunda önemli can ve mal kayıpları meydana gelmektedir. Bu nedenle, olası mal ve can kayıplarının azaltılması amacı ile depreme dayanıklı yapı tasarımı konusunda, son yıllarda dünyada olduğu gibi ülkemizde de çok sayıda teorik ve deneysel çalışmalar yapılmaktadır. Özellikle, 1994-Northridge ($M_w = 6.7$) ve 1995-Kobe ($M_w = 7.2$) depremlerinde çok sayıda çelik yapının da hasar görmesi, çelik yapıların sismik performanslarının belirlenmesine yönelik çalışmaların artmasına neden olmuştur. Ülkemizde ise, son zamanlarda meydana gelen büyük depremler (1999-Marmara ($M_w = 7.4$) ve Düzce ($M_w = 7.2$) vb.) sonucunda hasar gören yapıların çoğunun betonarme olması sebebiyle, çelik yapılara olan eğilim artmıştır. Bunun nedeni olarak çelik yapıların yüksek malzeme sünekliğine ve tüm yapıda aynı malzeme

özelliklerine sahip olması gösterilebilir. Çelik yapılara olan ilginin artması ve depreme dayanıklı yapı tasarımındaki gelişmeler, 2007 Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik'ine (DBYBHY-2007) çelik yapılar ile ilgili bölümün ilave edilmesini sağlamıştır. Ancak halen bu bölümün geliştirilmesine ihtiyaç duyulmaktadır (İnce,Ay ve Yılmaz 2013).

Kıymaz(2010)'a göre çelik çerçeve yapıları oluşturan ana elemanlar; kolonlar, kirişler, çapraz elemanları, birleşimler ve döşemelerdir. Merkezi çaprazların sınırlı enerji dağıtma kapasiteleri, düşük fazla bağılıkları çevrimsel yüklemeler sırasında çaprazlarda görülen erken kırılma ve çapraz birleşimlerinde gevrek kırılmalar Merkezi çaprazlar ile ilgili en büyük problemlerdendir. Merkezi çaprazlar deprem yükü taşıyıcı sistemi olarak değişik düzenlerde kullanılmaktadır. Dış merkez birleşim, çerçeveye bitişik kirişte eğilme ve kesme kuvvetleri oluşturur. Bu kuvvetlerin yoğunlaştığı kiriş parçasına bağ kirişi denir. Dış merkez çaprazların yatay rijitliği, en başta bağ kirişi boyunun kiriş boyuna oranının fonksiyonudur. Bağ kirişi boyu azaldıkça, çerçevenin rijitliği artar ve merkezi çaprazlı bir çerçevenin rijitliğine yaklaşır. Bağ kirişi boyu uzadıkça, kiriş daha esnek olur ve moment aktaran çerçevenin rijitliğine yaklaşır.

Tama (2003) çalışmasında bayrak levhalarının, çelik yapı elemanlarının birleşimlerinde geçmişte olduğu gibi günümüzde de yaygın olarak kullanılması üzerinde durmaktadır. Özellikle kafes (düzlem ve uzay) sistemlerin ve stabilite (düşey, yatay ve yanal) elemanlarının teşkilinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu çalışmada, sismik yükler altında bayrak levhalarının davranışı ve bu davranışın taşıyıcı sistem üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Ayrıca, uygulamada düğüm noktalarının bayrak levhalı olarak teşkilinde dikkat edilmesi gereken hususlar da kısaca anlatılmıştır.

Konuyla ilgili (ANSI/AISC 341-10, 2005; TDY, 2007) yönetmeliklerden çelik yapılar boyutlandırılması ve sınır değerleri hakkında görüşler alınmış ve değerlendirilmiştir.



3. ÇELİK YAPILARDA MEVCUT DURUMUN DEĞERLENDİRİLMESİ

Çelik çerçeve yapıları oluşturan ana elemanlar; kolonlar, kirişler, çapraz elemanları, birleşimler ve döşemelerdir. Güçlendirilmesi ya da iyileştirilmesi gereken çelik yapılar iki ana grupta incelenebilir. Birinci gruba giren çelik yapılarda taşıyıcı elemanlar çoğunlukla levha, köşebent ve/veya U profil kullanılarak ve özellikle perçinleme ile oluşturulmuş elemanlardır. Yapım tarihleri itibariyle daha eski olan bu grup çelik yapılarda genellikle yaygın korozyon etkileri de gözlenmektedir. İkinci gruptaki yapılar, günümüz teknolojisi kullanılarak (hadde profillerin kaynak ve/veya bulonlu birleşimi) inşa edilmiş olan yapılardır. İki grubun ortak özelliği ise deprem performanslarının sistem düzeyinde yetersiz kalmasıdır. Bu yetersizlik, yapının mevcut durumunun yerinde malzeme, eleman ve sistem düzeyinde incelenip değerlendirilmesi sonucu anlaşılabilir (Kıymaz, 2010).

4. ÇELİK YAPILARDA ÇERÇEVE TİPLERİ VE DAVRANIŞLARI

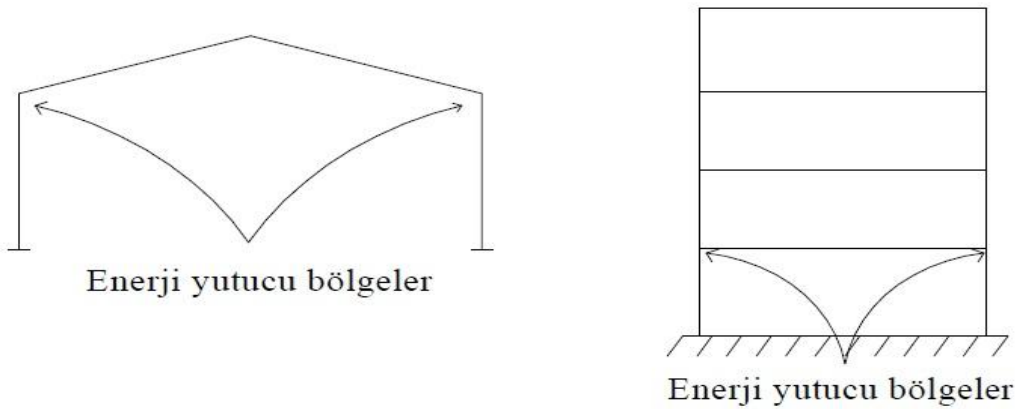
Bilindiği üzere çelik yapıların taşıyıcı sistemleri yatay ve düşey olmak üzere çerçevelerden oluşmaktadır ve çerçeve olarak incelenmektedirler. Bu esasa uygun olarak ayrı bölümlerde çerçeveler ele alınmıştır. Bu bölümleri şöyle kategorize edilir ise ;

- a) Moment aktaran çerçeveler
- b) Çelik çaprazlı çerçeveler
- c) Dolgu duvarlı çerçeveler
- d) Döşemeler

Yapılan bu çalışmada konumuz gereği moment aktaran çerçeveler ve çelik çaprazlı çerçeveler incelenmiştir.

4.1. Moment Aktaran Çerçeveler

Yatay yükler altında, özellikle bükülme etkilerine karşı koyan yapı tipleridir. Bu tip çerçevelerde, enerji yutucu bölge kolon-kiriş birleşimlerinin yanında oluşan plastik mafsallarda oluşur ve enerji bu bölgelerdeki çevrimsel eğilmelerle yutulmaya çalışılır.



Şekil 4.1. Moment aktaran çerçevelerde enerji yutucu bölgeler (Bulut, 2008)

Rijit çerçevelerin güçlendirilmesinde uygulanabilecek bazı yöntemler aşağıda verilmiştir. Bu yöntemlerde hedef yapıyı, dolayısıyla onu oluşturan çerçeveleri, belirli bir performans düzeyine yükseltmektir. Burada dikkat edilmesi gereken husus güçlendirme amacıyla eklenecek elemanlar ile mevcut sistem elemanları arasındaki uyumdur. Hedeflenen performans düzeyi için öngörülen deplasmanları, güçlendirilmiş sistem yeterli bir uyum içinde sağlamalıdır. Güçlendirme yöntemleri aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- a) Merkezi veya dışmerkez çaprazlar eklenmesi
- b) Sünek betonarme ya da yığma perdeler eklenmesi
- c) Moment aktaran birleşimlerin güçlendirilmesi
- d) Çerçevede kuvvetli kolon-zayıf giriş kuralının sağlanması
- e) Bina cephesindeki mevcut çerçevelerin üzerine ilave çelik çerçeveler monte edilmesi

4.2. Çelik Çaprazlarla Güçlendirilmiş Çerçeveler

4.2.1. Merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş çerçeveler

Merkezi çaprazlar binalara benzer endüstri yapıları için en etkili deprem yük taşıyıcı sistemi olarak kullanılmaktadır. Merkezi çaprazların geçmiş depremlerdeki performansları iyi ve mükemmel olarak değerlendirilebilir. Merkezi çaprazlar süneklik düzeyi yüksek, orta ve normal olarak tasarlanıp inşa edilebilirler. Merkezi çaprazların en büyük avantajları rijitlik ve dayanım şartlarını minimum ağırlıkla çok kolay bir şekilde sağlamaları ve tüm tasarım hesaplarının elle çok kolay bir şekilde yapılabilmesi olmasıdır. Merkezi çaprazlar tasarım için gerekli rijitlik ve dayanım şartlarını kolaylıkla sağlamalarına karşılık şiddetli deprem yer hareketleri altında doğrusal olmayan davranış beklenen taşıyıcı sistemler arasında en tercih edilen taşıyıcı sistem olamamaktadır. Merkezi çaprazların sınırlı enerji dağıtma kapasiteleri, düşük fazla bağılıkları çevrimsel yüklemeler sırasında çaprazlarda görülen erken kırılma ve çapraz birleşimlerinde gevrek kırılmalar Merkezi çaprazlar ile ilgili en büyük problemlerendir. Merkezi çaprazlar deprem yükü taşıyıcı sistemi olarak değişik düzenlerde kullanılmaktadır (Kıymaz, 2010).

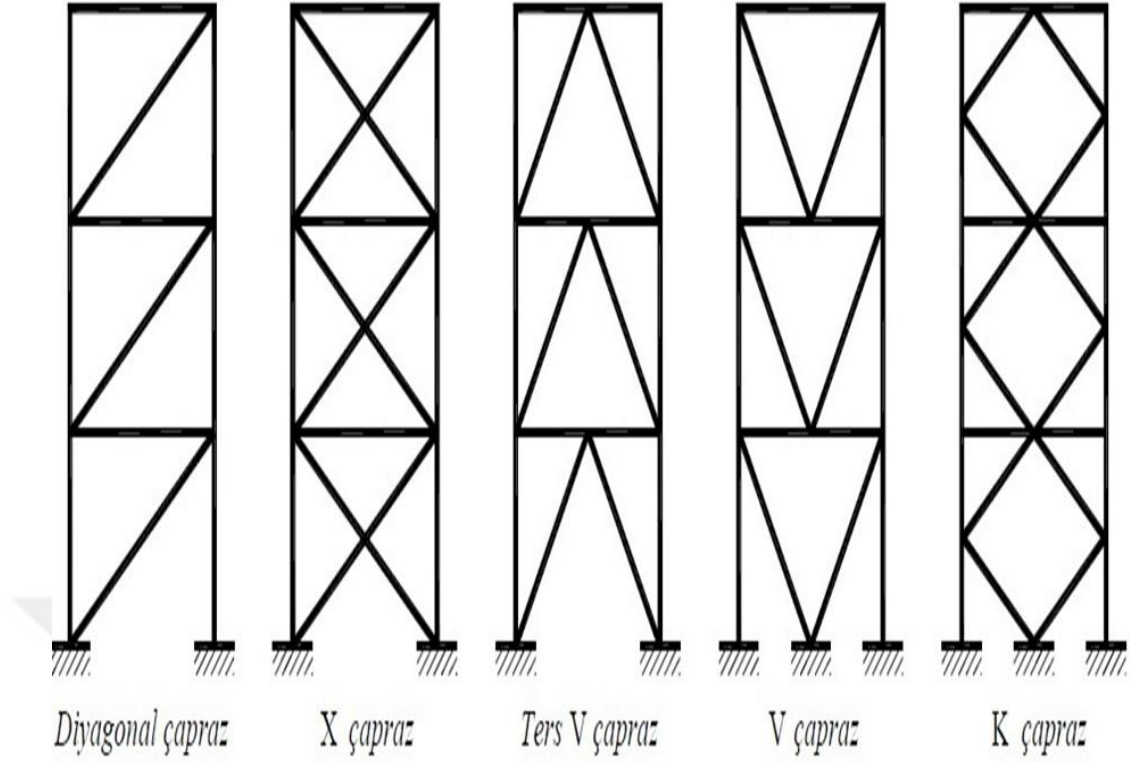
Merkezi çaprazlar moment aktaran çerçevelere nazaran oldukça rijit olduklarından, eğer iyi detaylandırılmazlarsa gevrek de davranabilirler, deprem yönetmeliklerinde (ANSI/AISC 341-10, 2005; TDY, 2007) zaman içinde getirilen

değişiklikler daha çok çapraz dayanımını ve rijitliğini arttırmak üzerine olmuştur. Bu da esas olarak doğrusal olmayan istemi minimize etmek için daha büyük tasarım yükleri kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Merkezi çaprazlar daha önce bahsedildiği gibi rijitlik ve dayanım şartlarını kolaylıkla sağlamalarına karşılık şiddetli deprem yer hareketleri altında doğrusal olmayan davranış beklenen taşıyıcı sistemler arasında en tercih edilen taşıyıcı sistem olamamaktadır. Son yıllarda, süneklik ve yüksek enerji dağıtma kapasitesi için gerekli şartlar da yönetmeliklere eklenmiştir. Şiddetli deprem yer hareketleri sırasında Merkezi çaprazlardaki çapraz elemanlar çevrimsel çekme ve basınç etkisinde burkularak büyük doğrusal olmayan deformasyonlara maruz kalmaktadırlar. Çapraz elemanın burkulma ve burkulma sonrası dayanımı, eğer uygun tasarlanmazsa, çekme dayanımından önemli ölçüde düşük olacaktır. Bu da Merkezi çaprazların enerji dağıtma kapasitesini ve sünekliğini önemli ölçüde azaltmaktadır.

Bunun yanında yaygın olarak kullanılan şekil 4.2 deki gibi 5 ayrı tipi bulunmaktadır.

Bunlar;

- a) Diyagonal çaprazlar
- b) X tipi çaprazlar
- c) V tipi çaprazlar
- d) Ters V tipi çaprazlar
- e) K tipi çaprazlar



Şekil 4.2. Yaygın kullanılan merkezi çapraz tipleri (Bulut, 2008)

Diyagonal ve X tipi çaprazlarda yatay yükler, sadece çekmeye çalışan diyagonal elemanlar tarafından karşılanır. Burada basınca çalışan diyagonaller dikkate alınmazlar.

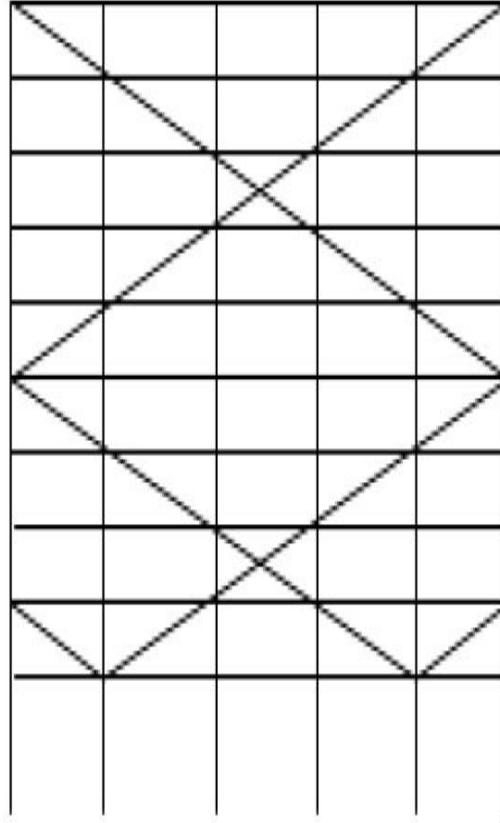
V ve ters V tipi çaprazlarda yatay yükler hem çekmeye ve hem de basınca çalışan diyagonalelemanlar tarafından karşılanırlar. Bu diyagonallerin birleşim noktası, yatayda ve sürekli olan bir eleman üzerinde olacak şekilde dizayn edilir.

K tipi çaprazlarda ise diyagonalin kesişme noktası kolon üzerinde bulunmaktadır. Bu durumda K çaprazlarının akma mekanizmaları kolonların akmasını da kapsadığından bu çaprazlar enerji yutucu elemanlar olarak dikkate alınmalıdır.

Bununla beraber V, ters V ve K tipi çaprazlar genellikle mimari sebeplerden tercih edilmektedirler. Zira pencere boşlukları gibi boşluklar bırakılabilmektedir. Ancak bunların davranışlarında bazı riskler bulunmaktadır. V ve Ters V çaprazlarında elemanın yükü kirişin ortasına etki etmektedir. Dolayısıyla da çapraz akmaya ulaşmadan kirişte plastik mafsallık meydana gelmektedir. Ancak K çaprazlarında çapraz yükü kolonun ortasına etki etmektedir. Mevcut yapıların

onarımında V şeklindeki çaprazların kullanılması, hasarın kirişte oluşması nedeniyle, önerilmemektedir. Çaprazın birleşim yerinin gevrek kırılmayı önleyecek şekilde tasarlanması gerekmektedir (Bulut, 2008).

Merkezi çaprazlı çerçevelere benzeyen sistemlerden biri de yüksek yapıların onarımında kullanılan, daha fazla rijitlik ve süreklilik sağlayan, mega çaprazlardır. Bu sistemler çelik yapıların dayanımını ve rijitliğini artırmaktadır. Bu çaprazlar Şekil 4.3 de görülmektedir. Mega çaprazlı çerçevelerin, başka sistemlere, özellikle burkulması sınırlandırılmış sistemlere göre, rijitlik ve dayanımları daha etkilidir.



Şekil 4.3. Mega çaprazlar (Bulut, 2008)

4.2.1.1. Merkezi çelik çaprazlar için verilen kurallar

Eurocode 8’de merkezi çelik çaprazlı perdeli yapılarda çekme kuvveti etkisindeki çapraz elemanların, bağlantıların göçmesinden ve kirişler ile kolonların akmasından veya burkulmasından önce akacak şekilde tasarlanması amaçlanmıştır. Çünkü basınç etkisindeki çaprazlar basınç burkulması sebebiyle, rijitlik ve dayanıma önemli bir katkı yapamamaktadır. Birinci aşamada çaprazlardaki basınç etkisi artıp burkulma dayanımına ulaşabilir, fakat diğer çevrimde yani yükün yön değiştirmesi durumunda, burkulmadan kaynaklanan kalıcı deformasyondan dolayı basınç kuvveti taşıma kapasitesi azalmaktadır ve sonraki çevrimlerde hiçbir zaman plastik basınç kuvveti taşıma kapasitesi $N_{Pl,Rd}$ ’ye ulaşmaz. Dayanımdaki düşüş hızlıdır ve tekrarlı yüklemeler altında tahmin edilmesi kolay değildir. Sorun güvenli tarafta kalacak şekilde bir yapısal davranış tahmin edilmesidir. Bu gerçeklik EC8’de basınç çaprazları ile ilgili maddelerin tasarım felsefesini oluşturur (Fardis, Carvalho ve diğerleri, 2005).

Güçlendirilmiş çerçevelerin her bir çapraz elemanı, yön değiştiren yükler altında, her katta ve her çapraz doğrultusunda benzer sekil değiştirme özellikleri açıklanmalıdır. Bunun için kattın kata aşağıdaki kuralların sağlandığı gösterilmelidir;

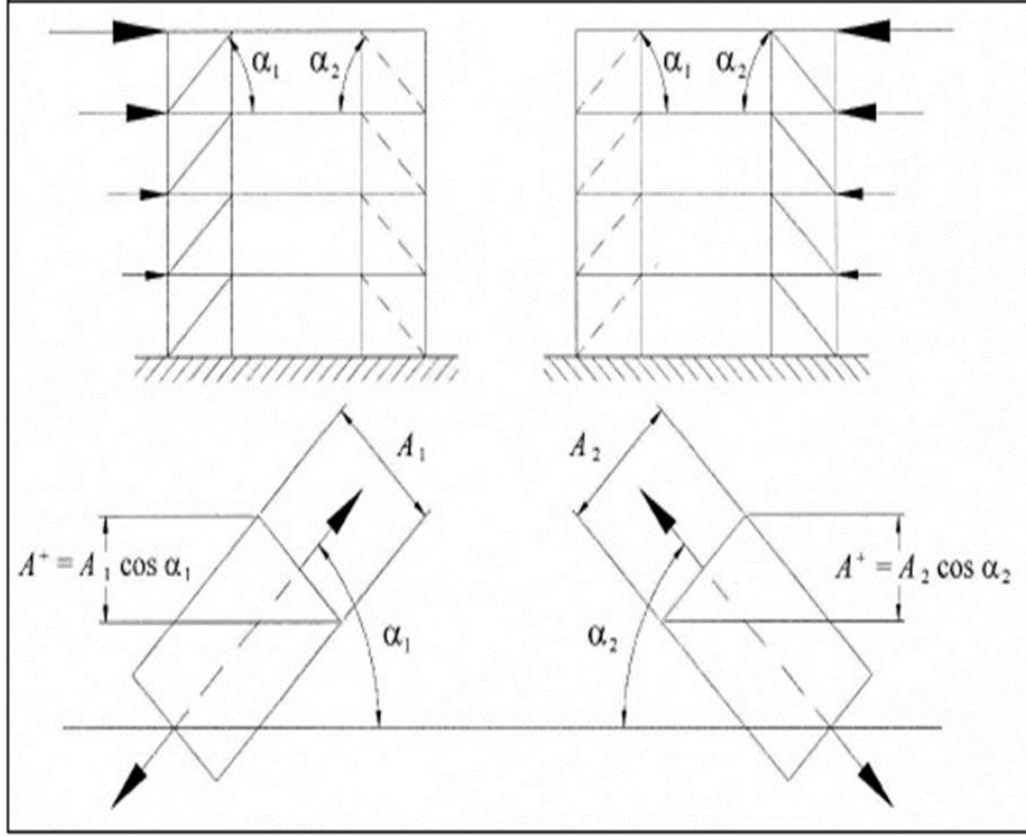
$$\frac{A^+-A^-}{A^+-A^-} \leq 0,05 \quad (4.1)$$

Burada A^+ , A^- : Yatay deprem kuvvetlerinin tesir etmesi halinde (+) ve (-) yönden tesir ederken , çekme çaprazlarının yatay izdüşüm alanları, kullanılan çapraz elemanlar , elastik burkulmayı önlemek için boyutsuz narinlik olarak $\lambda \leq 1,5$ şartını sağlamalıdır.

N çekme kuvveti , brüt enkesitin akma dayanımı $N_{Pl,Rd}$ ile sınırlandırılmalıdır. V güçlendirmeli sistemlerde basınç çaprazları Eurocode 3 ‘e göre dizayn edilmelidir. Çaprazların herhangi bir elemanla birleşiminde bütün dayanım şartları şu şekilde sağlanmalıdır ;

$$R_d \geq 1,2N_{Pl,Rd} \quad (4.2)$$

$N_{Pl,Rd}$: Çapraz elemanın çekmede ve basınçta aksenal dayanımı



Şekil 4.4. Çapraz izdüşüm alanlarının gösterilmesi (Ar, 2009)

4.2.1.2. Merkezi çelik çaprazların analizi

Düşey ağırlık yükleri altında sadece kirişler ve kolonların yükleri taşıdığı düşünülmeli, çelik çaprazlar dikkate alınmamalıdır.

Sismik yük için, elastik analizde çaprazlar aşağıdaki gibi kabul edilmelidir;

- Çelik çaprazlı perdeli çerçevelerde sadece çekme çubukları dikkate alınmalıdır. Yapı analizini her bir merkezi çelik çaprazlı perde için sadece bir çapraz varmış gibi gerçekleştirilir, diğer çapraz ise daha önce burkulduğu ve dayanıma katkı sağlamalığı düşünülür. Bu başlangıçta yapısal sisteme rijitlik ve dayanım katkısını ihmal etmeye karşılık gelip, burkulması sonrası durum için güvenli yönde kalmayı sağlar.
- V çaprazlı perdelerde hem çekme çaprazı hem de basınç çaprazı dikkate alınmalıdır.

Aşağıdaki koşulların sağlanması durumunda merkezi çelik çaprazlı perdeli çerçevelerde hem basınç hem de çekme çaprazı analizde dikkate alınabilir;

- a) Doğrusal olmayan statik analiz (pushover) veya doğrusal olmayan zaman tanım aralığında bir analiz yöntemi kullanıldığında,
- b) Çaprazların modellenmesinde burkulma öncesi durum ve burkulma sonrası davranışları göz önünde tutulduğunda hem basınç çaprazı hem de çekme çaprazı analizde modelinde kullanılabilir.

4.2.1.3. Merkezi çelik Çaprazlar kolon ve kirişler için belirtilen kurallar

Eksenel yüklü kiriş ve kolonlarda en küçük dayanım değeri aşağıda verilen eşitliği sağlamalıdır.

$$N_{Pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (4.3)$$

Yukarı da verilen denklemde;

$N_{Pl,Rd}(M_{Ed})$: Kiriş veya kolonun eğilme momenti ve eksenel kuvvetin ortak etkisi altında EN1993'e göre burkulma dayanımı,

$N_{Ed,G}$: Kiriş veya kolonun deprem etkisi dışında oluşan eksenel yükü

γ_{ov} : Dayanım artırma faktörü

Ω : çelik çaprazlı perdeli sistemdeki en düşük Ω_i

$N_{Ed,E}$: Kiriş veya kolonun deprem etkisi sebebiyle oluşan eksenel yükü

Şeklinde tanımlanmaktadır.

V çaprazlı perdelere sahip çerçevelerde, kirişler aşağıdaki kurallara göre boyutlandırılmalıdır;

- a) Sismik olmayan tüm yükler çaprazlar dikkate alınmadan taşındığı düşünülecektir.
- b) Düşey yük etkisi kirişlere çaprazların burkulmasından sonra etkitilecektir. Bu etki çekme çaprazları için $N_{Pl,Rd}$ ile basınç çaprazları için ise $N_{Pl,Rd,pb} \sigma_{pb}$ ile hesaplanacaktır.

σ_{pb} : Burkulma sonrası durumunda çaprazın basınç kuvveti taşıma kapasitesidir.

Ulusal eklerde önerilen σ_{pb} değeri 0,3'tür.

Çelik çaprazlı perdeli çerçevelerde basınç ile çekme çaprazları kesişmiyor ise, çapraza komşu kolonda oluşan çekme ve basınç kuvvetleri dikkate alınarak basınç çaprazlarındaki basınç kuvvetleri basınç dayanımlarına eşit hesaplanmalıdır.

4.2.1.4. Merkezi çelik çapraz elamanlar için belirtilen kurallar

X çaprazlı perdelerde boyutsuz narinlik oranı $1.3 < l \leq 2$ ile sınırlandırılmıştır. Böylece narin diyagonellerin aksenal yükün yön değiştirmesi durumunda şok etkisine uğraması engellenmiştir.

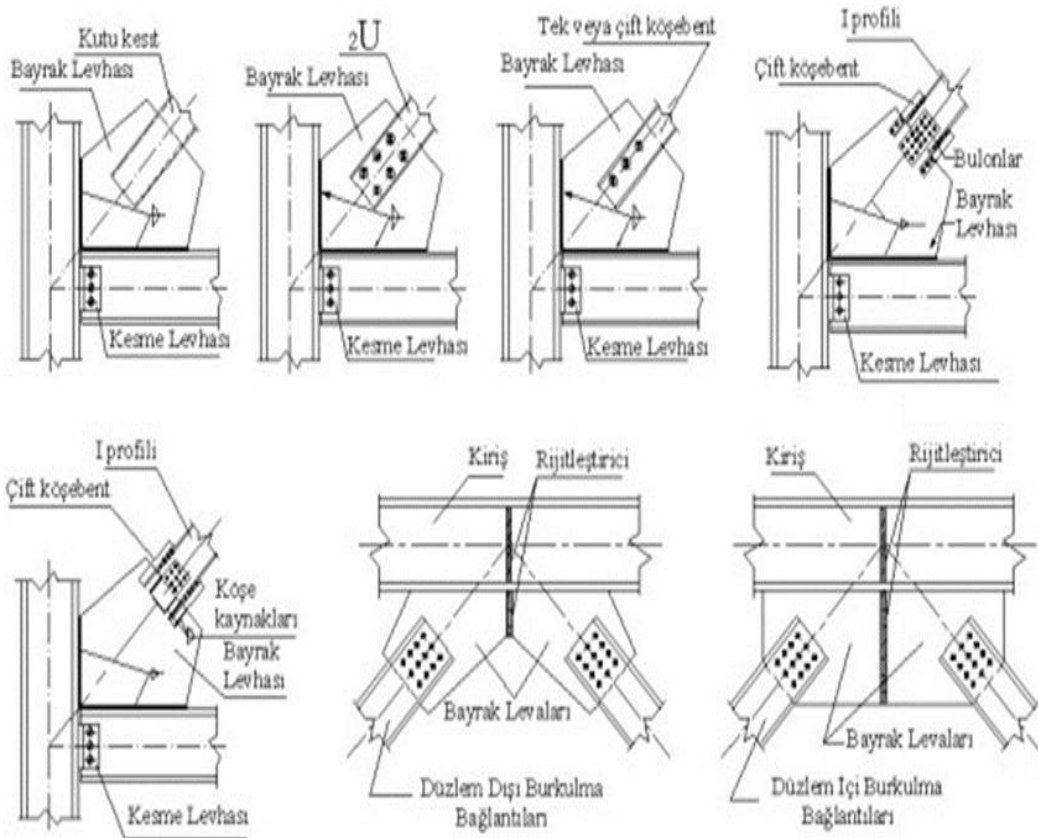
Çaprazlı perde şekli X türü değilse boyutsuz narinlik oranı $l \leq 2$ ile sınırlandırılmıştır.

V çaprazlı perdelerde boyutsuz narinlik $l \leq 2$ ile sınırlandırılmıştır.

İki kata kadarki yapıların çaprazlarında herhangi bir boyutsuz narinlik sınırı yoktur. Dolayısıyla az katlı yapılarda çubuklar ve kablolar çapraz elemanlar olarak kullanılabilir.

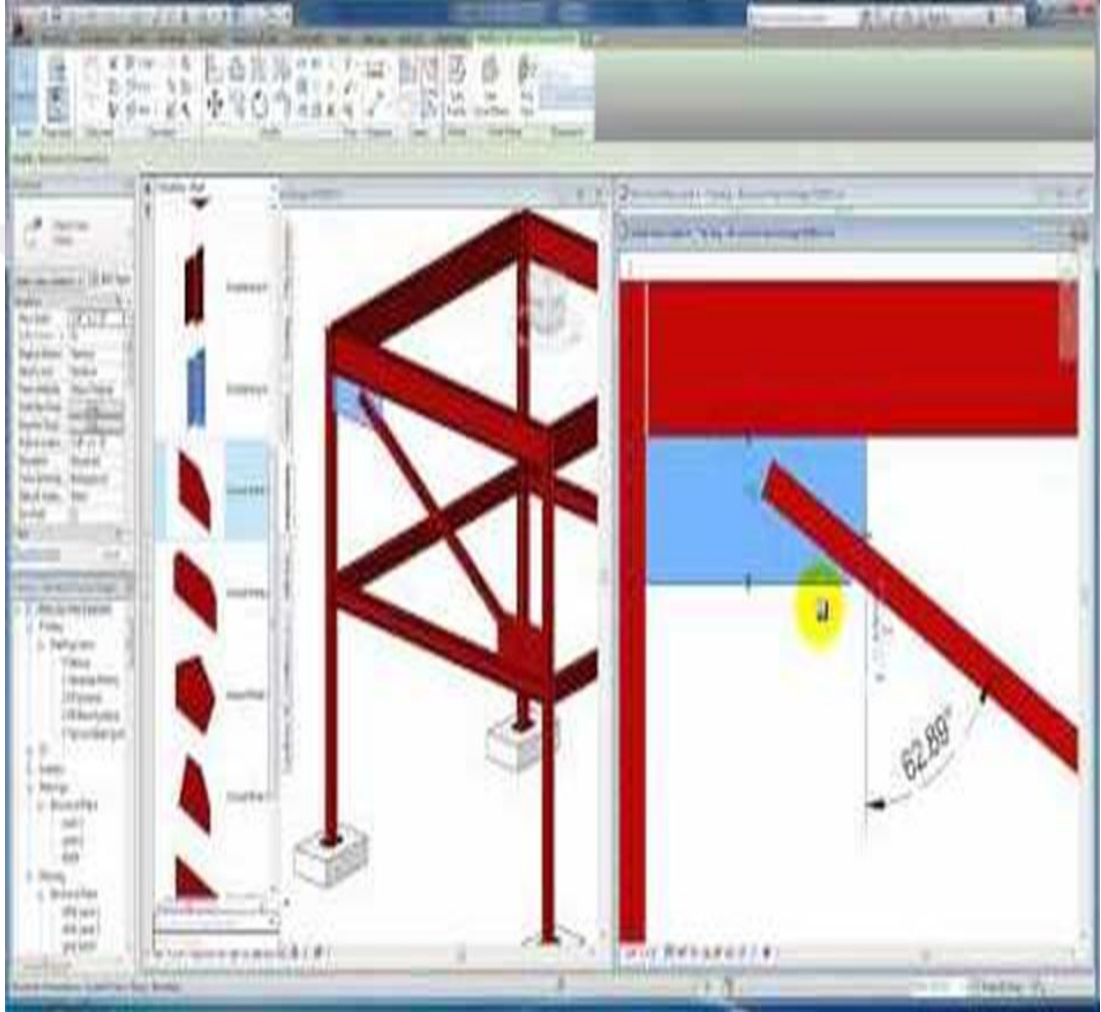
4.2.1.5. Merkezi çelik çaprazların uygulama örnekleri

Bu kısımda tasarlanmış modelleri ve uygulamaları şekiller üzerinde görülmektedir.

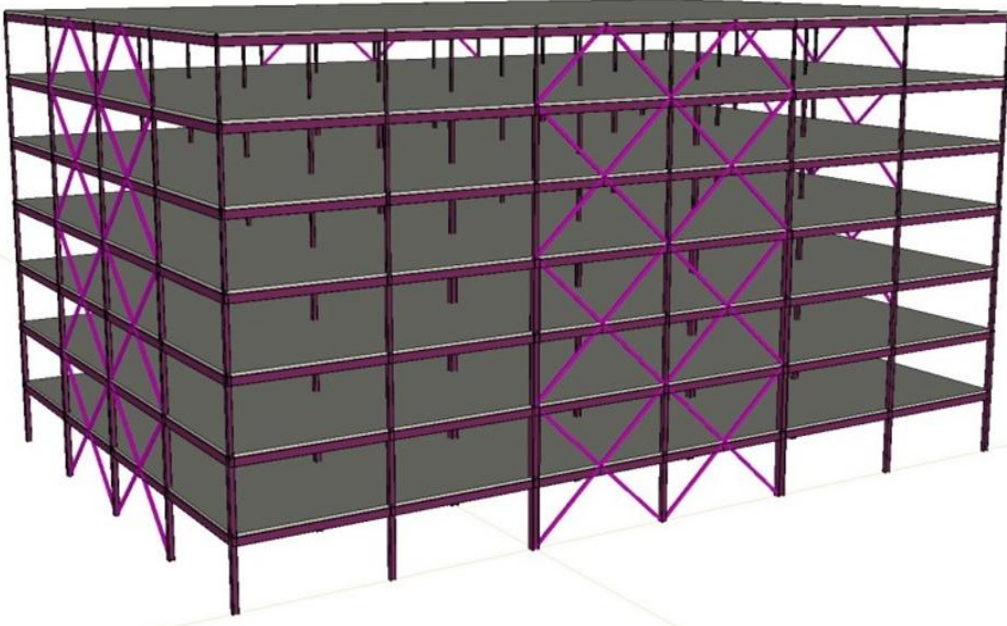


Şekil 4.5. Çelik çaprazların birleşim detayları ve bayrak levhası (Tama, 2003)

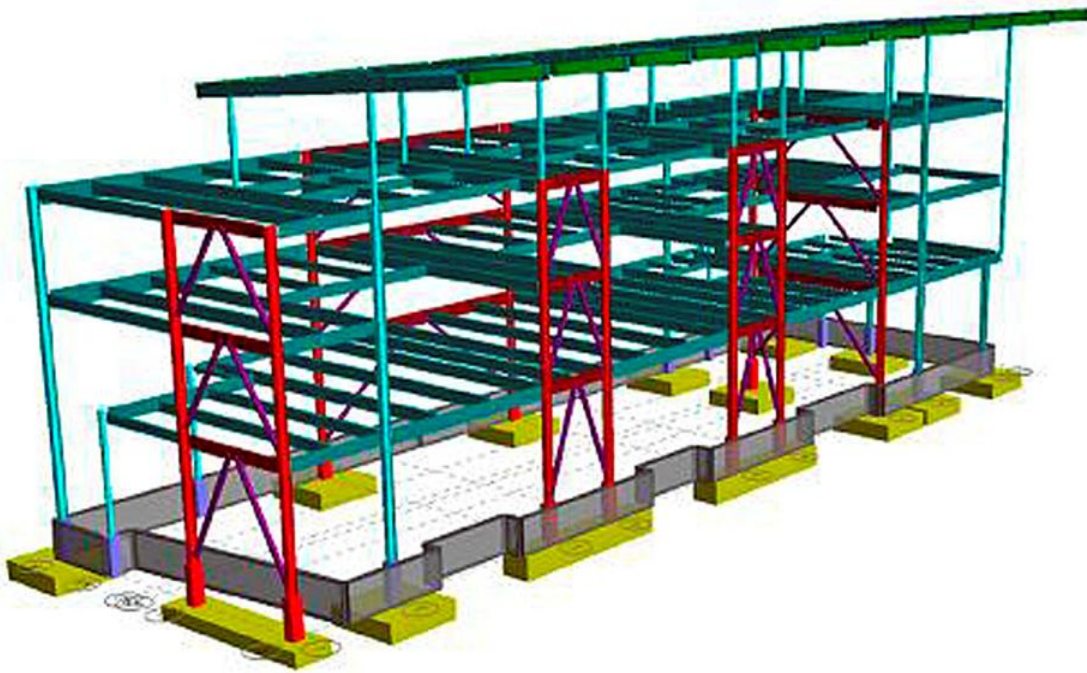
Bayrak levhaları geçmişte çelik köprü yapılarında, binalarda ve endüstriyel yapılarda düğüm noktası teşkilinde yoğun olarak kullanılmıştır. Günümüzde ise, bunlara ilaveten çelik çaprazlı yapı çerçevelerinde, çelik çapraz elemanlarının Şekil 4.5’ de görüldüğü gibi kolon ve kirişlere bağlanmasında da yaygın olarak kullanılmaktadır (Tama, 2003). Bayrak levhaları bulonlu veya kaynaklı olarak 2 şekilde de uygulanabilirler.



Şekil 4.6. X tipi çelik çapraz tasarlanma aşamasından bir örnek



Şekil 4.7. X tipi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş bir bina modeli örneği



Şekil 4.8. Ters V tipi çelik çaprazlarla güçlendirme modeli örneği



Şekil 4.9. X tipi çelik çapraz uygulama örneği



Şekil 4.10. Diyagonal çelik çapraz uygulama örneği



Şekil 4.11. V tipi çelik çapraz uygulama örneği



Şekil 4.12. Ters V tipi ve Diyagonal çelik çapraz uygulama örneği



Şekil 4.13. K tipi çelik çapraz uygulama örneği

4.2.2. Dış merkezli çelik çaprazlarla güçlendirilmiş çerçeve

Dış merkez çaprazlar, yoğun sismik etkilere karşı koymak için, yatay olarak rijit ve iyi bir enerji yutma kapasitesine sahip olan bir çerçeve sisteme olan ihtiyaç sonucu ortaya çıkmıştır.

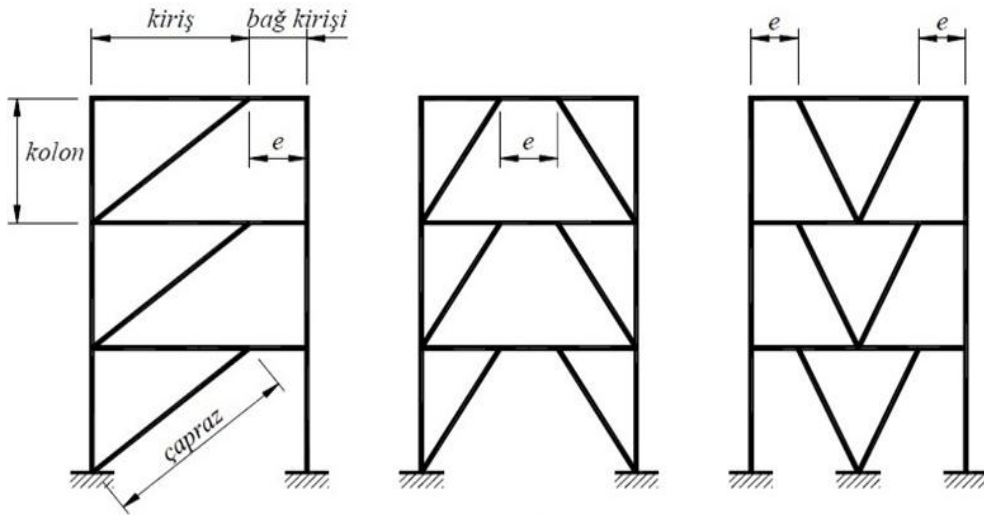
1970’li yılların başında Japonya’da, dış merkez çelik çaprazlı çerçeve sistemi denilen, moment aktaran çerçevelerle çaprazlı çerçevelerin avantajlarını birleştiren yeni bir sistem geliştirilmiştir. Dış merkez çelik çaprazlı sistemler, kesmeye ya da eğilmeye çalışan bağ kirişlerin kontrollü akması ile, enerjinin yutulmasını sağlar. 1980’lerde, dış merkez çaprazların döngüsel etkiler altında, bağ kirişi davranışını gözlemlemek için çeşitli çalışmalar yapılmıştır.

Tipik bir dış merkez çapraz perde, bir kirişten, bir veya iki çaprazdan ve bir kolondan meydana gelir. konfigürasyonu, çerçevenin en azından bir ucundan dış merkez olarak bağlanması dışında geleneksel çaprazlı perdelerle benzerdir. Dış merkez birleşim, çerçeveye bitişik kirişte eğilme ve kesme kuvvetleri oluşturur. Bu kuvvetlerin yoğunlaştığı kiriş parçasına bağ kirişi denir. Dış merkez çaprazların yatay rijitliği, en başta bağ kirişi boyunun kiriş boyuna oranının fonksiyonudur. Bağkirişi boyu azaldıkça, çerçevenin rijitliği artar ve merkezi çaprazlı bir çerçevenin rijitliğine yaklaşır. Bağ kirişi boyu uzadıkça, kiriş daha esnek olur ve moment

aktaran çerçevenin rijitliğine yaklaşıır (Kıymaz, 2010).

Moment aktaran çelik çerçeveler iyi boyutlandırıldığı ve uygulandığı zaman sünek bir davranış gösterir. Çoğu zaman katlar arası yer değiştirmenin sınırlandırılması boyutlandırmada kritik şart olarak ortaya çıkar. Merkezi çelik çaprazlı ise, yüksek yanal rijitliğe sahip olmakla beraber, enerji tüketimi çaprazların burkulmasından etkilenir. Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler her iki sakıncayı gidermek için oluşturulmuştur (Celep ve Kumbasar, 2004).

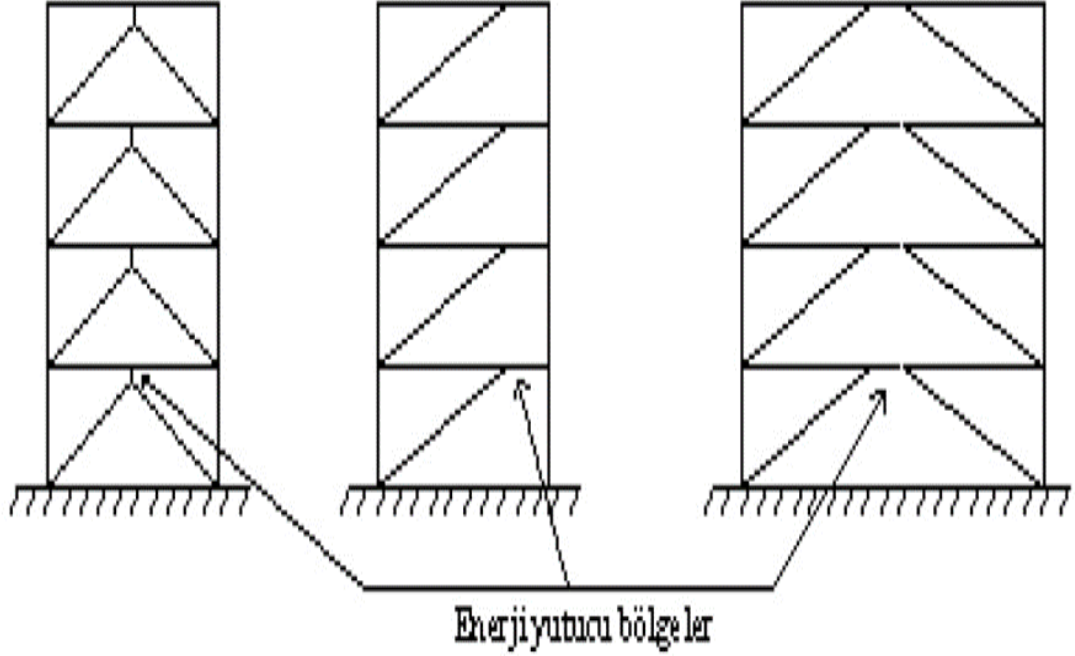
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler (DÇÇP), yüksek elastik rijitliğe, çevrimsel yatay yükler altında stabil bir inelastik davranışa, mükemmel bir süneklik ve enerji yutma kapasitesine sahiptir. Bu nedenle, yüksek sismik aktivitesi olan bölgeler için oldukça uygun taşıyıcı sistemlerdir. MÇÇP sistemlerinin yüksek yanal rijitlik kapasitesi ile, çelik çaprazlı perdenin stabil enerji yutma kapasitesi ve sünekliği, DÇÇP sistemlerinin karakteristikleridir. DÇÇP sistemlerin en belirgin ve ayırıcı özelliği, çelik çapraz elemanın en az bir ucunun, kirişte “bağlantı (bağ) kirişi” adını verilen bir parçaya bağlanmasıdır (Deren, Uzgider ve Piroğlu 2007).



Şekil 4.14. Yaygın kullanılan dışmerkez çapraz tipleri (Bulut, 2008)

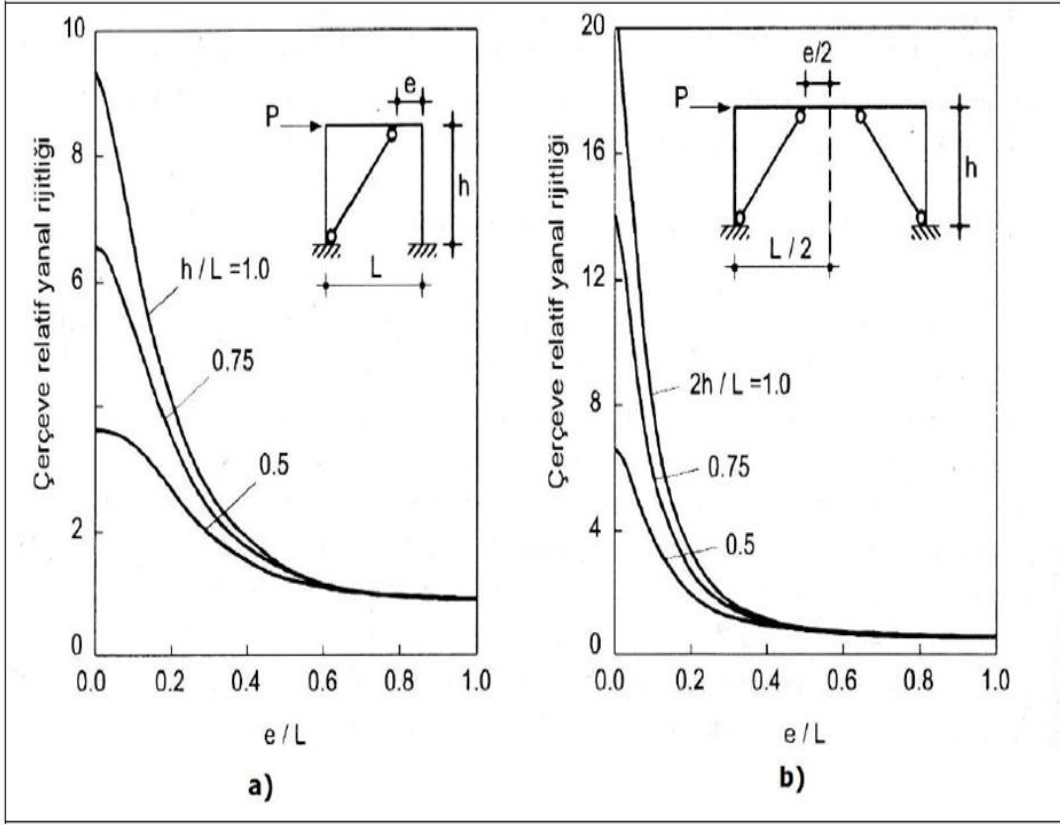
Sonuç olarak bu şekildeki sistemlere daha fazla değinmek gerekmektedir. Çapraz elemanların mevcut çerçeveye birleşimleri özenli bir şekilde tasarlanmalıdır. Bu

nedenle merkezi çaprazlı çelik çaprazlardan daha detaylı incelenmektedirler. Bağ kirişler özenle boyutlandırılmaz ise emniyetsiz durumlar oluşmaktadır.



Şekil 4.15. Dış merkezli çelik çaprazlarda enerji yutucu bölgeler (Bulut, 2008)

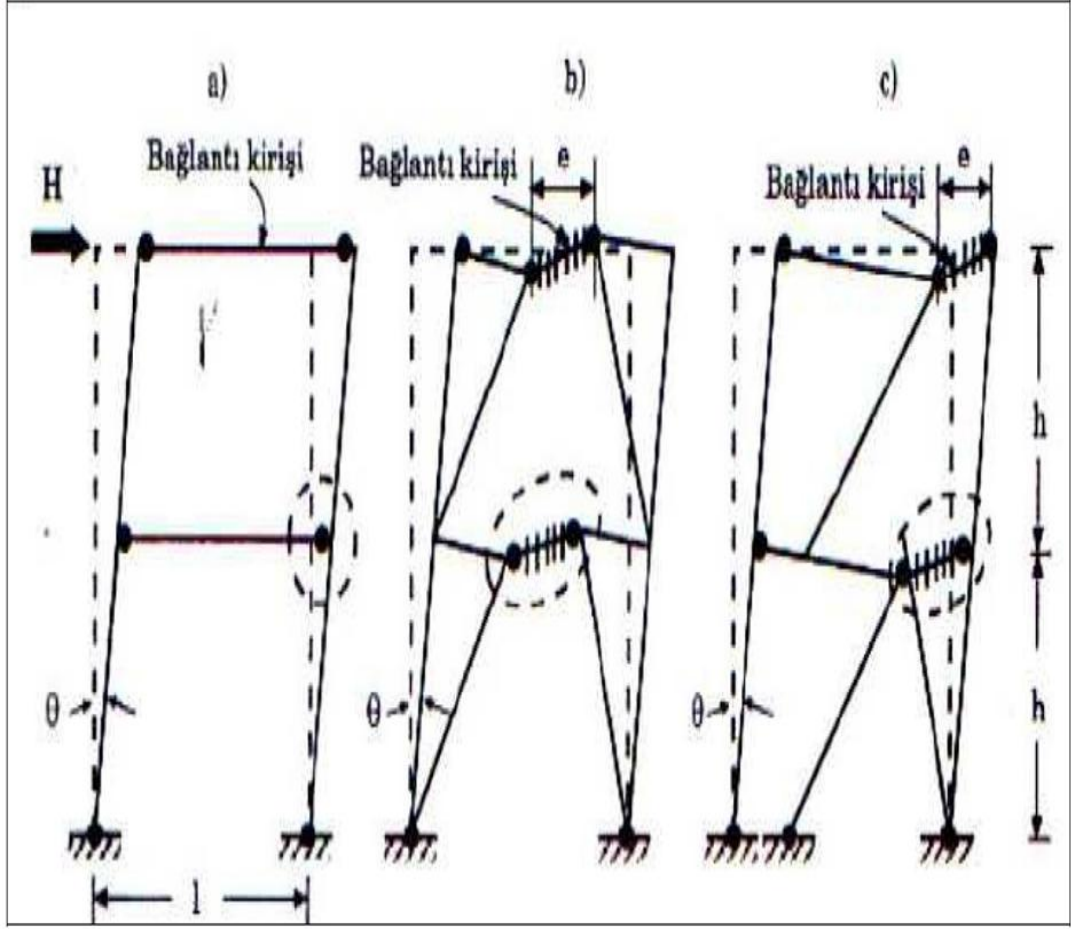
Dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin çaprazlanmamış rijit çerçeve sistemlerine göre yanal rijitlik açısından üstünlüğü Şekil 4.16'da görülmektedir. Şekil 4.16 'da yatay eksen bağlantı kirişinin çerçeve genişliğine oranını, düşey eksen ise relatif yanal rijitliği göstermektedir. Şekil 16 incelendiğinde $e/L=0$ durumu merkezi çelik çaprazlı perdeye, $e/L=1$ durumu ise moment aktaran çerçeveye karşılık gelmektedir (Celep, Kumbasar 2004). Bağ kirişinin çerçeve açıklığına oranının 1 olduğu durumda, diğer bir deyişle moment aktaran çerçeve durumunda relatif yanal rijitlik MÇÇP ve DÇÇP'de durumlarına göre minimum seviyeye düşmektedir (Ar, 2009).



Şekil 4.16. Çerçeve yanal rijitliğinin bağ kirişi boyu ile değişimi (Celep ve Kumbasar, 2004)

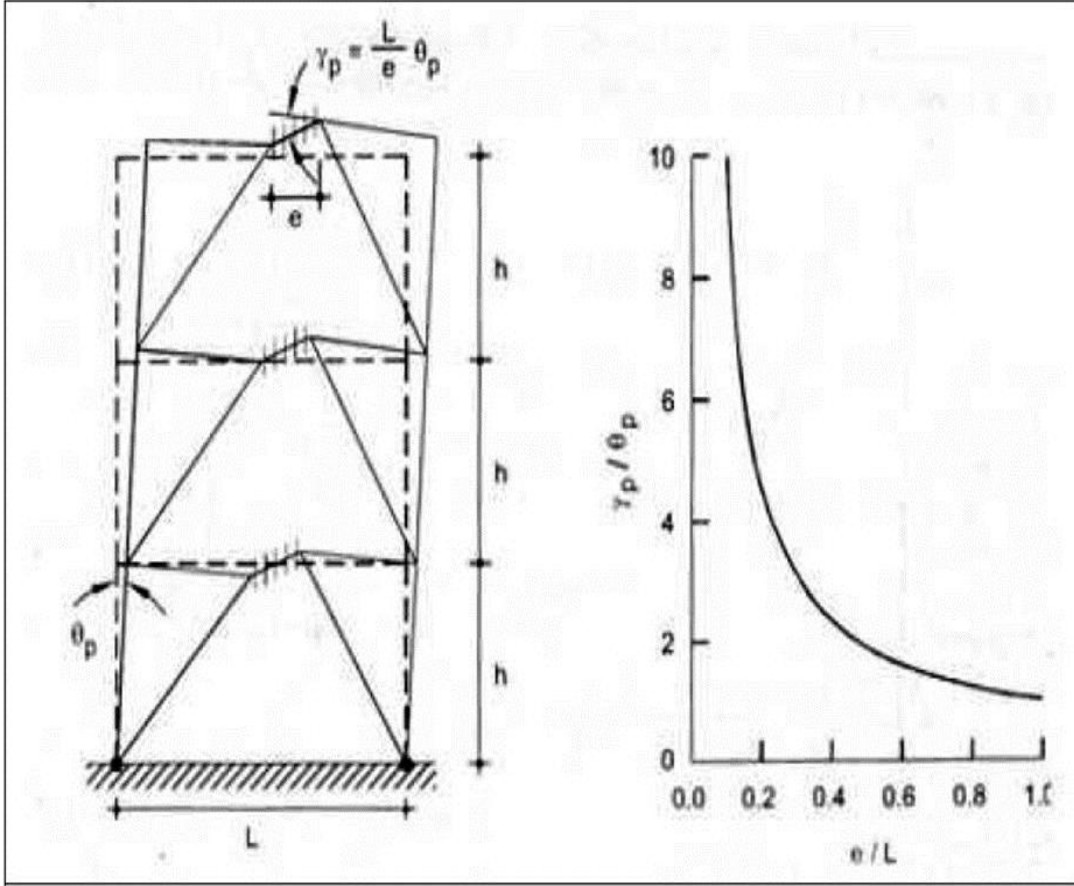
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler (DÇÇP), çeşitli geometrik formlarda oluşturulabilir. Oluşturulan çelik çaprazlı perdelerin süneklik düzeyi yüksek çelik çaprazlı perdeler olarak değerlendirilebilmeleri için, birleşim noktası ile bu bağlantı arasındaki kiriş parçasının (bağ kirişinin) büyük deformasyonlar yapabilmeleri gerekir. Böylece; kolon-kiriş birleşim noktası ile güçlendirme elemanı arasında kalan kiriş parçasının, plastik kayma deformasyonu yapmasına imkân verilerek enerji yutması sağlanır (Deren, Uzgider ve Piroğlu, 2007).

Bağlantı kirişinin plastik deformasyon yapmasını sağlayacak teorik yükü hesaplamak mümkündür. Bu şekilde, çapraz elemana etkiyecek eksenel yük değerini bulmakta da mümkündür (Deren, Uzgider ve Piroğlu, 2007).



Şekil 4.17. Mekanizma durumunun grafiksel gösterimi (Deren, Uzgider ve Piroğlu, 2007)

Şekil 4.17a'da moment aktaran çerçevenin, Şekil 4.17b ve Şekil 4.17c'de ise dışmerkez çelik çaprazlı perdelerle güçlendirilmiş çerçevelerin, elastik olmayan davranışları gözlemlenebilir. Her iki sistemde Şekil 4.17a ile 4.17b veya 4.17c'de aynı Θ yanıl açılal sapması için farklı sünek davranış göstermektedir. Şekil 4.17a'da güçlendirilmemiş rijit çerçeve sisteminde plastik mafsallar Θ kadar dönme yapmış olmaları nedeniyle sünek davranış diğerlerine göre en azdır. Buna karşılık dışmerkez çelik çaprazlı perdelerde, kısa bağ kirişi önemli oranda plastik mafsal dönmelerine sebep olmuştur.



Şekil 4.18. Bağ kirişi açısının e/L oranı ile değişimi (Celep ve Kumbasar, 2004)

Şekil 4.18'de ters V türünden dışmerkez bir çerçevede plastik şekil değiştirmeler gösterilmiştir. Burada bağ kirişi boyu küçük olduğu için, plastikleşmenin kesme kuvveti etkisinden oluştuğu kabul edilebilir. Elastik şekil değiştirmelerin plastikler yanında küçük olduğu kabul edilerek ve geometrik bağıntılar kullanılarak aşağıdaki denklem elde edilebilir,

$$\frac{\gamma_p}{\theta_p} = \frac{L}{e} \quad (4.4)$$

γ_p : Bağ kirişindeki plastik açı değişimi

θ_p : Çerçevede plastik kat ötelenme açısı

Bu bağıntının değişimi'de şekil 4.18'de görülebilir. Görüldüğü gibi bağ elemanlarında oluşan plastik şekil değiştirmeler eleman boyu ile ters orantılıdır. Elastik yer değiştirmelerin küçük olduğu kabul edilirse, toplam rölatif kat

ötelemesinden plastik kat açısı aşağıdaki denklemdeki gibi hesaplanır.

$$\theta_p \cong \frac{\Delta_s}{h} = \frac{C_d \Delta_e}{h} \quad (4.5)$$

Δ_e : Öngörülen deprem etkisinden oluşan kat rölatif ötelenmesi

C_d : Plastik durum için kullanılan büyütme katsayısı

Bağ kirişinin şekildeğiştirme kapasitesinin aşılmaması için, bağ kirişi boyunun çok küçük olmaması gerekir.

Bağ kirişinin kesme kuvveti kapasitesine erişerek plastikleştiği ve elastik şekil değiştirmelerin çok küçük olduğu kabul edilirse, bir katlı bir çerçeve için dış ve iç şekil değiştirme islerinin eşitliği aşağıdaki denklemdeki gibi gösterilebilir;

$$P_u h \theta_p = e V_p \gamma_p \quad (4.6)$$

P_u : Yatay kuvvet

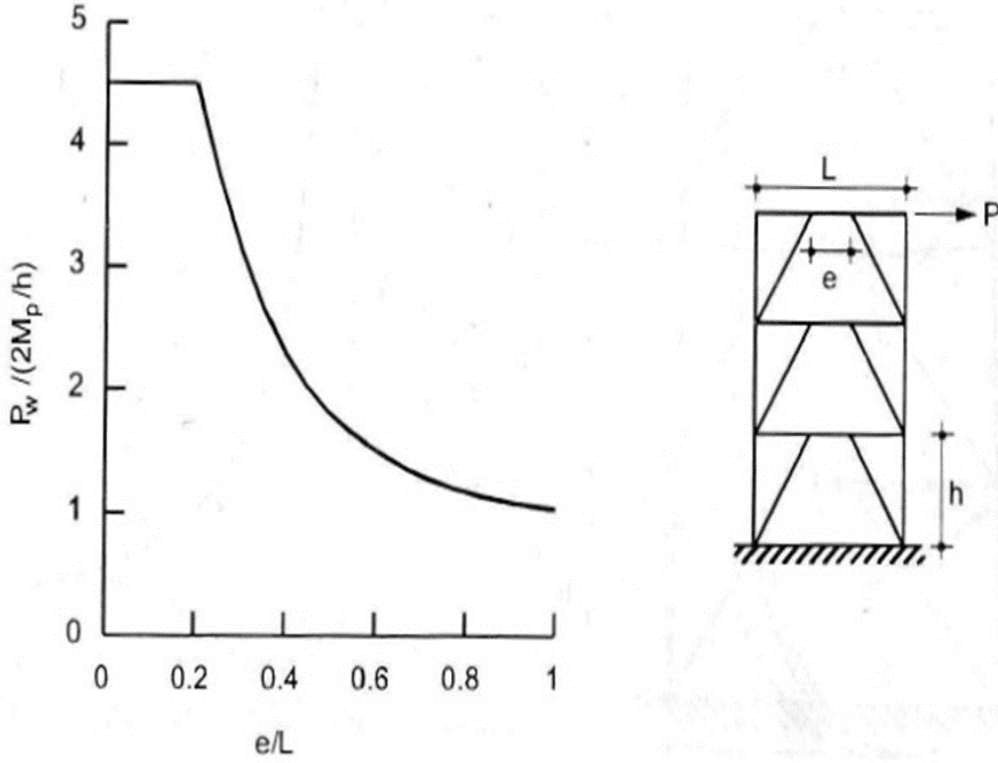
V_p : Bağ kirişinin kesme kuvveti kapasitesi

Yukarıdaki 4.5 ve 4.6 denklemleri ele alınırsa

$$P_u = \frac{V_p L}{h} \quad (4.7)$$

elde edilir.

Denklem incelendiğinde, bağ kirişinin kesme kuvvetinden plastikleştiği kabulü altında, yatay kuvvet kapasitesinin eleman boyundan bağımsız olduğu anlaşılır. Bu sonuç Şekil 4.19'da e/L 'nin küçük değerleri için görülebilir. Fakat, bağ kirişinin boyunun büyümesi ile eğilme momenti elemanın davranışında etkili olmaya başlar. Bağ kirisin e boyunun artması ile eğilme momenti de arttığı için çerçevenin yatay yük kapasitesi azalır.



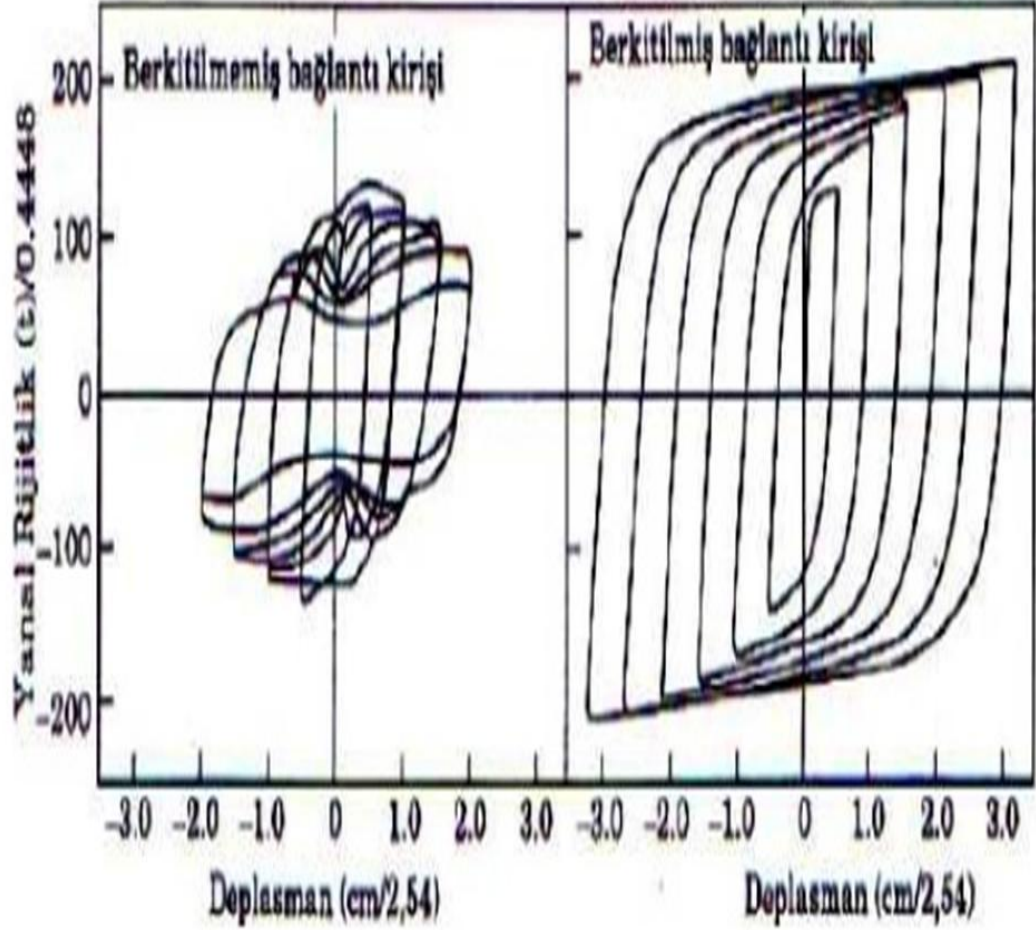
Şekil 4.19. DÇÇP ‘nin yatay yük kapasitesinin bağ kirişi boyu ile değişimi (Celep ve Kumbasar, 2004)

DÇÇP sistemlerin tasarımında izlenen yol şöyledir;

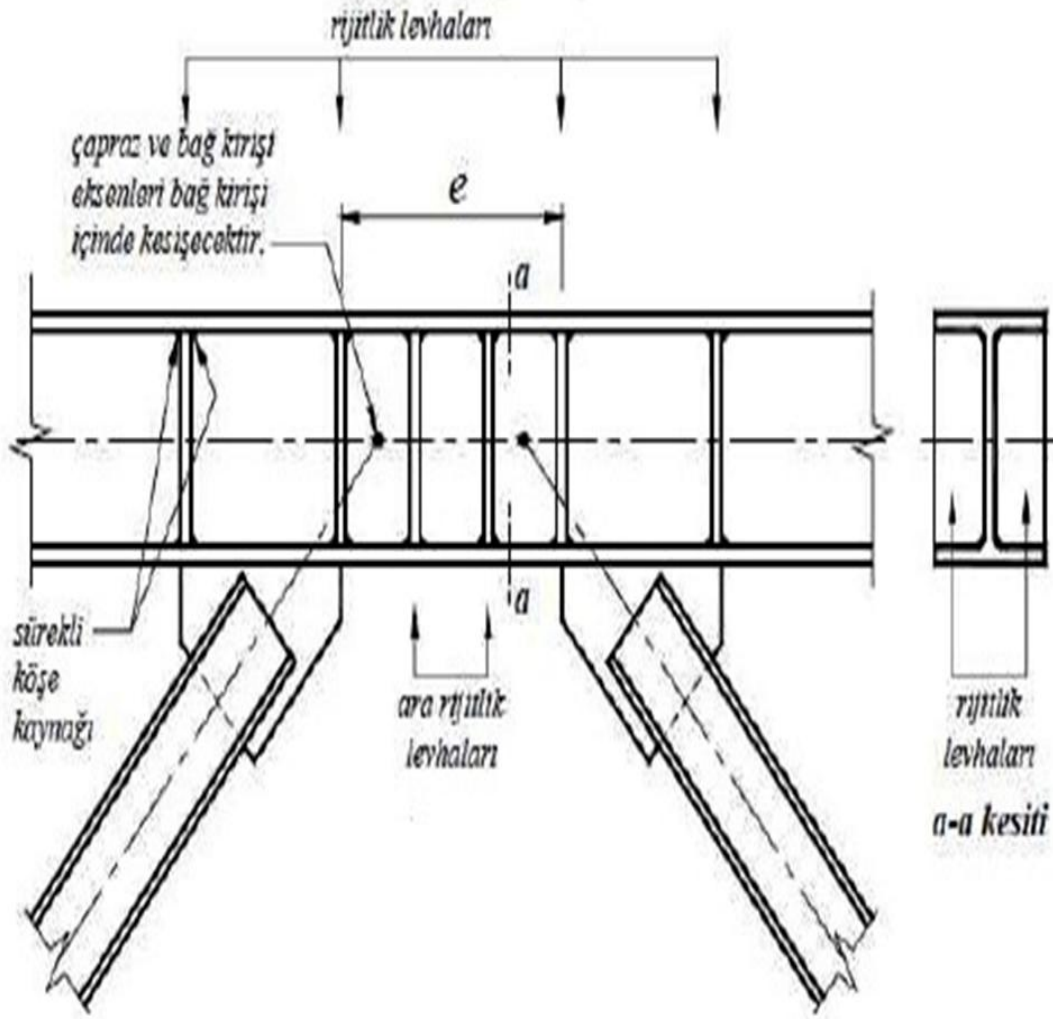
- a) İnelastik davranışı bağ kirişi üzerinde sınırlandırmak
- b) Bağlantı kirişi etrafındaki çerçeve sistemini, bağ kirişinden gelecek en büyük kuvvetlere göre boyutlandırmak

Bu stratejiyi kullanarak yapılan boyutlandırma, bağ kirişinin sünek “sismik sigorta” olarak davranmasını sağlar ve bağlantı kirişi etrafındaki çerçeve sisteminin bütünlüğünü korur. DÇÇP sistemlerde çapraz elemanda oluşacak aksenal yük, kirişe aksenal gerilme yaratan yatay birleşeni ve kiriş gövdesinde kayma gerilmeleri oluşturan düşey birleşeni ile aktarılır. University Of California at Berkeley (UBC)’de yapılan deneysel çalımsalar göstermiştir ki, bağlantı kirişleri, gövde takviye levhaları olmaksızın tekrarlı yüklere karşı koyacak kapasiteye sahip değildir. Şekil 4.20’de bağ kirişi rijitliğinin yanal rijitliğe etkisi görülebilir. Bağ kirişlerinin yük taşıma kapasitesi gövde buruşması nedeniyle önemli oranda azalır. Bunun için, gövde

burkulmasını önleyecek şekilde bağlantı kirişine rijitlik artırıcı berkitme levhaları yerleştirilmelidir (Deren, Uzgider ve Piroğlu 2007). Berkitme levhaları ile ilgili olarak Deprem Yönetmeliği Mart 2007’de verilen örnek detay Şekil 4.21’de gösterilmiştir.

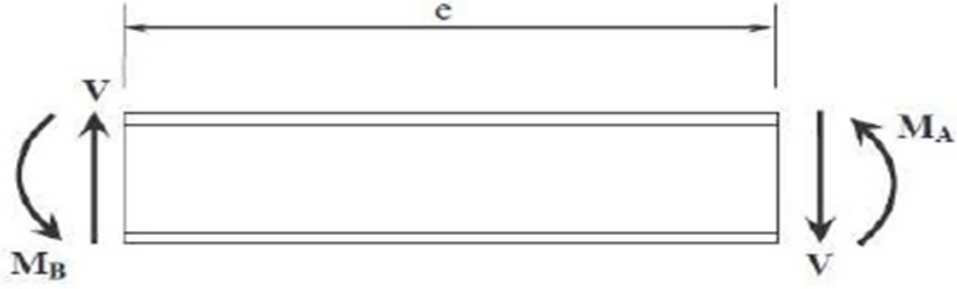


Şekil 4.20. Bağ Kirişi Rijitliğine Göre Yanal Rijitliğin Değişimi (Deren, Uzgider ve Piroğlu, 2007)



Şekil 4.21. Bağ Kirişi Berkitme Detayı (Deprem Yönetmeliği Mart 2007)

Şekil 4.22’de bağ kirişinin serbest çizim diyagramı görülmektedir. Eksenel yük etkisi ve eğilme momenti ile kesme kuvvetinin karşılıklı plastik etkileşimini ihmal edersek, MA ve MB momentlerinin her ikisi de M_p plastik momentine ulaşınca, bağ kirişinin her iki ucunda plastik mafsallar oluşur. V kesme kuvveti, V_p Plastik kesme kuvveti taşıma kapasitesine ulaşınca da kesme mafsalının oluştuğu söylenebilir. Plastik moment taşıma kapasitesi ve kesme kuvveti taşıma kapasitesi aşağıdaki hesaplanabilir (Deren, Uzgider ve Piroğlu, 2007).



Şekil 4.22. Bağ kirişin serbest cisim diyagramı

$$M_p = W_{px} \sigma_y \quad (4.8)$$

W_{px} : Kirişkesitinin plastik mukavemet momenti

σ_y : Çelik malzemesi akma sınır gerilmesi

$$V_p = 0.6 \sigma_y (d - 2t_f) t_w \quad (4.9)$$

d : Kiriş yüksekliği

t_f : Kirişbaşlık kalınlığı

t_w : Kiriş gövde kalınlığı

Plastik mafsalsal ve kesme mafsalsalının aynı anda oluşması halinde bağlantı kirişi uzunluğu aşağıdaki denklem ile hesaplanabilir,

$$e_0 = \frac{2M_p}{V_p} \quad (4.10)$$

Yukarıdaki denklemde plastik mafsalsal oluşumuna karşı gelen kesme kuvveti ise aşağıdaki denklem ile hesaplanabilir;

$$V_p = \frac{2M_p}{e_0} \quad (4.11)$$

Plastik teori uyarınca $V_p = \frac{2M_p}{e_0}$ ifadesi, M ile V arasındaki karşılıklı etkileşimi içerecek şekilde değiştirilebilir. Ancak test sonuçları, bu karşılıklı etkileşimin zayıf olduğunu göstermektedir ve bu yüzden ihmal edilir. Ayrıca test sonuçlarına göre, yeterli seviyede rijitleştirilmiş kısa bağlantı kirişleri, gerilme pekleşme bölgesine girerek ($1.5 \times V_p$) değerine eşit kesme kuvveti değeri taşıyabilirler. Kesme akmasına maruz kalmış olan bağ kirişinin uç momentleri, gerilme pekleşmesi nedeniyle artmaya devam edebilir ve böylece bağlantı kirişi uçlarında plastik mafsallar oluşur. Yüksek aksenal deformasyon nedeniyle, bağlantı kirişi başlıklarındaki düşük tekrarlı

yorulma sonucu yırtılma oluşmaması için, bu uç momentlerindeki gerilme pekleşmesinden dolayı artış ($1.2x M_p$) değeri ile sınırlandırılır. Kesme akmasına maruz kalmış bir bağlantı kirişinin maksimum uzunluğu aşağıdaki gibi değiştirilir;

$$e_0 = \frac{2 \cdot 1.2 M_p}{1.5 V_p} = \frac{1.6 M_p}{V_p} \quad (4.12)$$

Şekil 4.16, şekil 4.18 ve şekil 4.19'da da gösterildiği gibi yapılan deneysel çalışmalar sonucunda, dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin plastik deformasyon kapasitesi, uzun bağlantı kirişi $e \geq e_0$ ile önemli oranda düştüğü $\frac{1.6 M_p}{V_p} < e < \frac{2.6 M_p}{V_p}$ halinde ise, bağ kirişinin aynı anda eğilme ve kesme akmasına maruz kaldığı belirlenmiştir. (Deren, Uzgider ve Piroğlu, 2007).

Bağ kirişlerinde kesme kuvveti ve eğilme momenti yanında ayrıca normal kuvvetin etkisi altında olması durumunda, iç kuvvetlerin karşılıklı etkileşimi sonucu eğilme momenti ve kesme kuvveti plastik değerlerini azaltır. Güç tükenmesi durumunda kesite etkiyen P_u değerindeki normal kuvvetin, kesme kuvveti kapasitesini azaltır.

Eksenel yükü akmaya karşılık gelen eksenel yük değerini %15 aşması halinde ve azaltılmış kesme kuvveti kapasitesi aşağıdaki denklem ile hesaplanır;

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - (P_u / P_y)^2} \quad (4.13)$$

Benzer şekilde azaltılmış eğilme momenti kapasitesi ise aşağıdaki denklem ile hesaplanır;

$$M_{pa} = 1.18 M_p \left(1 - \frac{P_u}{P_y}\right) \quad (4.14)$$

4.2.2.1. Dışmerkez çelik çaprazlar için verilen kurallar

Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler ile merkezi çelik çaprazlı perdeler geometri bakımından birbirlerine yakındır. Fakat eksantirik yerleştirilmiş bağ kirişi adı verilen çelik kirişler ile eksenel kuvvet ve eğilme momenti taşınır. Yapıya etkiyen kuvvetleri esas olarak bu bağ kirişi adı verilen yatay elemanlar taşır. Yatay elemanlar ilk önce kesme kuvveti veya eğilme momenti etkisinde plastik mafsallar oluşacak şekilde tasarlanır. Dışmerkez çelik çaprazlı perdelerde, çaprazlar sismik yük durumunda

burkulacak şekilde tasarlanmazlar. Çelik çaprazlar enerji sönümleyici bölgelerin parçalarıdır, bağlantı elemanlarının dayanım kapasitesinde tasarlanırlar ve burkulma önlenip elastik kalmaları sağlanır (Fardis, Carvalho ve diğerleri 2005).

Dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin seçilmesinin pek sebebi vardır, bu sebeplerden bazıları aşağıdaki gibi sayılabilir;

- a) Dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin enerji sönümlenme kapasiteleri büyütür.
- b) Merkezi çelik çaprazlı perdeler nazaran 4 çubuk yerine 3 çubuk içerdikleri için bağlantı detayları ve montaj detayları daha basittir
- c) Çelik çaprazlar düşey yükleri de taşır, bu yüklere karşı yeterli dayanıma sahiptirler.

Bununla beraber 3 adet tasarım kriterine sahiptirler;

- a) Dışmerkez çelik çaprazlı perdeli çerçeveler bağ kirişi adı verilen eğilme momenti veya kesme kuvveti etkisinde plastik mafsal oluşturan bağ kirişi adı verilen özel elemanlarla tasarlanmalıdır.
- b) Yapısal sistem tüm bağ kirişleri düşünülerek homojen bir enerji sönümlenme davranışı oluşacak şekilde tasarlanmalıdır.
- c) Bağ kirişleri yatay veya düşey birleşen şekilde olabilir.

4.2.2.2. Bağ kirişler için belirtilen kurallar

Bağ kirişi gövdesi tek parça olmalı, ek gövde levhası ile güçlendirilmemeli ve herhangi bir boşluk veya penetrasyon olmamalıdır.

Bağ kirişleri plastik mekanizma oluşum şekillerine göre 3 tipe ayrılır;

- a) Kısa Bağ Kirişi: Plastik mafsal mekanizması kesme kuvveti etkisi ile oluşur.
- b) Orta Boy Bağ Kirişi: Plastik mafsal mekanizması eğilme momenti ve kesme kuvvetinin ortak etkisi ile oluşur.
- c) Uzun Bağ Kirişi: Plastik mafsal mekanizması eğilme momenti etkisi ile oluşur.

I kesitler için plastik kesme kuvveti dayanımı;

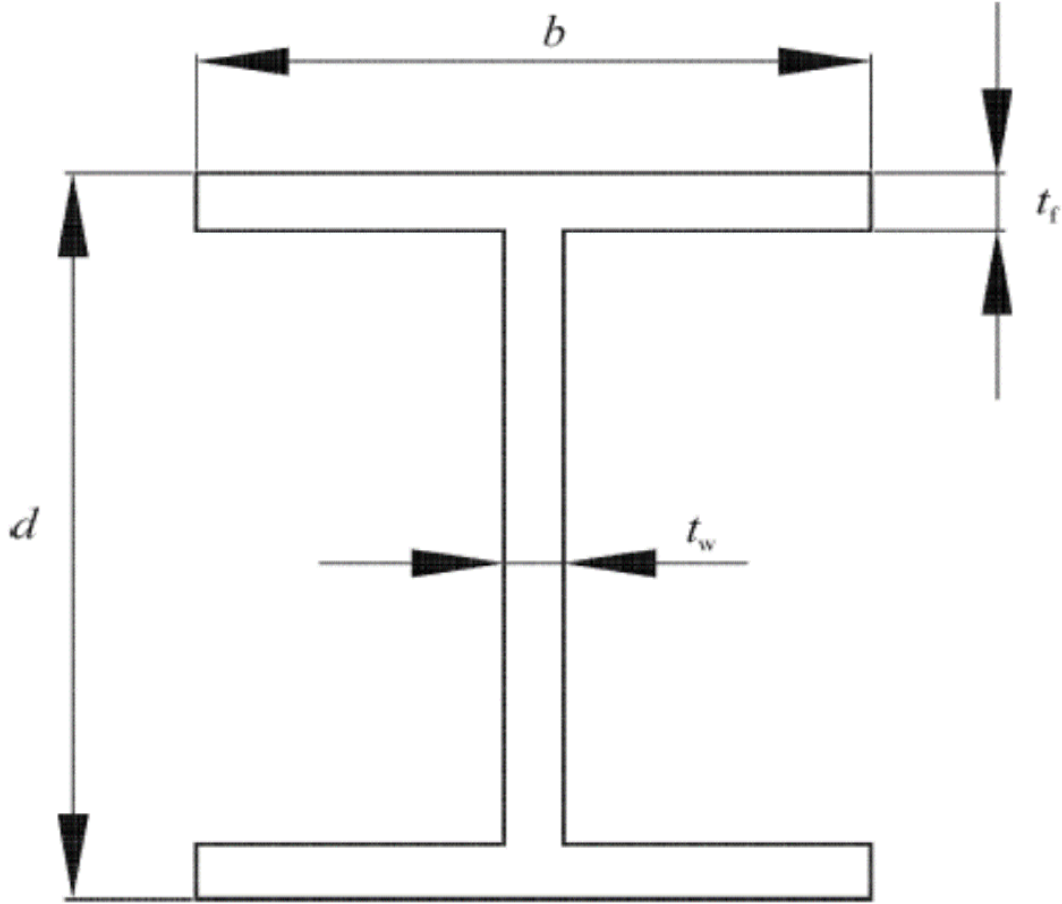
$$V_p = f_y * t_w * (d - t_f) / \sqrt{3} \quad (4.15)$$

Eğilme momenti dayanımları;

$$M_p = f_y * b * t_f (d - t_f) \quad (4.16)$$

V_p : Bağ kirişinin kesme kuvveti kapasitesi

M_p : Bağ kirişinin eğilme momenti kapasitesi



Şekil 4.23. Bağ kiriş parametreleri (Eurocode8)

$\left(\frac{N_{ed}}{N_{pl,rd}}\right) \leq 0.15$ ise, $V_{ed} \leq V_p$ ve $M_{ed} \leq M_p$ sağlanmalıdır.

V_{ed} : Bağ kirişi uçlarındaki tasarım kesme kuvveti yükü

M_{ed} : Bağ kirişi uçlarındaki tasarım eğilme momenti yükü

$\left(\frac{N_{ed}}{N_{pl,rd}}\right) \leq 0.15$ ise hesaplanan kesme kuvveti taşıma kapasitesi ile eğilme momenti taşıma kapasiteleri aşağıdaki gibi azaltılmalıdır;

$$V_{p,link,r} = V_{p,link,r} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \right]^{0.5} \quad (4.17)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link,r} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,rd}} \right) \right] \quad (4.18)$$

$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,rd}} \right) \leq 0.15$ ise bağ kiriş boyu e ;

$R < 0,3$ ise $e \leq 1,6M_p/V_p$

$R \geq 0,3$ ise $(1.15 - 0.5R) \leq e \leq 1,6M_p/V_p$

R katsayısı ise;

$$R = \frac{N_{Ed} * t_w * (d - 2t_f)}{V_{Ed} * A} \quad (4.19)$$

A: Kesit alanı

Tasarım sırasında iki uçtaki eğilme momenti etkisinde olan bağ kirişleri uzunluklarına göre 3 tipe ayrılır, I kesitler için,

Kısa bağ kirişi;

$$e \leq e_s = 1.6 * M_{p,link} / V_{p,link} \quad (4.20)$$

Uzun bağ kirişi;

$$e > e_L = 3 * M_{p,link} / V_{p,link} \quad (4.21)$$

Orta boy bağ kirişi;

$$e_s < e < e_L \quad (4.22)$$

Tasarımda çelik çaprazlarla güçlendirme tipine göre bağ kirişinin sadece tek bir ucunda plastik mafsall oluşabilir. Bu durumda bağ kirişi boyuna göre sınıflandırma değişir, I Kesitler için;

Kısa bağ kirişi;

$$e \leq e_s = 0,8 * (1 + \alpha) * M_{p,link} / V_{p,link} \quad (4.23)$$

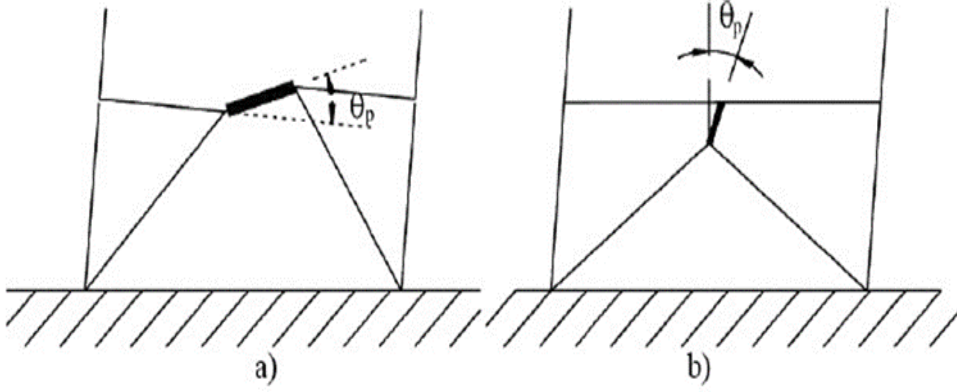
Uzun bağ kirişi

$$e > e_L = 1,5 * (1 + \alpha) * M_{p,link} / V_{p,link} \quad (4.24)$$

Orta boy bağ kirişi

$$e_s < e < e_L \quad (4.25)$$

α : Bağ kirişinin uçlarında oluşan eğilme momentinin küçük olanının büyük olana oranı olup, mutlak değerce bakılır.



Şekil 4.24. Bağ kirişi uç momentlerinin eşit veya farklı olması durumu (Eurocode8)

Bağ kirişleri ile bağ kirişi diğer elemanlar arasındaki bağ kirişi dönme açıları, yapı deplasmanları ile uyumlu olmalıdır. Bağ kirişleri dönme açıları aşağıdaki değerleri aşmamalıdır;

Kısa bağ kirişi;

$$\theta_p \leq \theta_{pr} = 0,08 \text{ radyan} \quad (4.26)$$

Uzun bağ kirişi

$$\theta_p \leq \theta_{pr} = 0,02 \text{ radyan} \quad (4.27)$$

Orta boy bağ kirişi;

$\theta_p \leq \theta_{pr} =$ ara değerler kısa bağ kirişi ve uzun bağ kirişi için verilen değerlerin doğrusal enterpolasyonu ile bulunabilir.

Bağ kirişi uçlarında eleman gövdesinde tam boy berkitmeler konulmalıdır. Bu berkitmeler genişliği $(b-2t_w)$ ve kalınlığı $0.75t_w$ veya 10 mm 'den küçük olmamalıdır.

Bağ kirişlerinde ara berkitme elemanları kullanılmalıdır.

Kısa bağ kirişlerinde ara berkitme aralıkları $30t_w - (\frac{d}{5})$ geçmeyecek şekilde

$\theta = 0.08$ radyanlık bağ kirişi dönmesi için, $52t_w - (\frac{d}{5})$

$\theta = 0.02$ radyan veya daha küçük bağ kirişi dönmesi için kullanılabilir. Ara değerler için doğrusal enterpolasyon yapılabilir.

Uzun bağ kirişlerinde ara berkitmeler plastik mafsallardan $1,5$ başlık genişliği uzaklığa yerleştirilmelidir.

Orta boy bağ kirişlerinde kısa bağ kirişleri ve uzun bağ kirişlerinde verilen kurallar gerçekleştirilmelidir.

Ara berkitmeler bağ kirişi boyu e 'nin $e > \frac{5M_p}{V_p}$ koşuluna sağladığı zaman gerekli değildir.

Ara berkitmeler tüm kesit yüksekliğinde olmalıdır. Bağ kirişi kesit yüksekliği 600 mm'den küçük kesitlerde sadece kirisin tek tarafına berkitme elemanı konulabilir. Tek tarafa konulan bağ kirişlerinde berkitme levhası kalınlığı t_w veya 10 mm'den küçük olmamalıdır. Berkitme elemanı genişliği ise $(\frac{b}{2} - t_w)$ 'den küçük olmamalıdır.

Bağ kirişi kesit yüksekliği 600 mm'den büyük ise berkitme elemanları iki yüzeye konulmalıdır.

Berkitme elemanları bağ kirişi gövdesine köşe kaynak ile bağlanmış ise, köşe kaynaklar $\gamma_{ov} * f_y * A_{st}$ kadar kuvvet taşınmalıdır.

A_{st} : Berkitme elemanının alanıdır.

Flaşlara köşe kaynak ile bağlı ise kaynaklar $\frac{\gamma_{ov} * f_y * A_{st}}{4}$ kadar kuvvet taşınmalıdır.

Bağ kirişinin alt ve üst başlıklarında bağ kirişi uçlarında yanal mesnetler sağlanmalıdır. Uç yanal mesnetler başlıklara gelmesi muhtemel $f_y * b * f_t$ ile hesaplanan aksenal kuvvetin %6'sı kadar kuvveti taşıyabilmelidir.

4.2.2.3. Dışmerkez çelik çaprazlar diğer elemanlar için belirtilen kurallar

Çelik Çaprazlı Perdelerin bağ kirişleri dışında kalan kolon ve çapraz gibi elemanlarında, eğer bağ kirişi yatay olarak bağlanmış ise veya düşey bağ kirişi kullanılmış ise, basınç aksenal kuvvet ile eğilme kuvveti en elverişsiz yükleme kombinasyonuna göre yapılmalıdır.

$$N_{Rd}(M_{Ed}V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1\gamma_{ov}\Omega N_{Ed,E} \quad (4.28)$$

$N_{Rd}(M_{Ed}V_{Ed})$: Kolonda veya çapraz elemanda, eğilme momenti ve kesme kuvvetinin ortak etkisi dikkate alınarak hesaplanan aksenal yük taşıma kapasitesidir.

$N_{Ed,G}$: Kolonda veya çapraz elemanda sismik yük etkisi dışında oluşan aksenal kuvvet

$N_{Ed,E}$: Kolonda veya çapraz elemanda sismik yük etkisi ile oluşan aksenal kuvvettir.

γ_{ov} : Dayanım artırma faktörü

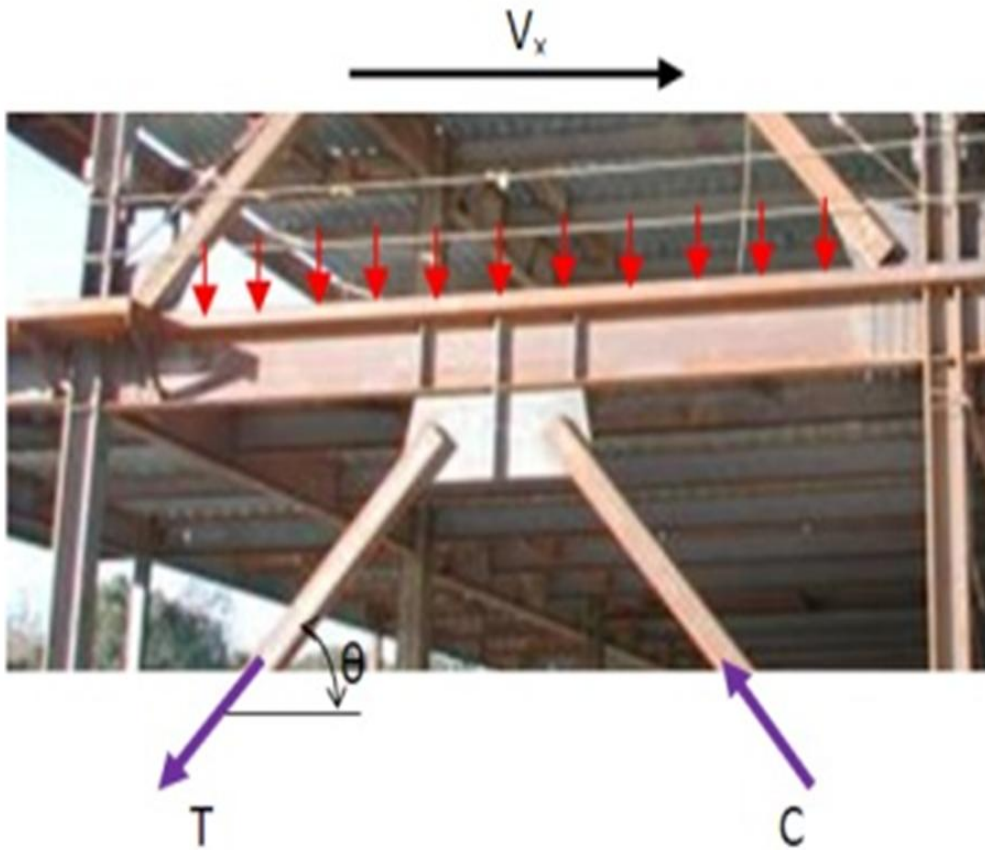
Ω : Bağ kirişleri tümü dikkate alınarak hesaplanan $\Omega_i = \frac{1.5V_p}{M_p}$

V_p : İlgili bağ kirişinde ile hesaplanan plastik kesme kuvveti dayanımı ve ile hesaplanan eğilme momenti dayanımları

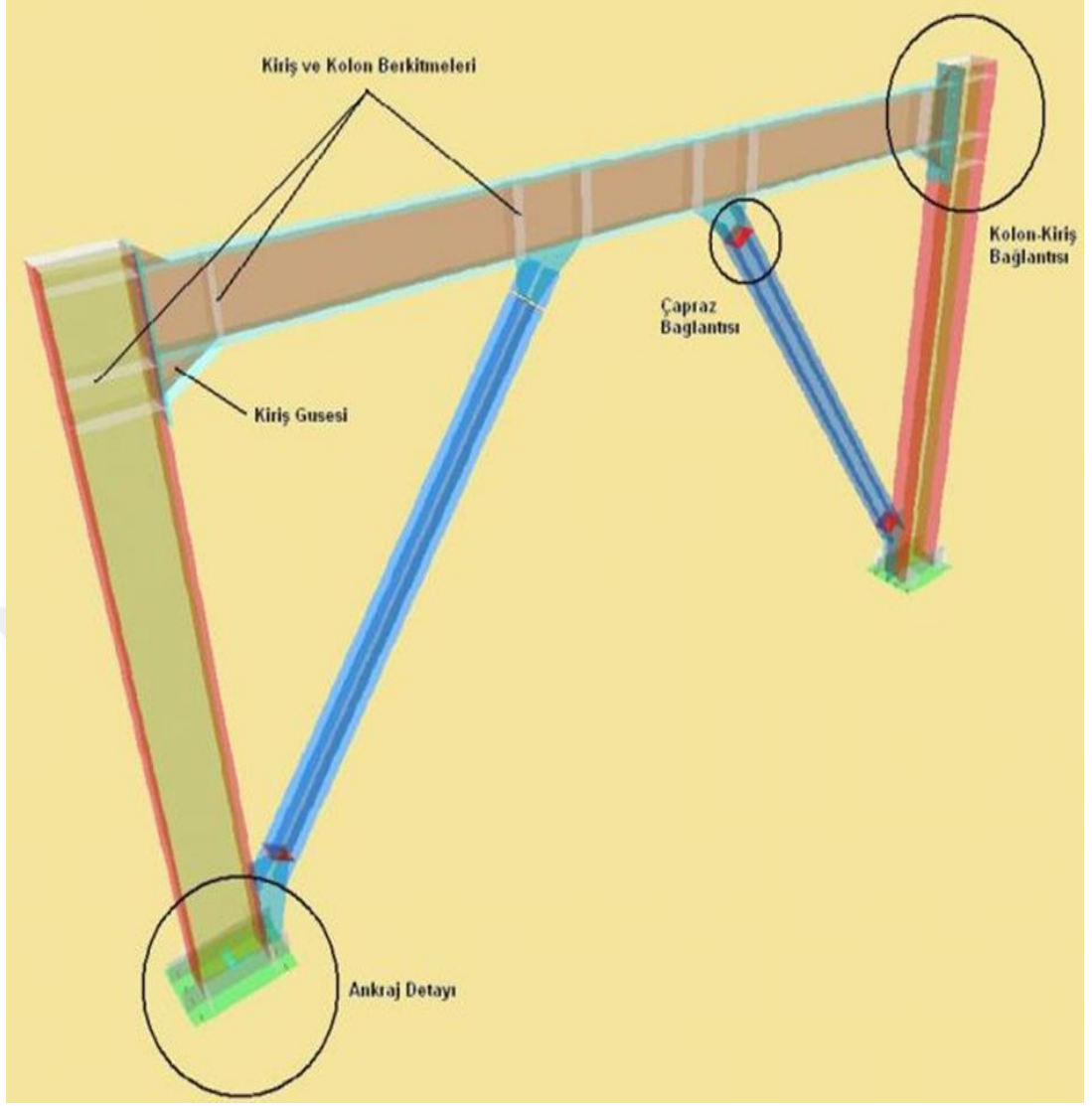
M_p : Sismik yük durumunda ilgili bağ kirişinde oluşan kesme kuvveti ve eğilme momentinin tasarım değerleri

4.2.2.4. Dışmerkez çelik çaprazların uygulama örnekleri

Bu kısımda tasarlanmış modelleri ve uygulamaları şekiller üzerinde görülmektedir.

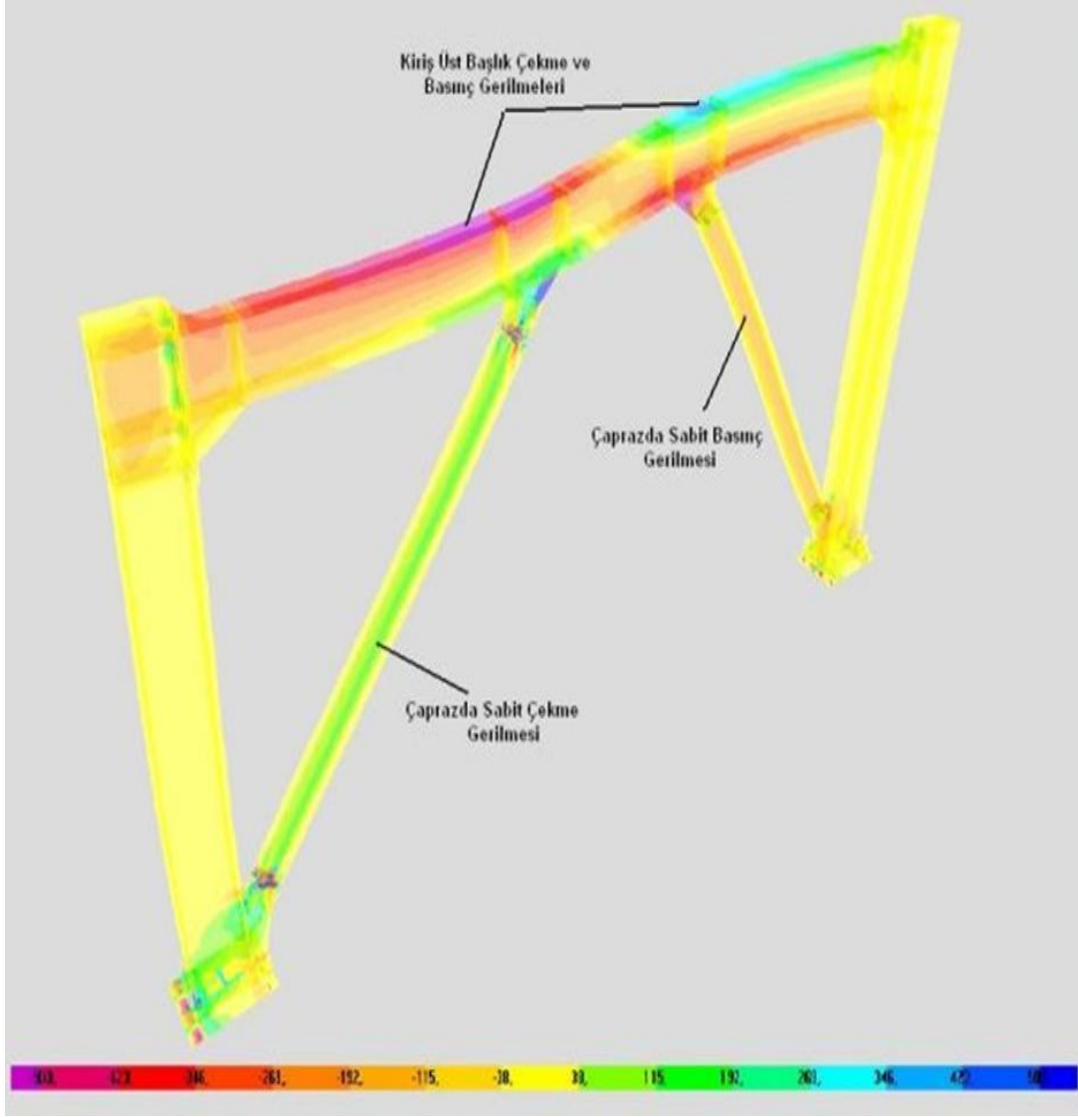


Şekil 4.25. Dışmerkez çelik çapraz uygulama örneği (Akbaş, 2011)



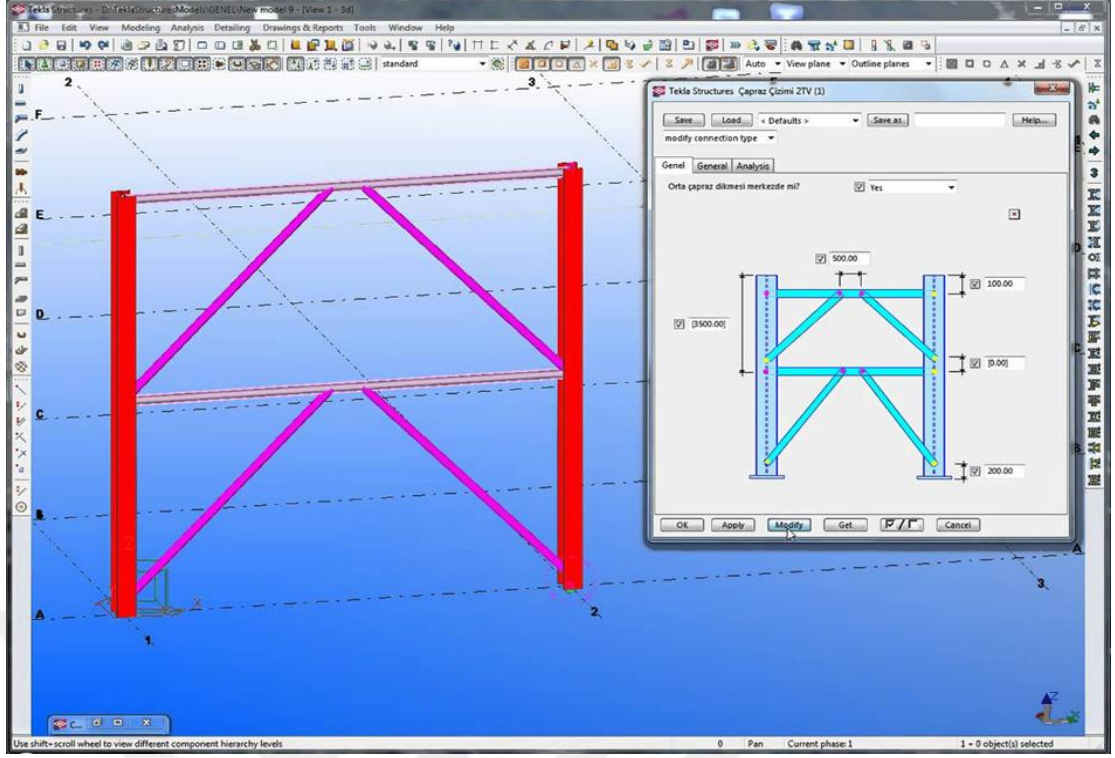
Şekil 4.26. Dışmerkez çelik çaprazlarla güçlendirilmiş çerçeve detayları (Dönmez, 2009)

Şekil 4.26’da kiriş ve kolon berkitmeleri,kiriş gusesi,ankraj detayı, çapraz bağlantısı ve kolon-kiriş bağlantıları renklendirilerek gösterilmiştir. Böylelikle anlattığımız detayların çerçeve üzerinde yerlerini ve önemlerini daha iyi kavramaktayız.

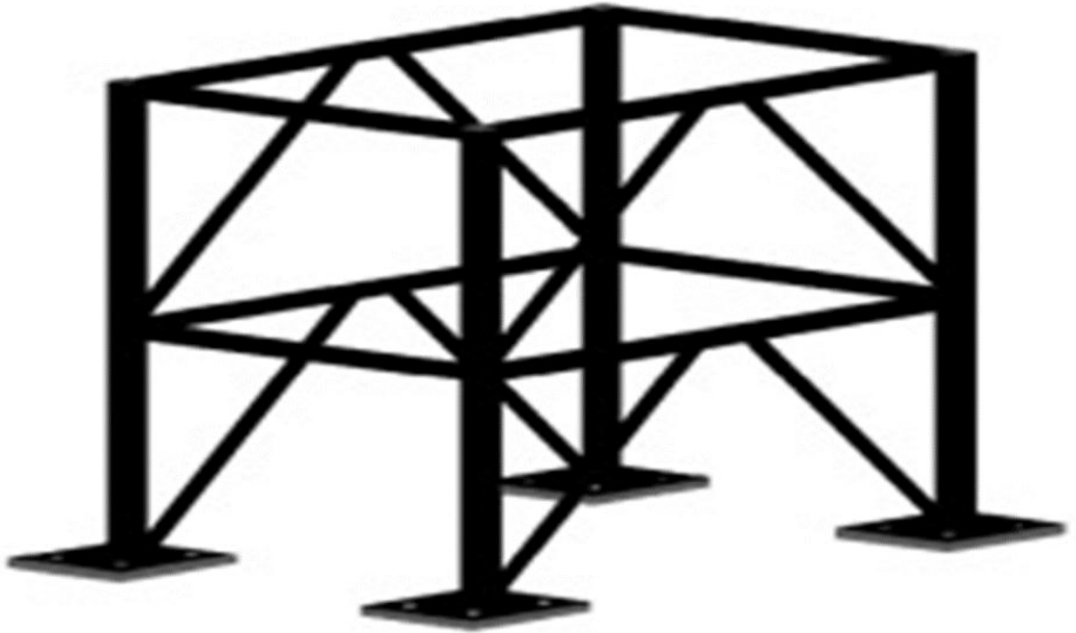


Şekil 4.27. Dışmerkez çelik çaprazların gerilme etkisindeki davranışları (Dönmez, 2009)

Şekil 4.27’de dış merkez çelik çaprazlı bir çerçeve de oluşan gerilmeler ve çerçevenin gerilme etkisindeki davranışı gözlenmektedir. Çaprazlardan biri basınç çalışırken diğeri de çekmeye çalışmaktadır. Ayrıca kiriş üst başlık çekme ve basınç gerilmeleri de şekilde gözlenmektedirler.



Şekil 4.28. Dışmerkez çelik çaprazların tasarlanma aşaması



Şekil 4.29. Dışmerkez V çaprazlı çerçeve modeli (Ay,İnce ve Yılmaz, 2013)

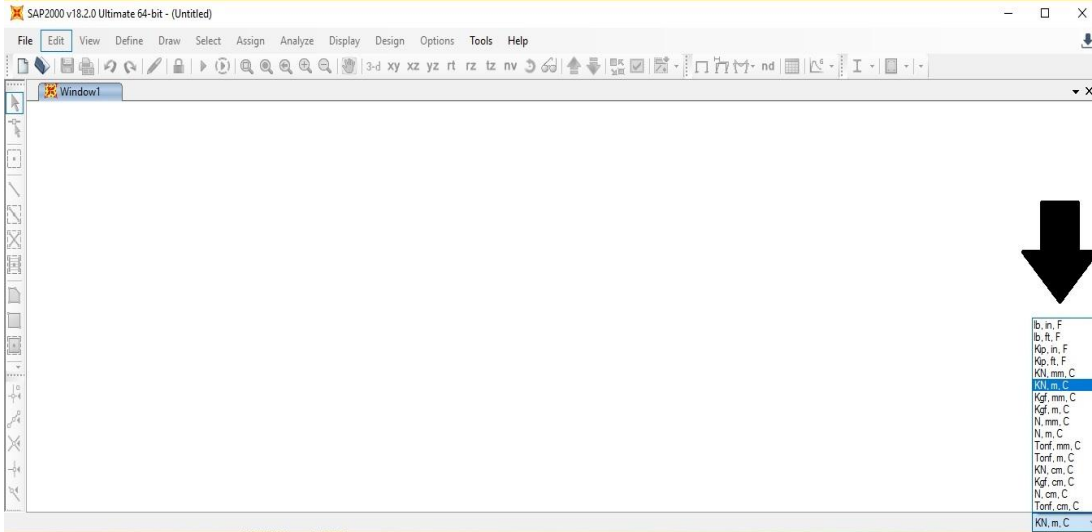
5. SAP2000 KULLANILARAK OLUŞTURULAN ÖRNEK MODELLER VE DİNAMİK DAVRANIŞLARININ İNCELENMESİ

Bu bölümde Sap2000 paket programıyla moment aktaran çerçeve sistemli bir çelik yapı modeli ile elde edilen modelin merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmesini ve bu 2 ayrı modelin analiz sonuçlarını inceleyerek modelin dinamik davranışlarını belirlemek amaçlanmaktadır. Böylece önceki bölümlerde anlatılan güçlendirme konusunun sayısal örnek üzerinde daha somut olarak anlaşılacağı düşünülmektedir.

5.1. Çelik Yapının Sap2000 Programı İle Modellenmesi

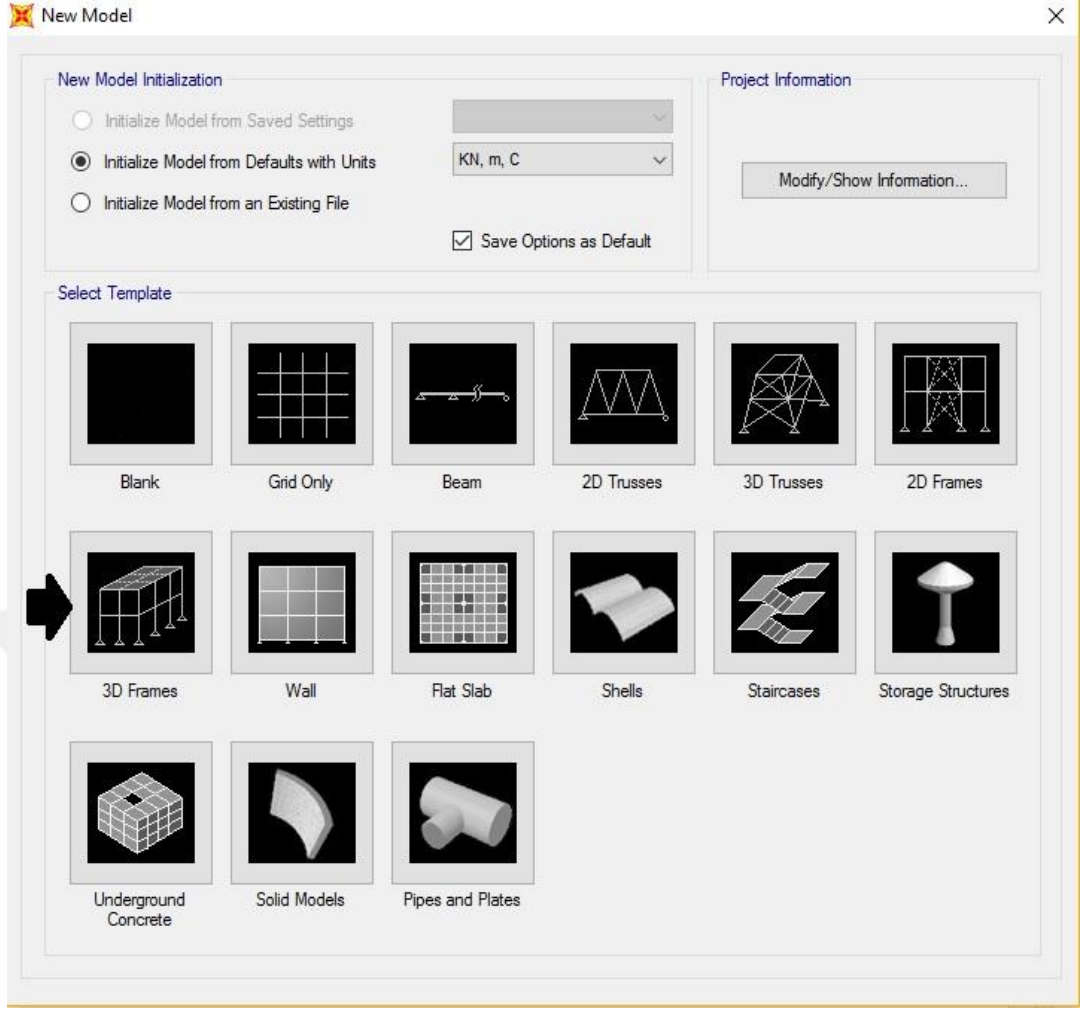
3 boyutlu çelik yapı modelimizin Sap2000 paket programıyla oluşturulmasını aşama aşama göreceğiz. Bu aşamalar;

1. Konum çubuğunun sağında kullanacağımız birimler gözükmemektedir. Bu kısımdan çalışacağımız birimleri biz Şekil 5.1 de görüldüğü gibi Kn, m, C seçilir.



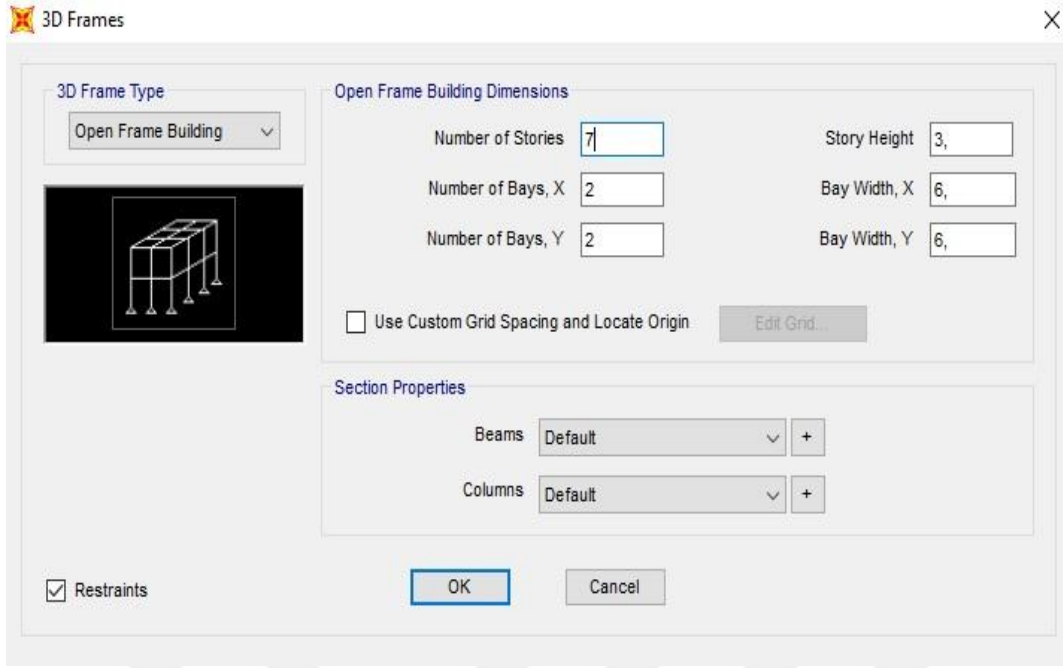
Şekil 5.1. Birim seçilmesi

2. Üst bölümdeki “new model” seçeneğinden Şekil 5.2 deki gibi 3D frames seçeneği seçtik.



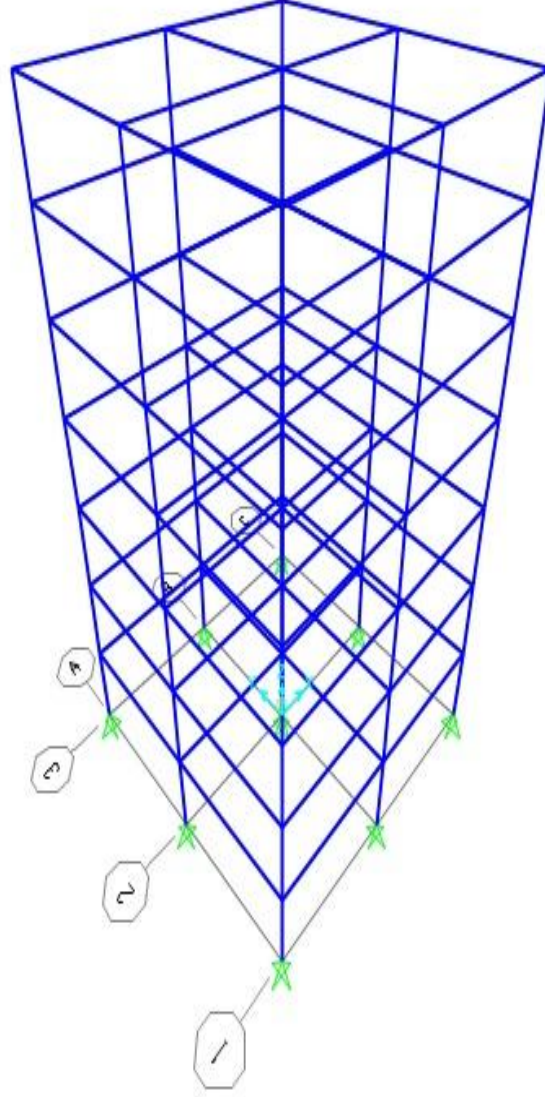
Şekil 5.2. Sistem türünün belirlenmesi

3. Bu işlem ile “3d Frames” ileti kutu ekrana gelmektedir. Bu ekranda bizden yapı modelimizin x ve y yönünde kaç açıklık olduğunu, kat yüksekliğini ve kat sayısı ve açıklık mesafelerini Şekil 5.3 de görüldüğü gibi girilmesi istenmektedir.

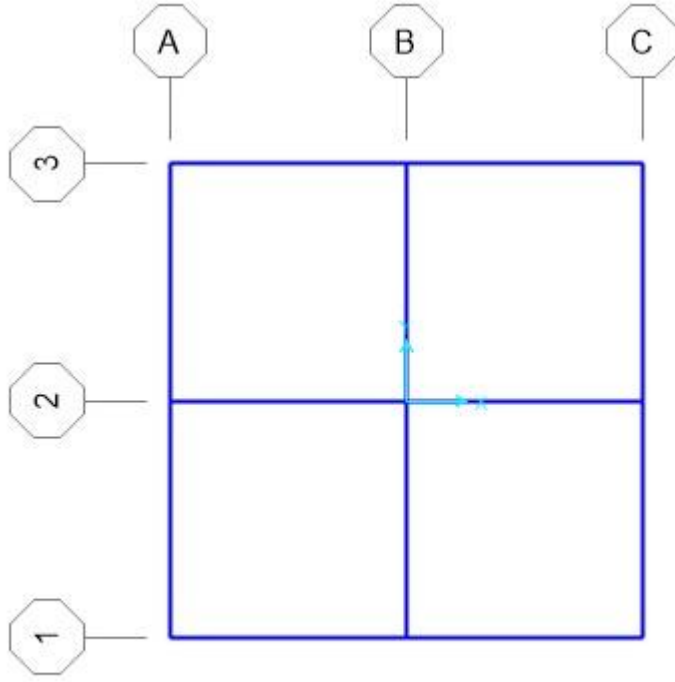


Şekil 5.3. Sistem boyutlarının tanımlanması

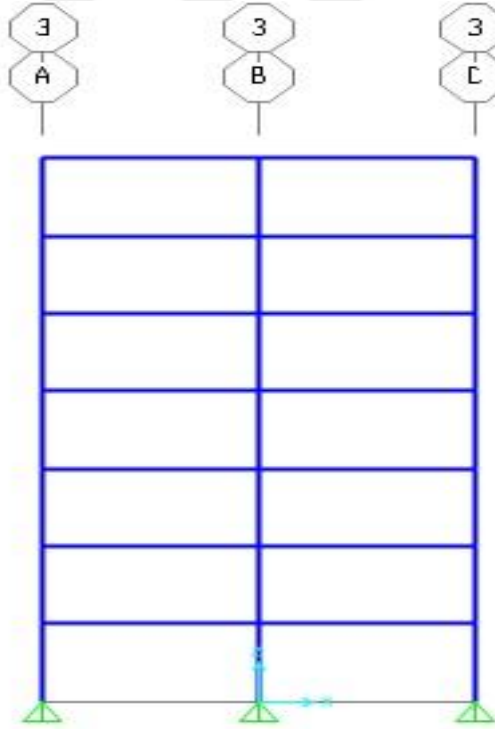
4. “Number of stories”; kat adedi 7 alınmıştır.
5. “Number of bays”, X; X yönünde açıklık sayısı 2 alınmıştır.
6. “Number of bays”, Y; Y yönünde açıklık sayısı 2 alınmıştır.
7. “Bay width” X; X yönünde açıklık 6m alınmıştır.
8. “Bay width” Y; Y yönünde açıklık 6m alınmıştır.
9. “Storyheight”; kat yüksekliği 3m alınmıştır.
10. 3 boyutlu modelimiz şekil 5.4 görüldüğü gibi oluşturulmuştur. Modelimiz görüldüğü gibi 7 kat olup kat yükseliği 3m x ve y yönlerinde 2 açıklı ve her bir açıklık 6m olarak tasarlanmıştır.



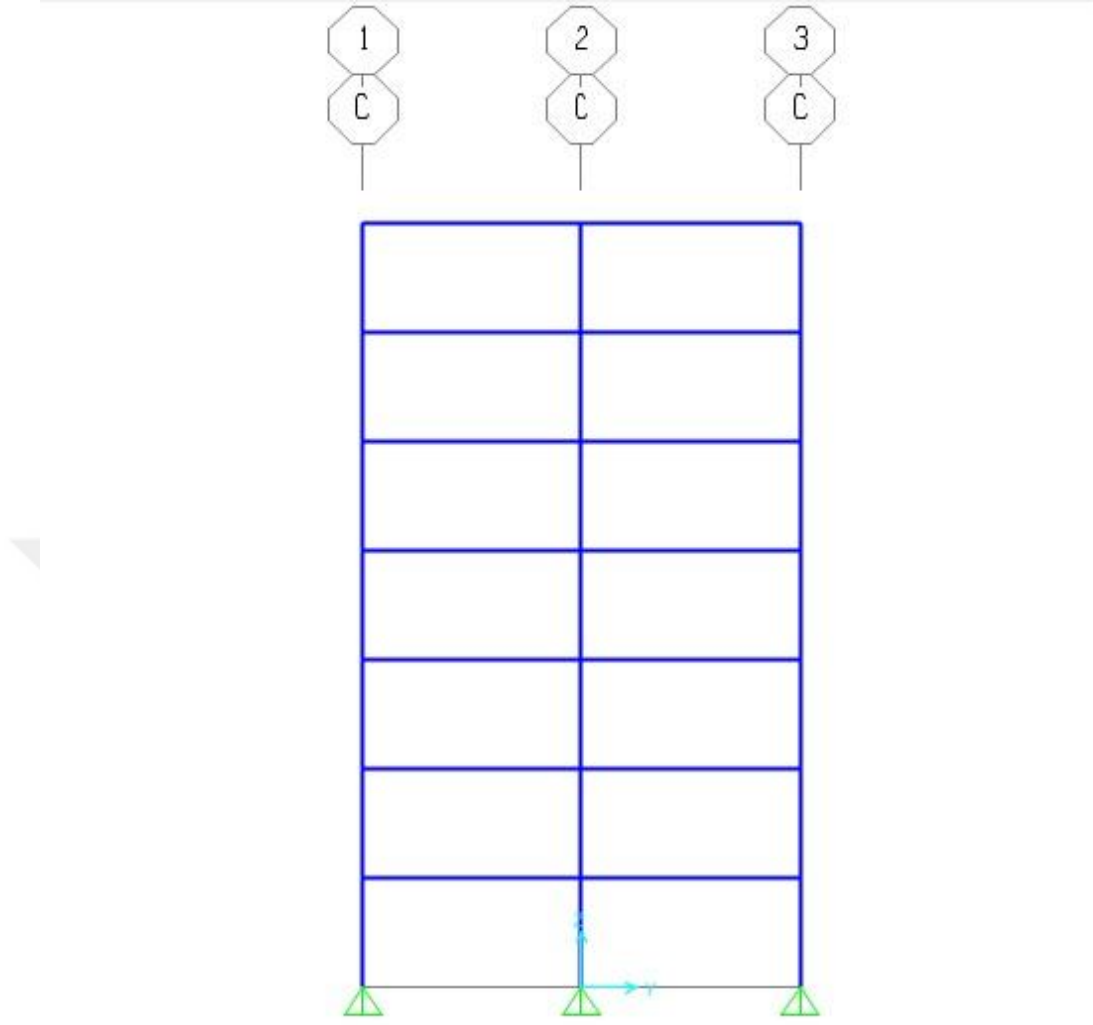
Şekil 5.4. Modelin 3D görünümü



Şekil 5.5. Modelin X-Y planı görünümü



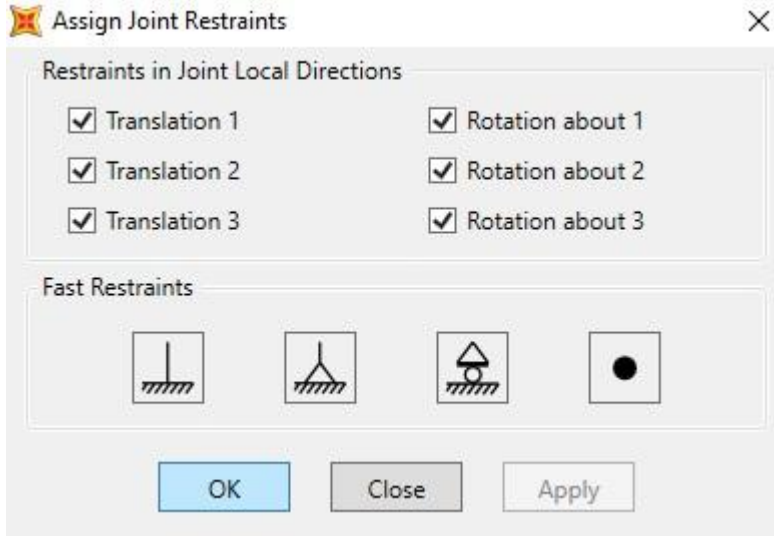
Şekil 5.6. Modelin X-Z planı görünümü



Şekil 5.7. Modelin Y-Z planı görünümü

5.1.1. Mesnet koşullarının belirlenmesi

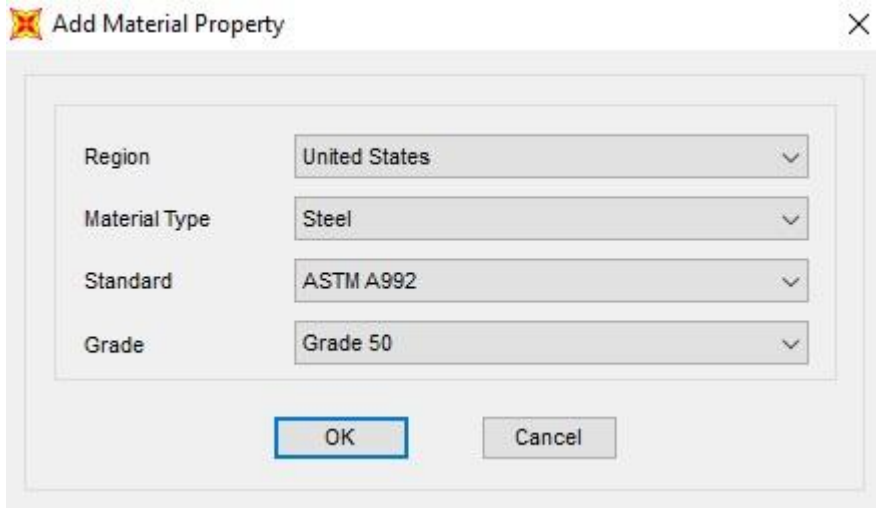
1. En alttaki 9 düğüm noktası seçilir. “Assign” menüsünden “joint” sonrasında “restraints” komutu seçilir. Şekil 5.8 de görüldüğü gibi ankastre mesnet seçilerek işlem tamamlanır.



Şekil 5.8. Mesnet koşullarının seçilmesi

5.1.2. Malzeme özelliklerinin belirlenmesi

1. Malzemeyi tanımlamak için “Define” menüsünden “Material” komutu seçilir.
2. Ekranı gelen ileti kutusunda yeni bir malzeme tanımlamak için “Add New Material” düğmesine basılır. Biz A992Fy50 olarak seçtik. Seçilen malzeme özellikleri Şekil 5.10 da görülmektedir.



Şekil 5.9. Malzeme seçimi

Material Property Data ✕

General Data

Material Name and Display Color: ■

Material Type:

Material Notes:

Weight and Mass

Weight per Unit Volume:

Mass per Unit Volume:

Units

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E:

Poisson, U:

Coefficient of Thermal Expansion, A:

Shear Modulus, G:

Other Properties for Steel Materials

Minimum Yield Stress, Fy:

Minimum Tensile Stress, Fu:

Effective Yield Stress, Fye:

Effective Tensile Stress, Fue:

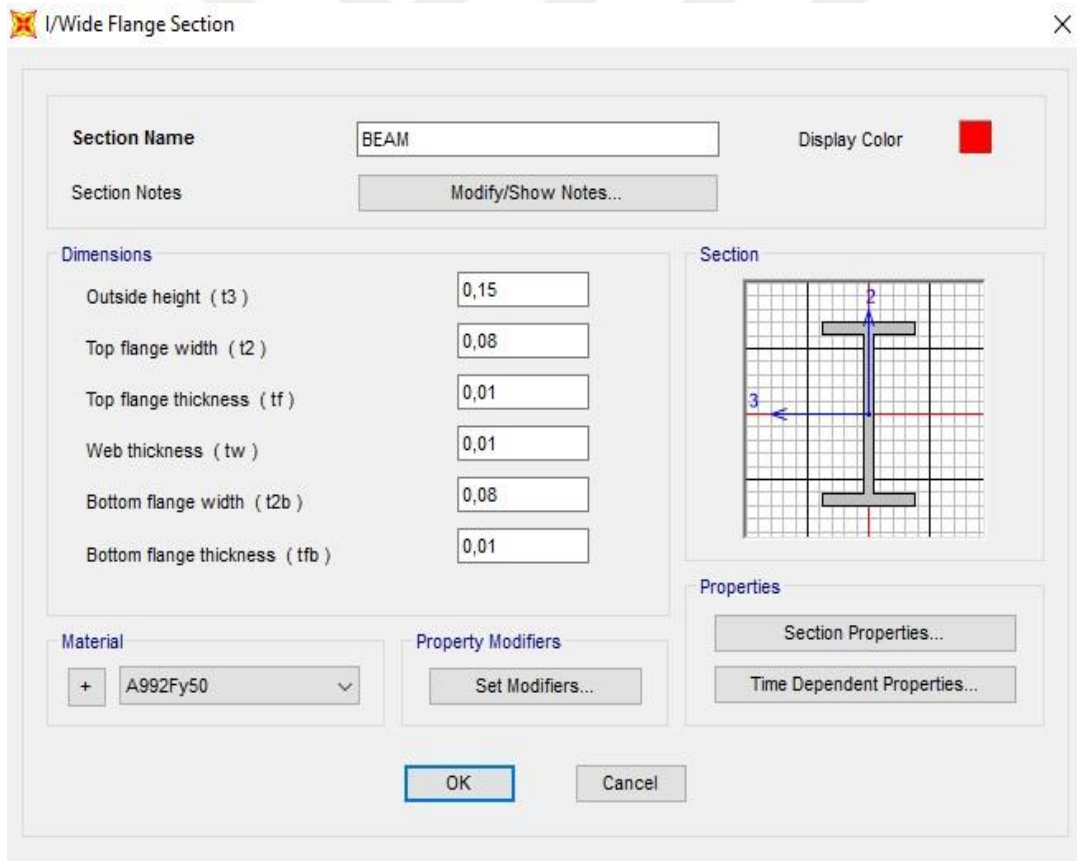
Switch To Advanced Property Display

Şekil 5.10. Malzeme özellikleri

5.1.3. Kesit özelliklerinin belirlenmesi ve boyutlandırılması

5.1.3.1. Kiriş özelliklerinin belirlenmesi ve boyutlandırılması

1. “Define” menüsünden “FrameSections” seçeneğini seçilir.
2. Yeni kesitler oluşturmak için ekrana gelen ileti kutusunda “AddGeneral”ı seçip “Add New Property” düğmesine basılır.
3. Açılan tabloda I profili seçilir ve boyutlandırmayı manuel olarak yapılır istenilirse hazır profillerde kullanılabilir.
4. Oluşturulan profili BEAM olarak adlandırılarak atamaya hazır hale getirilmiş olurdu.
5. Model üzerindeki tüm kirişler seçilir.
6. “Assign” sekmesinden “frame” seçeneği içerisinde “framesections” seçilerek gelen tabloda beam işaretlenir ve “apply” denilir.



Şekil 5.11. Kirişlerin boyutlandırılması

Property Data

Section Name: BEAM

Properties

Cross-section (axial) area	2,900E-03	Section modulus about 3 axis	1,291E-04
Moment of Inertia about 3 axis	9,684E-06	Section modulus about 2 axis	2,160E-05
Moment of Inertia about 2 axis	8,642E-07	Plastic modulus about 3 axis	1,543E-04
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	3,525E-05
Shear area in 2 direction	1,500E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,0578
Shear area in 3 direction	1,333E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,0173
Torsional constant	9,037E-08	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

OK

Şekil 5.12. Kiriş profil verileri

Time Dependent Properties

Notional Size, h

Auto Factor

User-defined

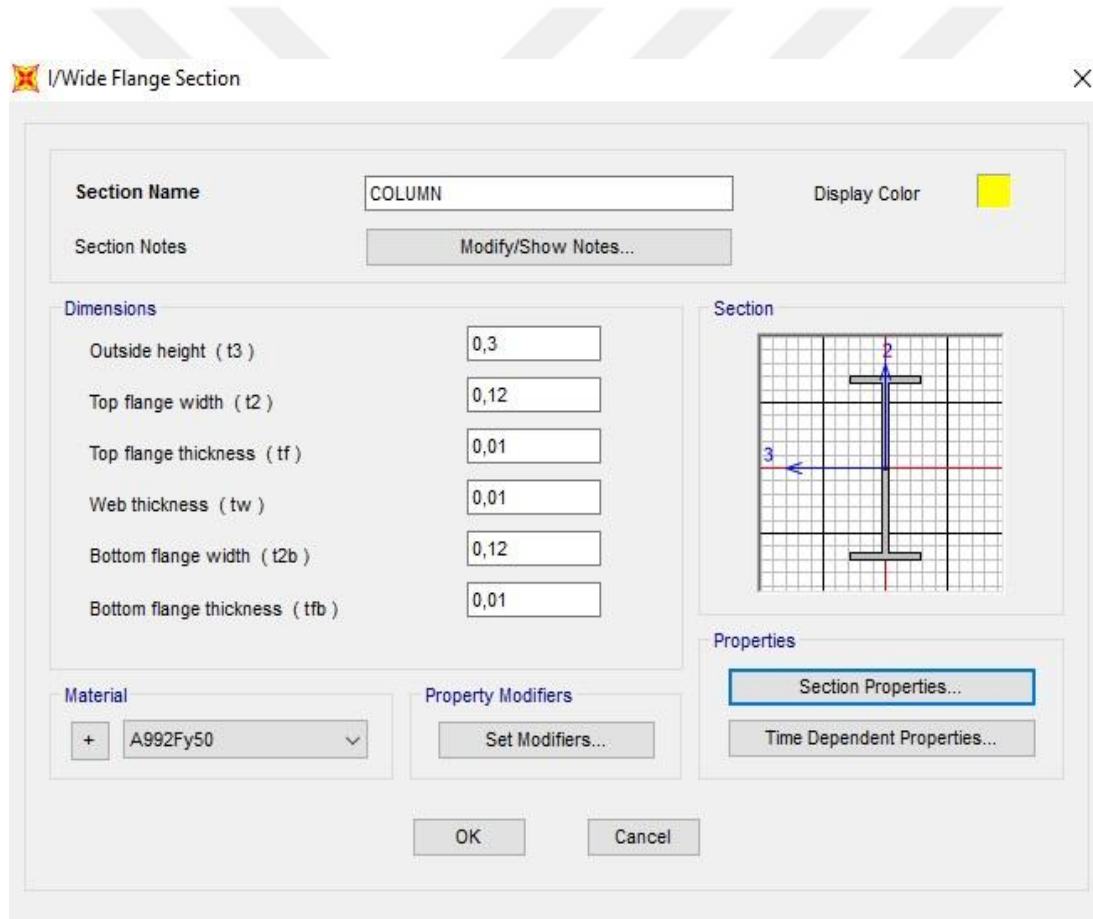
None

OK Cancel

Şekil 5.13. Kiriş için zamana bağlı özellikler

5.1.3.2. Kolon özelliklerinin belirlenmesi ve boyutlandırılması

1. “Define” menüsünden “FrameSections” seçeneğini seçilir.
2. Yeni kesitler oluşturmak için ekrana gelen ileti kutusunda “AddGeneral”ı seçilip “Add New Property” düğmesine basılır.
3. Açılan tabloda I profilini seçilir ve boyutlandırmayı manuel olarak yapılır istenilirse hazır profillerde kullanılabilir.
4. Oluşturulan profili COLUMN olarak adlandırılarak atamaya hazır hale getirilmiş olundu.
5. Model üzerindeki tüm kolonları seçilir.
6. “Assign” sekmesinden “frame” seçeneği içerisinde “framesections” seçilerek gelen tabloda column’u işaretlenir ve “apply” denilir.



Şekil 5.14. Kolonların boyutlandırılması

Property Data

Section Name: COLUMN

Properties

Cross-section (axial) area	5,200E-03	Section modulus about 3 axis	4,585E-04
Moment of Inertia about 3 axis	6,877E-05	Section modulus about 2 axis	4,839E-05
Moment of Inertia about 2 axis	2,903E-06	Plastic modulus about 3 axis	5,440E-04
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	7,900E-05
Shear area in 2 direction	3,000E-03	Radius of Gyration about 3 axis	0,115
Shear area in 3 direction	2,000E-03	Radius of Gyration about 2 axis	0,0236
Torsional constant	1,670E-07	Shear Center Eccentricity (x3)	0,

OK

Şekil 5.15. Kolon profil verileri

Time Dependent Properties

Notional Size, h

Auto 0,0127 Factor 1,

User-defined 0,01

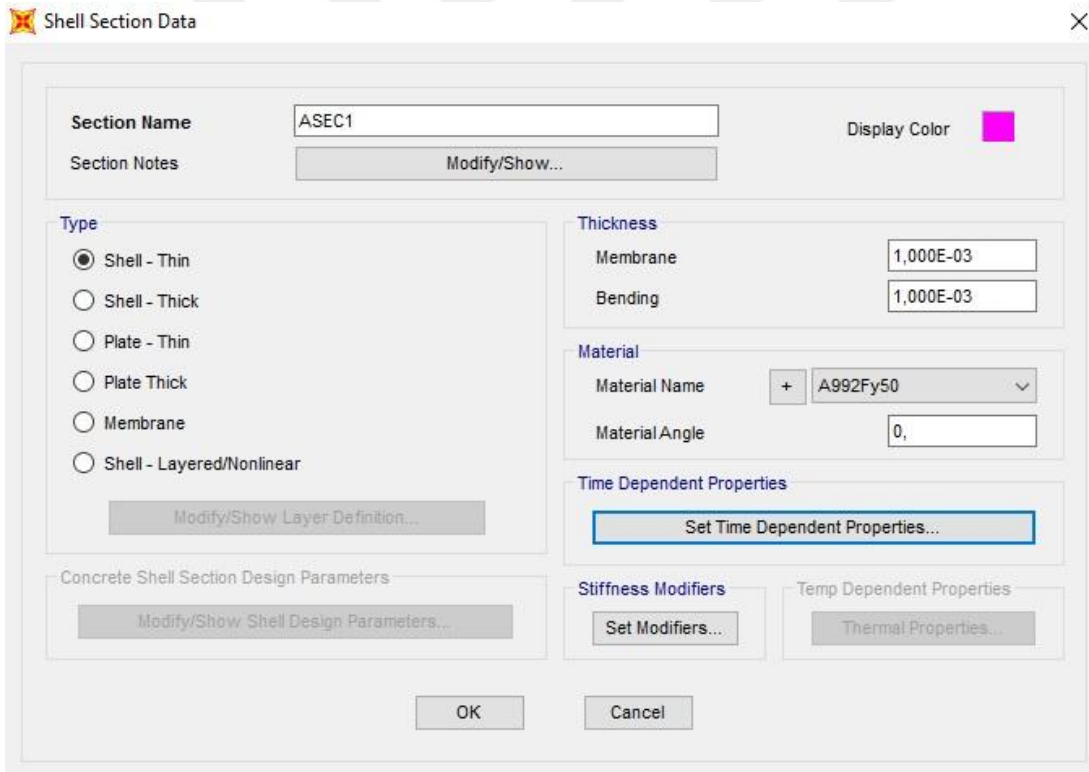
None

OK Cancel

Şekil 5.16. Kolon için zamana bağlı özellikler

5.1.4. Döşeme özelliklerinin belirlenmesi ve boyutlandırılması

1. “Define” menüsünden “SectionProperties” sekmesinden “AreaSections” seçilir.
2. Açılan yeni pencerede “Add New Section” seçilir.
3. Son tabloda şekil 5.17 görüldüğü gibi “Shell-Thin” tipi, material olarak “A992Fy50” seçilir.
4. Boyutlandırma kısmında “Membrane” ve “Bending” kısmına 1,000E-03 değeri girilir.
5. Oluşturulan döşemeyi ASE1 olarak adlandırılarak atamaya hazır hale getirilir.
6. X-Y planında yapı ağacından “Quick Draw Area” seçeneği seçilerek tek tek her kata oluşturulan döşeme atanır.

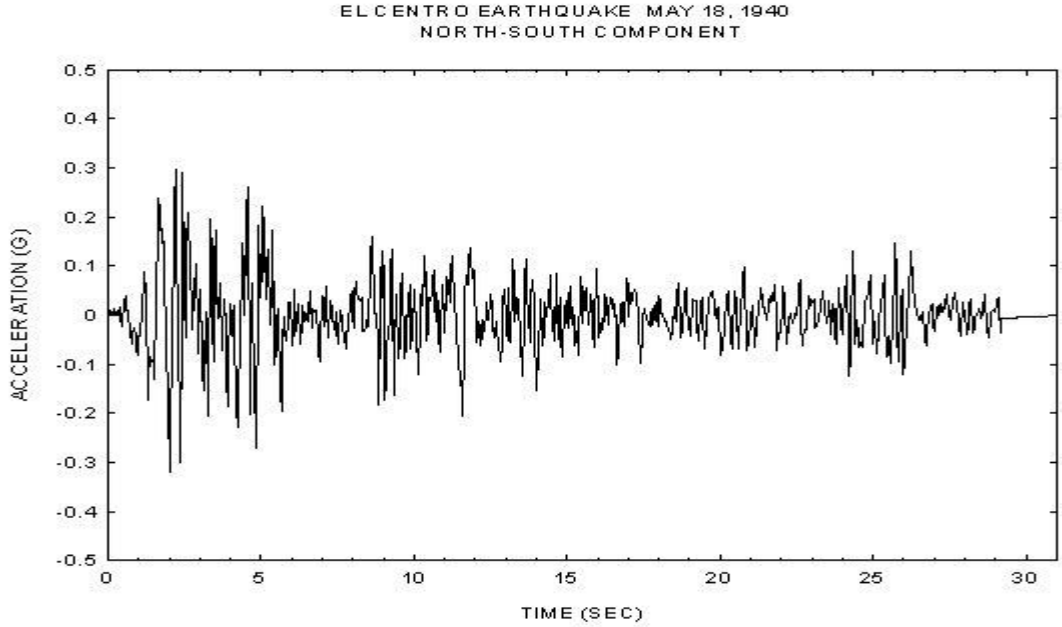


Şekil 5.17. Döşeme özellikleri ve boyutlandırılması

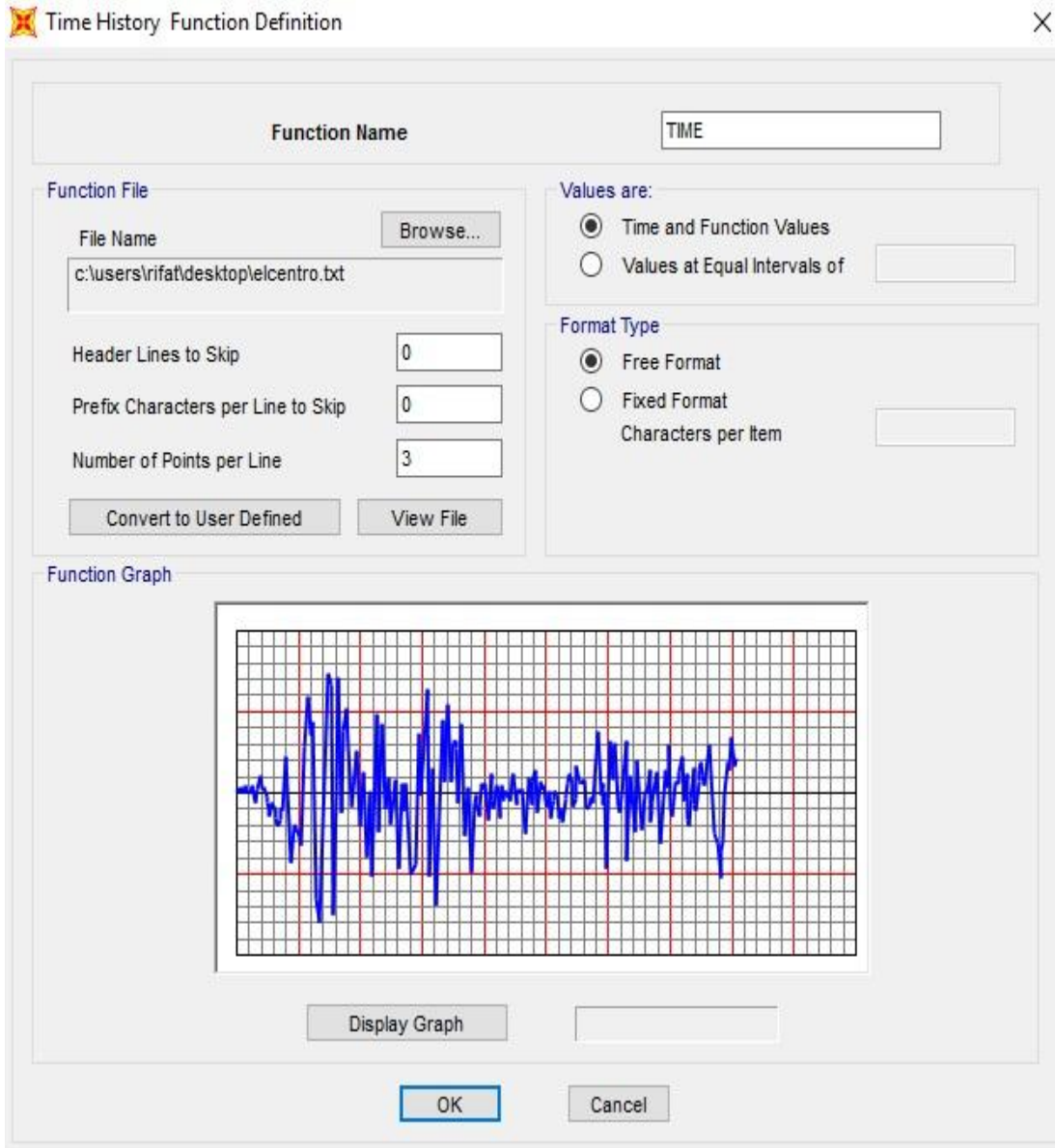
5.2. Sisteme Deprem Etki Ettirilmesi

Bu çalışmada sisteme Şekil 5.18 de görülen el centro deprem ivmesini etki ettirmeyi uygun gördük.

1. “Define” menüsünden “function” seçilir sonrasında “Time History” seçeneğini seçilir. Açılan penceredeki kutucuktan “Function from File” seçeneğini seçilip “Add New Function” düğmesine basılır.
2. Açılan pencerede “Function File” kısmındaki “browse” düğmesine tıklanıp elimizdeki El centro deprem datası dosyası seçilip “OK” düğmesine basılır. “Vaules are” kısmında ise “Time and Function Vaules” seçeneğini tıklanır ve ardından “Function Graph” kısmındaki “Display Graph” düğmesine tıklanıp sonrada 2 kez “OK” düğmesine tıklanıp pencereler kapatılır. Şekil 5.19 da görülmektedir.
3. “Define” menüsüne tekrar gelinir ve “Load Cases” seçeneği seçilir. Gelen ekranda “Add New Load Case” seçeneği seçilir.
4. Açılan tabloda şekil 5.20 de görüldüğü gibi değerler atanır.



Şekil 5.18. El centro depremi ivme kaydı



Şekil 5.19. El centro depreminin tanımlanması

Load Case Data - Linear Modal History

Load Case Name: EARTHQUAKE [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Time History [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Modal History [v]

 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: Use Modes from Case [MODAL v]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel v	U1 v	TIME v	1,
Accel	U1	TIME	1,

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear

Solution Type:

- Modal
- Direct Integration

History Type:

- Transient
- Periodic

Time Step Data:

- Number of Output Time Steps: 150
- Output Time Step Size: 0,02

Other Parameters:

- Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Şekil 5.20. Depremın sisteme etki ettirilmesi ve özellikleri

“Loadtype accel” verilerek sisteme U1 yönünde elcentro deprem ivmesi etki ettirildiği görülmektedir. Analiz tipi lineer analiz olarak seçilmiştir. Çıktı zaman adım sayısı 150 ve çıktı zaman adım boyutunu 0.02 olarak alınmıştır. Modal sönüm 0.05 kabul edilmiştir.

5.3. Sistem Analizi ve Periyotlar

Model oluşturulduktan sonra F5 tuşuna basılır ve gelen ekranda “Run now” denilerek analiz yapılır. Modele ait periyotlar ve frekanslar Çizelge 5.1 de görülmektedir.

Çizelge 5.1. Periyot ve frekanslar

Mod No	Periyot (sn)	Frekans (sn⁻¹)
1	1,632833	0,612432689
2	1,062397	0,941267951
3	0,94338	1,06001861
4	0,539557	1,853373854
5	0,31945	3,130382875
6	0,315099	3,17360639
7	0,27007	3,70274222
8	0,225965	4,42547155
9	0,176235	5,674246931
10	0,157268	6,358560734
11	0,148037	6,755061333
12	0,133244	7,505051201
13	0,128858	7,760469206
14	0,09334	10,71357735
15	0,07407	13,50072354
16	0,062521	15,99473
17	0,048401	20,66089202
18	0,046826	21,35564113
19	0,041068	24,34993847
20	0,039415	25,37123711
21	0,035431	28,22363519

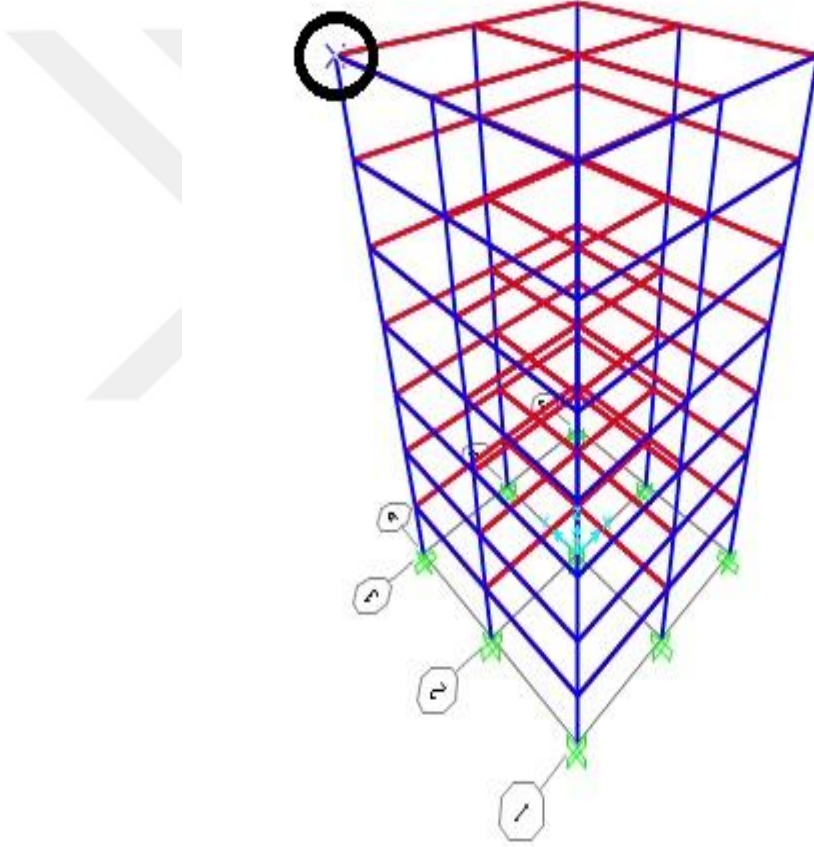
$T = 1,632833$ sn olduğu analiz sonuçlarında görülmektedir.

$f = 0,612432689$ Hz olduğu analiz sonuçlarında görülmektedir.

5.4. Sistemin Deplasman ve İvme Değerleri

5.4.1. Dügümün belirlenmesi

Her kat rijit diyafram özelliği göstereceği için aynı katlardaki düğüm noktalarının hepsi tek bir nokta gibi davranmaktadır. Bu nedenle her katta bir düğüm noktası almamız yeterli olacaktır. En yüksek deplasmanı ve ivmeyi görmek açısından Şekil 5.21 de görüldüğü gibi 24 numaralı düğüm noktasını esas olarak alınmaktadır.

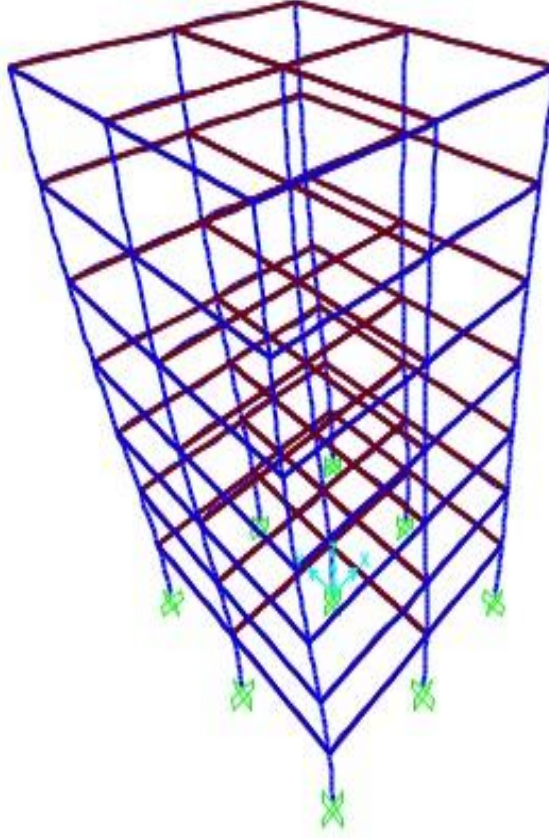


Şekil 5.21. Dügüm noktasının 24 olarak belirlenmesi

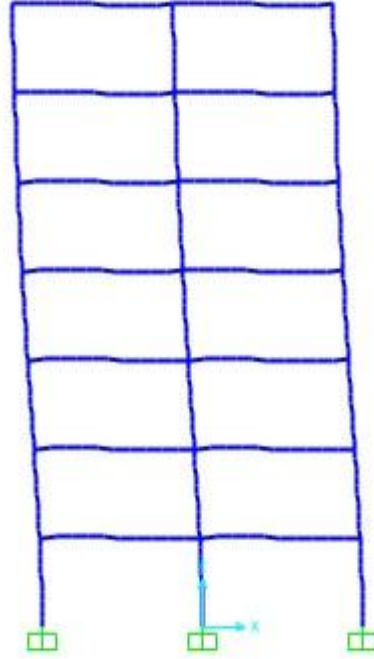
Daha sonraki yapacağımız güçlendirme örneğinde de aynı noktayı esas alarak daha iyi bir karşılaştırma yapılacağını öngörülmektedir.

5.4.2. Sistemin deplasmanı

Bu bölümde sistemimizin genel deplasmanını ve tüm düğüm noktalarında oluşan deplasmanı 3D, XZ düzlemlerinde şekiller, değerlerini ise çizelgeler halinde gösterilmiştir. XY düzlemi rijit diyafram özelliği göstereceği için herhangi bir şekil değişikliği görülmemektedir. Bu nedenle incelemeye gerek duyulmamıştır. YZ düzleminde ise herhangi bir deprem etki ettirilmediği için deplasman gözükmemektedir. Tüm düğüm noktalarının deplasman değerleri Ek A da verilmiştir.



Şekil 5.22. 3D sistemin deplasmanı



Şekil 5.23. XZ planında sistemin deplasmanı

5.4.2.1. Belirlenen düğüm noktasının deplasmanı

Daha öncede belirttiğimiz gibi esas olarak aldığımız 24. Düğüm noktasının deplasman değerleri incelenmiştir.

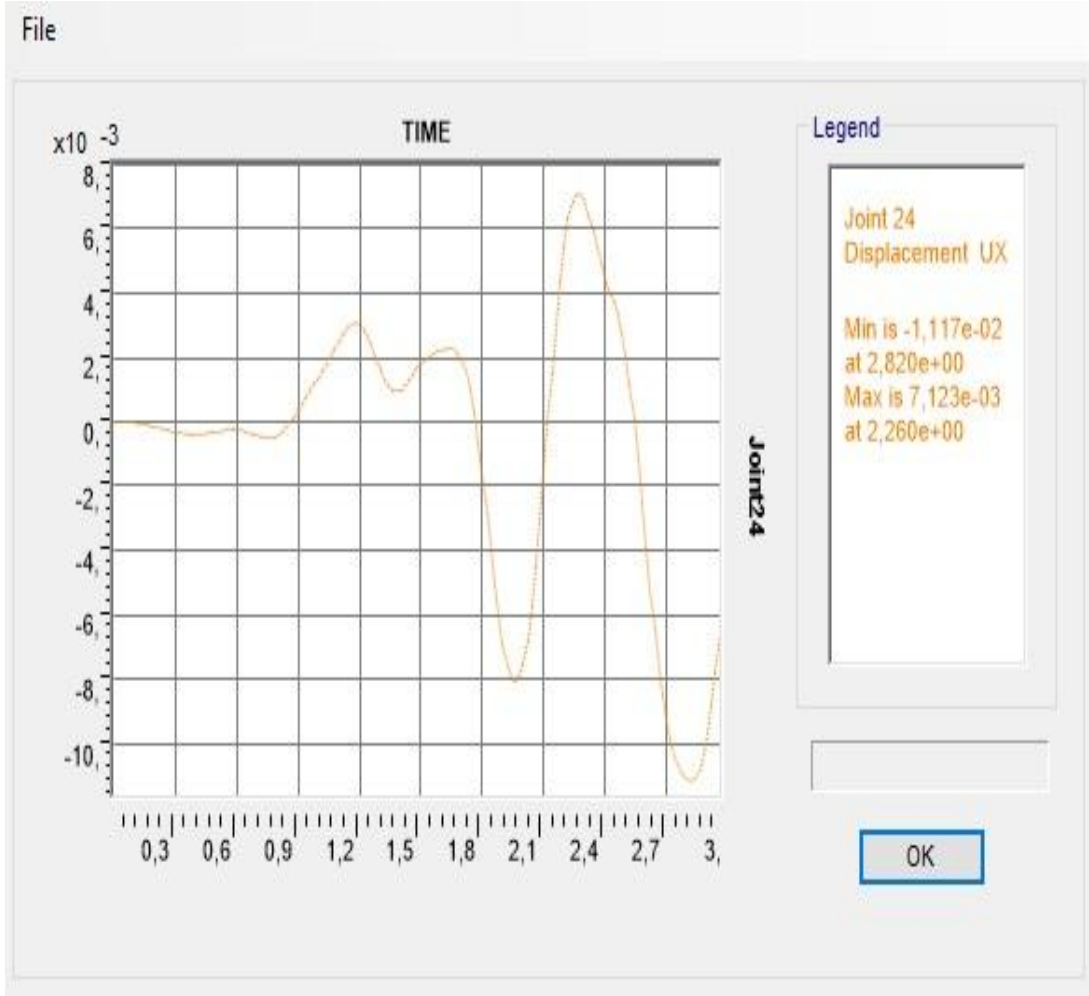
Çizelge 5.2. 24 No'lu düğüm noktasının deplasman değerleri

DN	Analiz	Değer	U1	U2	U3
-	-	-	m	m	m
24	EARTHQUAKE	Max	0,007123	8,954E-08	0,000017
24	EARTHQUAKE	Min	-0,01117	-8,67E-08	-0,000024

Sayısal değerler Çizelge 5.2 den elde edilebilirken şekilsel veriler şu şekilde elde edilmektedir;

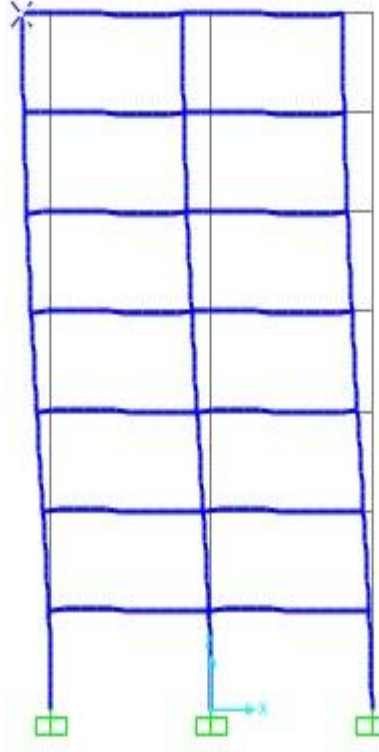
1. “Display” menüsünden “Show PlotFunctions” seçeneği seçilir.

2. Açılan pencerede Define PlotFunctions düğmesini tıklayıp sağdaki kutucuktan “AddJointDisps/Forces” seçeneğini seçilip “AddPlotFunctions” düğmesi tıklanır ve “Disp” seçeneği işaretlenir.
3. Düğüm nokta numarası da yazılıp onaylanır.



Şekil 5.24. 24 No’lu düğümün max-min deplasmanı

Şekil 5.24 de görüldüğü gibi ve Çizelge 5.2 de de belirtilen değerlerin mutlak değerleri alınıp yuvarlanılırsa maksimum yer değıştirmenin 0,011 m olduğu gözlemlenmektedir.



Şekil 5.25. 24 No'lu düğüm noktası XZ düzleminde deplasmanı

Joint Displacements			
Joint Object	Joint Element 24		
	1	2	3
Trans	-0,01117	0,	-2,389E-05
Rotn	0,	-3,201E-04	0,

Şekil 5.26. 24 No'lu düğüm noktası max deplasmanı

5.4.2.2. Belirlenen düğüm noktasının dönmesi

24 No'lu düğüm noktasının dönme (rotation) değerleri Çizelge 5.3 de verilmektedir.

Çizelge 5.3. 24 No'lu düğüm noktasının dönme değerleri

DN	Analiz	Değer	R1	R2	R3
-	-	-	Radyan	Radyan	Radyan
24	EARTHQUAKE	Max	2,25E-08	0,000238	5,622E-08
24	EARTHQUAKE	Min	-2E-08	-0,00032	-6,012E-08

5.4.3. Sistemin ivmesi

Sistemimizin tüm düğüm noktalarında hesaplanan ivme değerleri Ek B de verilmektedir.

5.4.3.1. Belirlenen düğüm noktasının ivmesi

İncelenecek düğüm noktası daha önce 24 No'lu düğüm noktası olarak belirlenmiştir.

Çizelge 5.4. 24 No'lu düğüm noktasının ivme değerleri

DN	Analiz	Değer	U1	U2	U3
-	-	-	m/sn ²	m/sn ²	m/sn ²
24	EARTHQUAKE	Max	0,76998	7,34E-05	0,00263
24	EARTHQUAKE	Min	-0,77338	-0,00016	-0,0028

Sayısal değerler çizelge 5.4 den elde edilebilirken şekilsel veriler şu şekilde elde edilmektedir;

1. “Display” menüsünden “Show PlotFunctions” seçeneği seçilir.
2. Açılan pencerede “Define PlotFunctions” düğmesi tıklanıp sağdaki kutucuktan “AddJointDisps/Force”s seçeneği seçilip “AddPlotFunctions” düğmesi tıklanır ve “Accel” seçeneği işaretlenir.
3. Düğüm nokta numarası da yazılıp onaylanır.



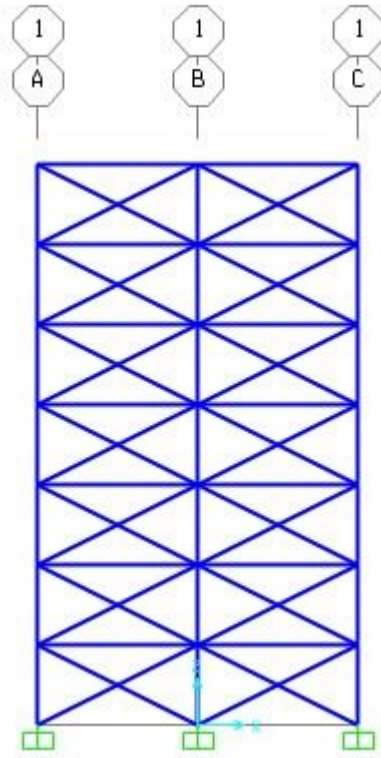
Şekil 5.27. 24 No'lu düğüm noktasının max-min ivmesi

Şekil 5.27 de görüldüğü gibi ve Çizelge 5.4 de belirtilen değerlerin mutlak değerleri alınırsa maksimum ivmenin $0,77338 \text{ m/sn}^2$ olduğu gözlemlenmektedir.

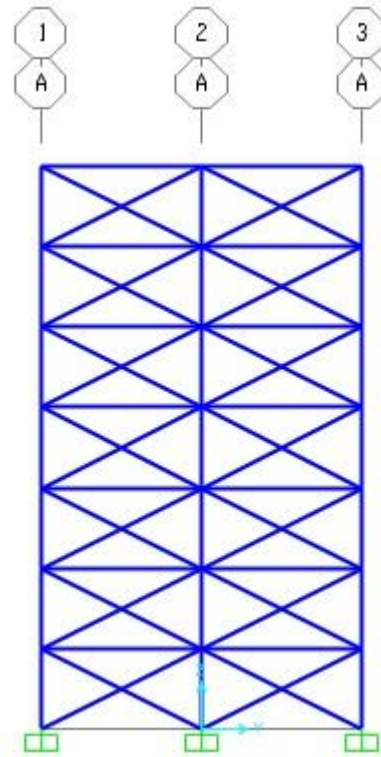
5.5. Oluşturulan Sistemin X Tipi Merkez Çelik Çaprazlarla Güçlendirilmesi

İlerde yapacağımız karşılaştırma amacıyla oluşturduğumuz sistemi X tipi merkezi çelik çaprazlarla güçlendirerek yeni bir model örneği oluşturulmuştur. Bu güçlendirmenin amacı sistemin rijitliğini artırmak ve dinamik davranışa etkilerini gözlemlemektir. X tipi merkez çelik çapraz seçilmesinin sebebi rijitliği en yüksek merkezi çelik çapraz tipi olması ve düğüm noktalarının aynı kalmasıdır. Böylelikle ileri de yapılan sistem karşılaştırılmasında daha sağlıklı sonuçlar elde edilmiştir.

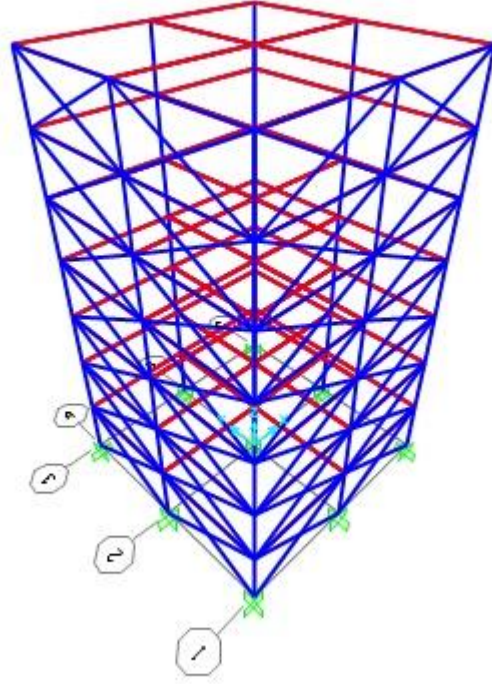
X tipi merkez çelik çaprazları boyutlandırmadan önce uygulayacağımız çerçeveleri belirledik. Biz XZ ve YZ düzleminde X tipi merkezi çelik çaprazlar uygulamayı uygun gördük. Bu uygulamayla sistemin 2 doğrultuda güçlendirilmiş olmasını sağladık ve daha iyi görülmesi için XZ düzleminde A-A aksı üzerinde YZ düzleminde ise 1-1 aksı üzerindeki tüm çerçeveleri Şekil 5.28 ve Şekil 5.29'daki gibi güçlendirilmiştir.



Şekil 5.28. XZ düzleminde sistemin güçlendirilmesi



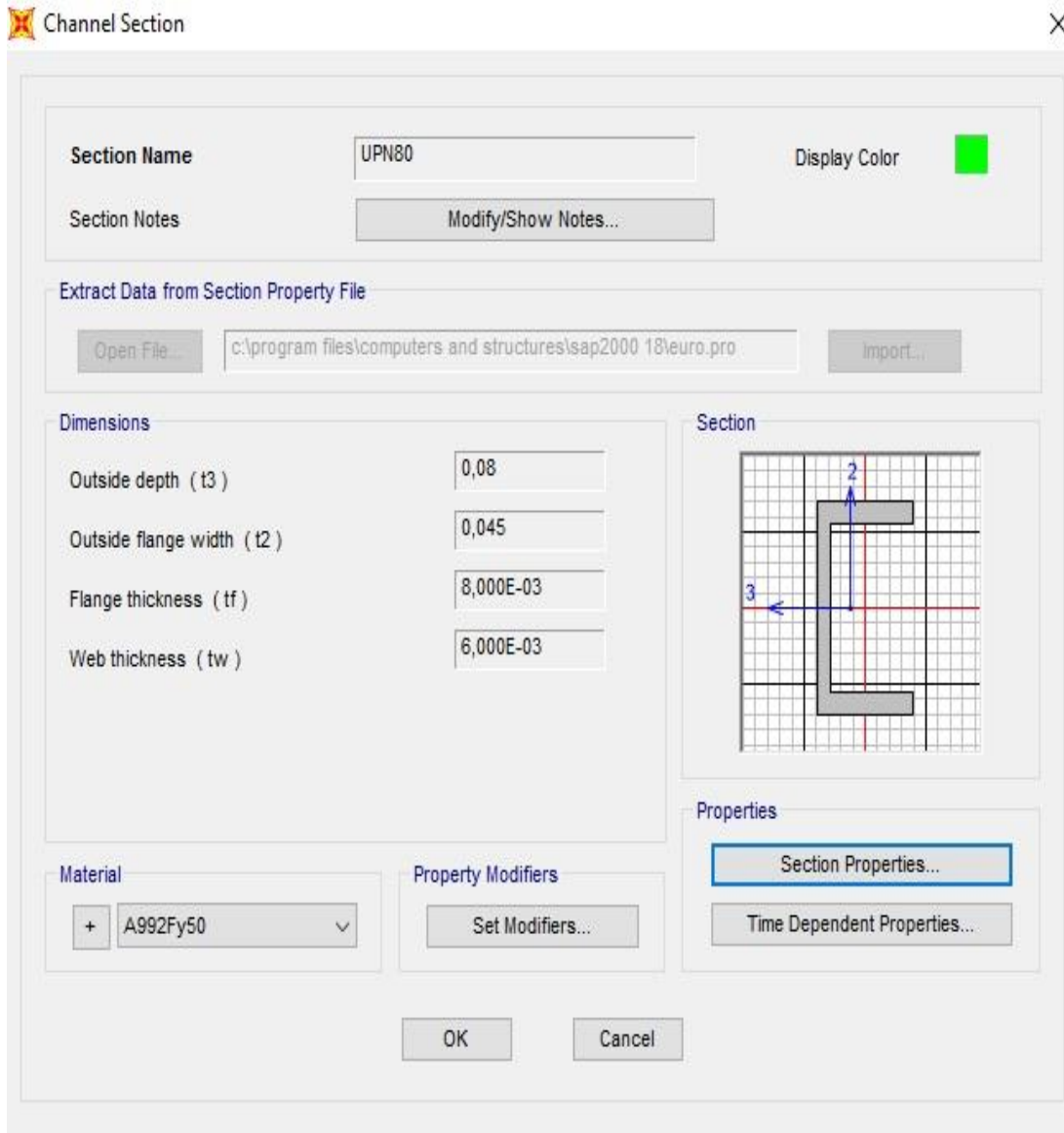
Şekil 5.29. YZ düzleminde sistemin güçlendirilmesi



Şekil 5.30. Güçlendirilmiş sistemin 3D görünümü

5.5.1. Çelik çaprazların özelliklerinin belirlenmesi ve boyutlandırılması

1. “Define” menüsünden “FrameSectionsseçeneğini” seçilir.
2. Yeni kesitler oluşturmak için ekrana gelen ileti kutusunda “AddGeneral” seçilip “Add New Property” düğmesine basılır.
3. Açılan tabloda “Import New Property” düğmesine basılır. Gelen ekranda “Euro.pro” seçilip oradan “UPN 80” profilini seçilir.
4. Model üzerindeki tüm çaprazlar seçilir.
5. “Assign” sekmesinden “frame” seçeneği içerisinde “framesections” seçilir gelen tabloda “UPN 80” işaretlenir ve “apply” denilir.
6. Veya yapı ağacından “Quick Draw Brace” seçeneğinden daha hızlı bir şekilde hem X tipi hemde tanımlanan profil seçilerek XZ ve YZ düzleminde gerekli atamalar yapılabilmektedir. Burada “moment releases” seçeneğinin “pinned” seçili olmasına dikkat edilmelidir.



Şekil 5.31. Çelik çaprazların boyutlandırılması

Malzeme Şekil 5.31 de görüldüğü gibi A992Fy50 seçilmiştir. Burada hazır profil seçilmesindeki amaç genel olarak güçlendirilmelerin U profili ve köşebentlerle yapıldığını daha önce de söylenmiştir. Bu çalışmada UPN 80 profili bu nedenle kullanılması uygun görülmüştür.

Property Data

Section Name

Properties

Cross-section (axial) area	1,102E-03	Section modulus about 3 axis	2,645E-05
Moment of Inertia about 3 axis	1,058E-06	Section modulus about 2 axis	6,348E-06
Moment of Inertia about 2 axis	1,940E-07	Plastic modulus about 3 axis	3,281E-05
Product of Inertia about 2-3	0,	Plastic modulus about 2 axis	1,335E-05
Shear area in 2 direction	4,800E-04	Radius of Gyration about 3 axis	0,031
Shear area in 3 direction	6,000E-04	Radius of Gyration about 2 axis	0,0133
Torsional constant	1,997E-08	Shear Center Eccentricity (x3)	0,0286

OK

Şekil 5.32. Çelik çapraz profil verileri

Time Dependent Properties

Notional Size, h

Auto

 Factor

User-defined

None

OK Cancel

Şekil 5.33. Çelik çaprazlar için zamana bağlı özellikler

Çelik çaprazlar UPN 80 profil verileri Şekil 5.32 ve 5.33 de verilmiştir. Boyutlandırma tamamlandıktan sonra analize geçilebilir.

5.5.2. Sistem analizi ve periyotlar

Model oluşturulduktan sonra F5 tuşuna basılır ve gelen ekranda “Run now” denilerek analiz yapılır. Modele ait periyotlar ve frekanslar Çizelge 5.5 de görülmektedir.

Çizelge 5.5. Periyot ve frekanslar

Mod No	Periyot (sn)	Frekans (sn ⁻¹)
1	1,142118	0,875565999
2	0,339415	2,946242798
3	0,231619	4,317427779
4	0,170388	5,868945994
5	0,127538	7,840773569
6	0,102915	9,716781763
7	0,076073	13,14520022
8	0,070583	14,16780026
9	0,055678	17,96048795
10	0,048789	20,49626845
11	0,044401	22,52200511
12	0,043783	22,8397343
13	0,041066	24,35122809
14	0,034271	29,17896432
15	0,034078	29,34404215
16	0,03405	29,36878274
17	0,033898	29,49992938
18	0,029069	34,40069056
19	0,028824	34,69345172
20	0,028438	35,16464121
21	0,025526	39,17602827

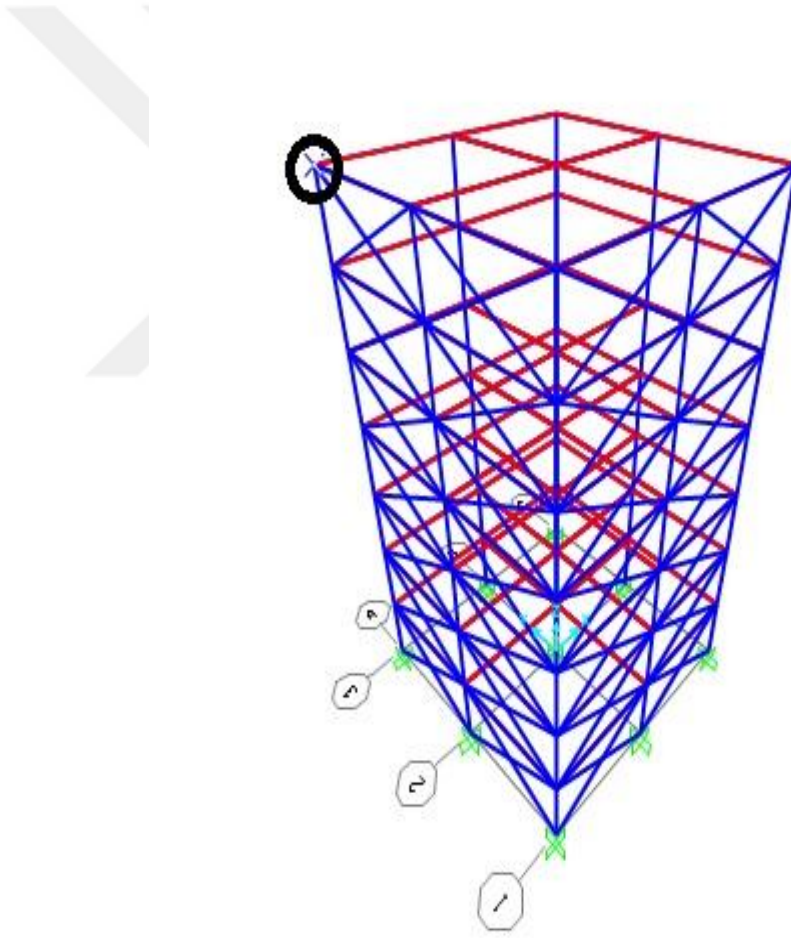
$T = 1,142118$ sn olduğu analiz sonuçlarında görülmektedir.

$f = 0,875565999$ Hz olduğu analiz sonuçlarında görülmektedir.

5.5.3. Sistemin deplasman ve ivme değerleri

5.5.3.1. Dügümün belirlenmesi

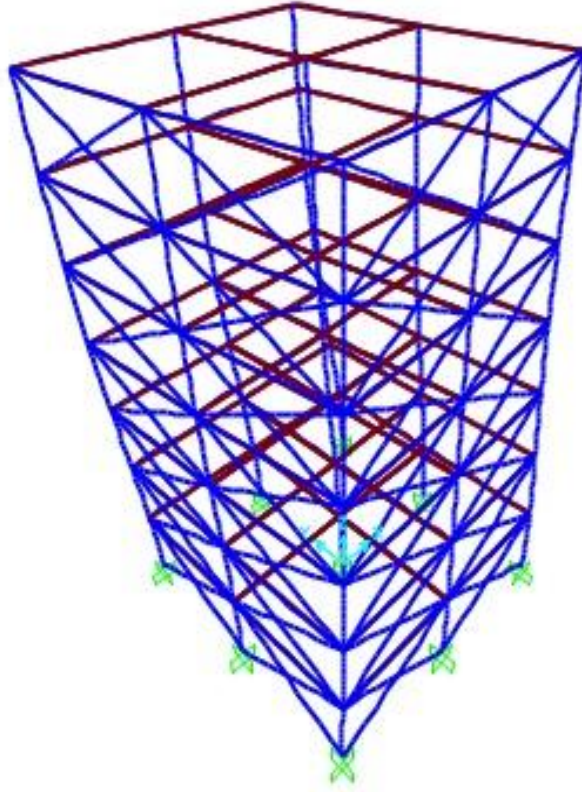
Daha önce de belirtildiği gibi her kat rijit diyafram özelliği göstereceği için aynı katlardaki düğüm noktalarının hepsi tek bir nokta gibi davranmaktadır. Bu nedenle her katta bir düğüm noktası almamız yeterli olacaktır. Bu nedenle en yüksek deplasmanı ve ivmeyi görmek açısından Şekil 5.34 de görüldüğü gibi 24 numaralı düğüm noktasını esas olarak alınmaktadır. Fakat şu unutulmamalıdır ki güçlendirilmiş sistemde burulmanın etkisiyle düğüm noktaları deplasmanları farklı çıkmaktadır. Bu konu karşılaştırma bölümünde daha detaylı incelenmiştir.



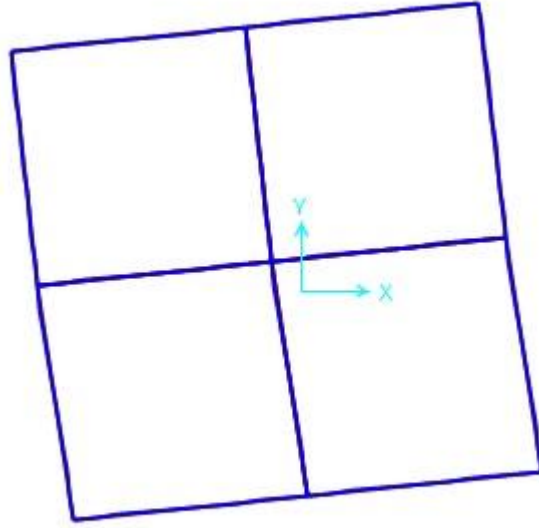
Şekil 5.34. Dügüm noktası 24 olarak belirlenmesi

5.5.3.2. Sistemin deplasmanı

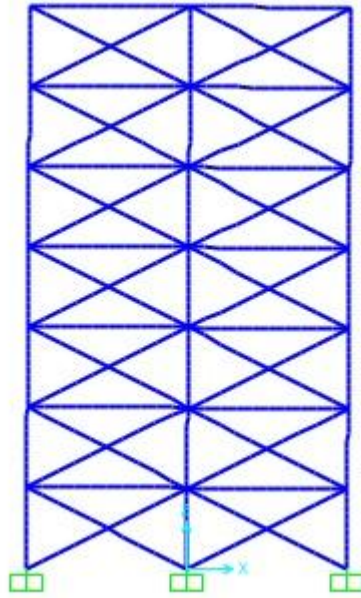
Bu bölümde sistemin genel deplasmanını ve tüm düğüm noktalarında oluşan deplasmanı 3D, XZ, XY, YZ düzlemlerinde şekiller, değerleri ise çizelgeler halinde gösterilmiştir. Tüm düğüm noktalarının deplasman değerleri Ek C de verilmiştir.



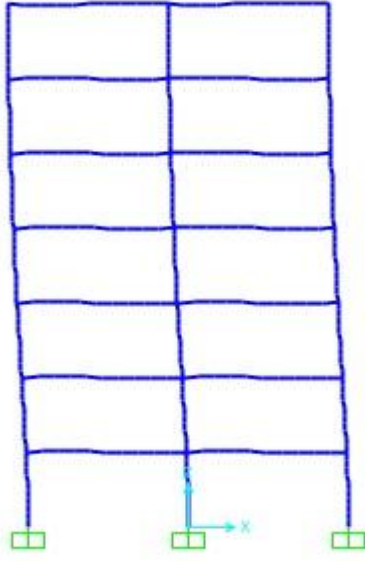
Şekil 5.35. 3D sistemin deplasmanı



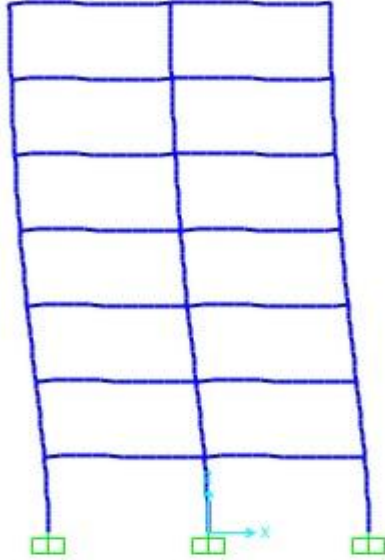
Şekil 5.36. XY düzleminde sistemin deplasmanı



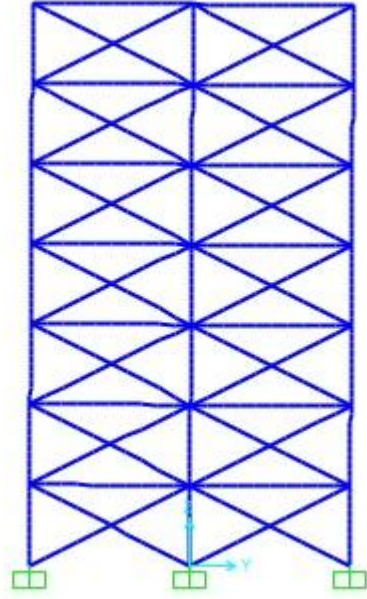
Şekil 5.37. XZ düzleminde 1-1 aksı sistemin deplasmanı



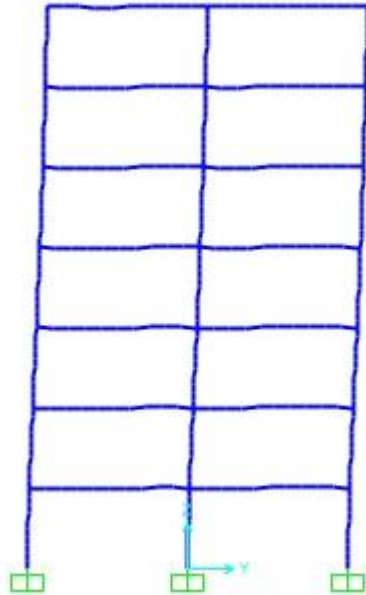
Şekil 5.38. XZ düzleminde 2-2 aksı sistemin deplasmanı



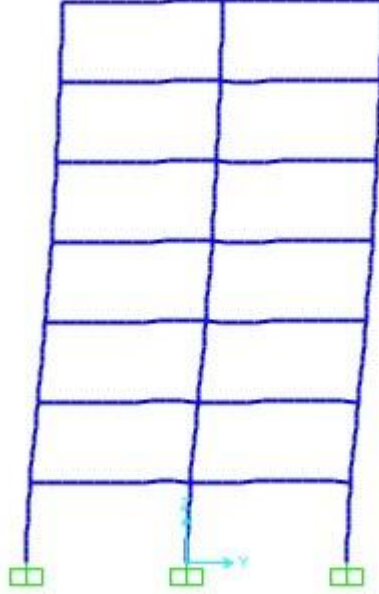
Şekil 5.39. XZ düzleminde 3-3 aksı sistemin deplasmanı



Şekil 5.40. YZ düzleminde A-A aksı sistemin deplasmanı



Şekil 5.41. YZ düzleminde B-B aksı sistemin deplasmanı



Şekil 5.42. YZ düzleminde C-C aksı sistemin deplasmanı

Belirlenen düğüm noktasının deplasmanı

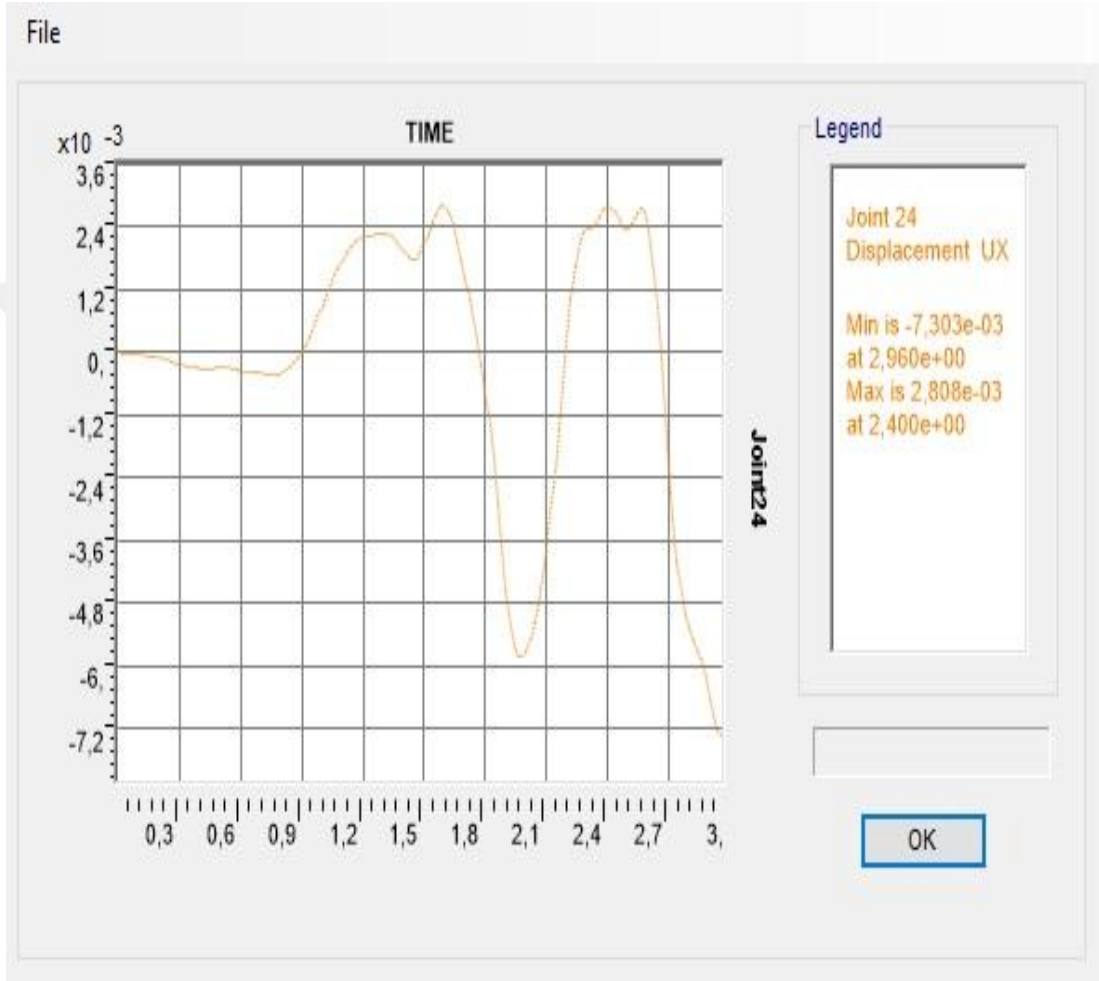
Daha öncede belirtildiği gibi esas olarak aldığımız 24. Düğüm noktasının deplasman değerleri incelenmiştir.

Çizelge 5.6. 24 No'lu düğüm noktasının deplasman değerleri

DN	Analiz	Değer	U1	U2	U3
-	-	-	m	m	m
24	EARTHQUAKE	Max	0,002808	0,00066	0,000087
24	EARTHQUAKE	Min	-0,007303	-0,000619	-0,000097

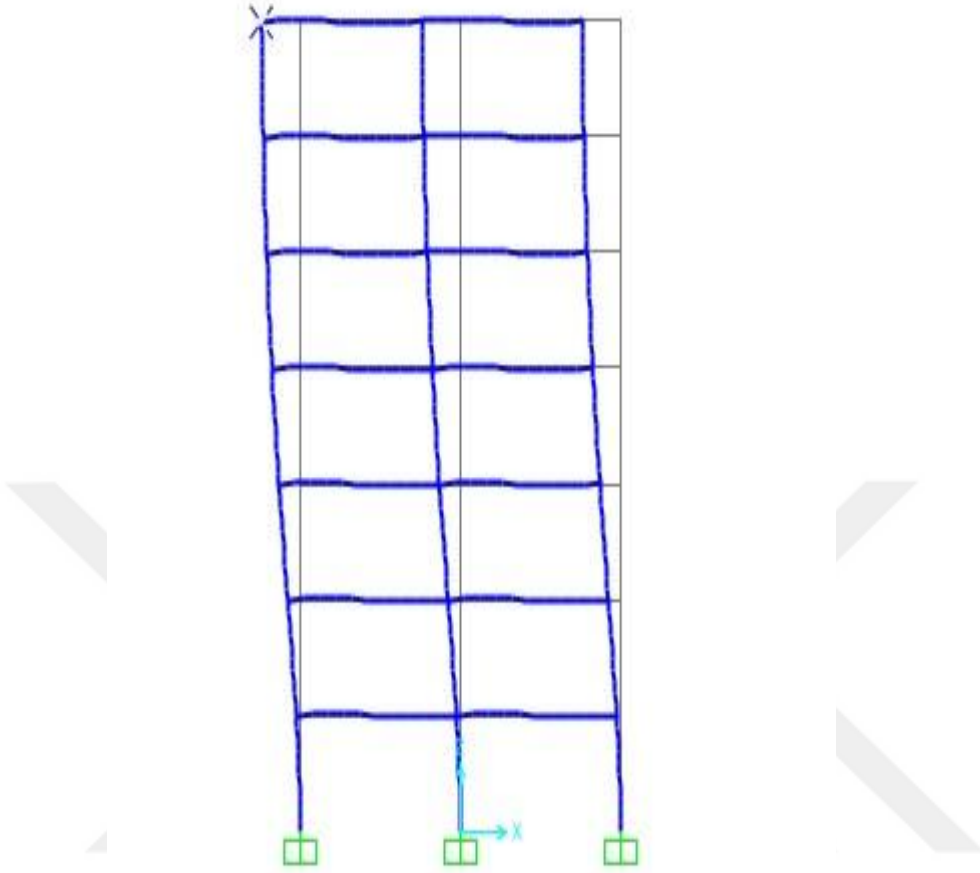
Sayısal değerler Çizelge 5.6 dan elde edilebilirken şekilsel veriler şu şekilde elde edilmektedir;

1. “Display” menüsünden “Show Plot Functions” seçeneği seçilir.
2. Açılan pencerede “Define Plot Functions” düğmesi tıklanıp sağdaki kutucuktan “AddJointDisps/Forces” seçeneği seçilip “AddPlotFunctions” düğmesine tıklanılır ve “Disp” seçeneği işaretlenir.
3. Düğüm nokta numarası yazılıp onaylanır.



Şekil 5.43. 24 No’lu düğümün max-mindeplasmanı

Şekil 5.43 de görüldüğü gibi ve Çizelge 5.6 de de belirtilen değerlerin mutlak değerlerini alıp yuvarlarsak maksimum yer değiştirmenin 0,007 m olduğu görülmüştür.



Şekil 5.44. 24 No'lu düğüm noktası XZ düzleminde deplasmanı

✖ Joint Displacements ✕

Joint Object	24	Joint Element	24
	1	2	3
Trans	-0,0073	6,605E-04	-9,745E-05
Rotn	-1,977E-05	-1,994E-04	5,705E-04

Şekil 5.45. 24 No'lu düğüm noktası max deplasmanı

Belirlenen düğüm noktasının dönmesi

24 No'lu düğüm noktasının dönme (rotation) değerleri Çizelge 5.7 de verilmektedir.

Çizelge 5.7. 24 No'lu düğüm noktasının dönme değerleri

DN	Analiz	Değer	R1	R2	R3
-	-	-	Radyan	Radyan	Radyan
24	EARTHQUAKE	Max	0,000019	0,000191	0,000571
24	EARTHQUAKE	Min	-0,00002	-0,000199	-0,000257

5.5.3.3. Sistemin ivmesi

Sistemin tüm düğüm noktalarında hesaplanan ivme değerleri Ek D de verilmektedir.

Belirlenen düğüm noktasının ivmesi

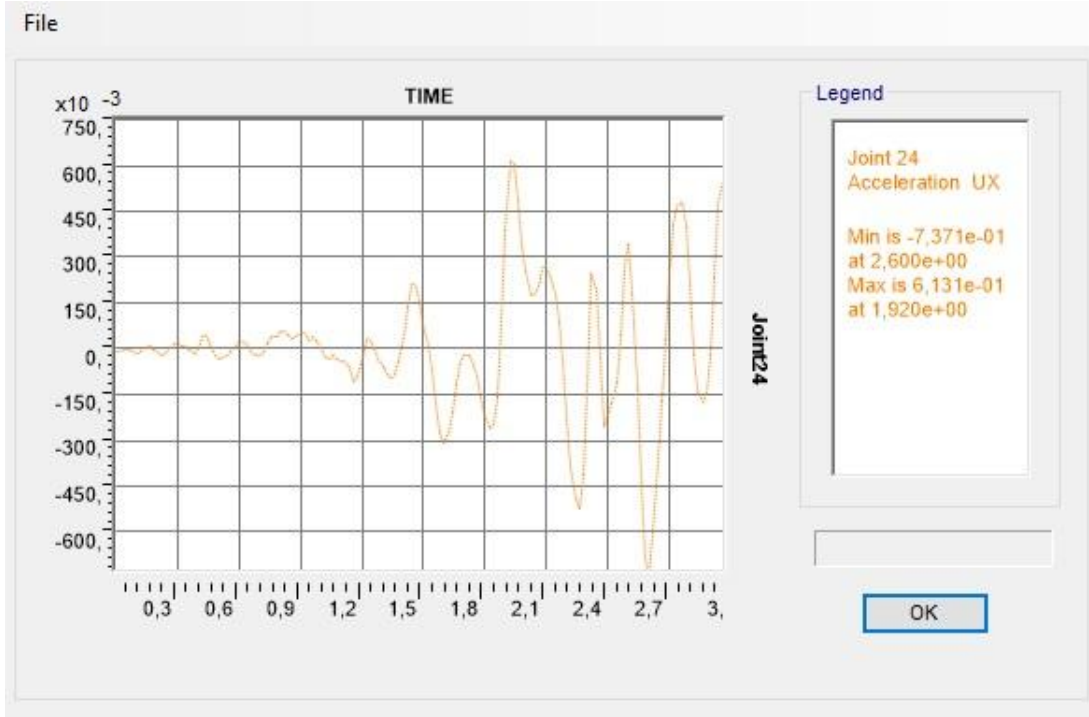
İncelenecek düğüm noktası daha önce 24 No'lu düğüm noktası olarak belirlenmiştir.

Çizelge 5.8. 24 No'lu düğüm noktasının ivme değerleri

DN	Analiz	Değer	U1	U2	U3
-	-	-	m/sn ²	m/sn ²	m/sn ²
24	EARTHQUAKE	Max	0,61306	0,4772	0,06345
24	EARTHQUAKE	Min	-0,73714	-0,46545	-0,08107

Sayısal değerler Çizelge 5.4 den elde edilebilirken şekilsel veriler şu şekilde elde edilmektedir;

1. “Display” menüsünden “Show Plot Functions” seçeneği seçilir.
2. Açılan pencerede “Define Plot Functions” düğmesi tıklanıp sağdaki kutucuktan “AddJointDisps/Forces” seçeneği seçilip “AddPlotFunctions” düğmesi tıklanır ve “Accel” seçeneği işaretlenir.
3. Düğüm nokta numarası yazılıp onaylanır.



Şekil 5.46. 24 No'lu düğüm noktasının max-min ivmesi

Şekil 5.46 de görüldüğü gibi ve Çizelge 5.8 de de belirtilen değerlerin mutlak değerleri alınırsa maksimum ivmenin $0,73714 \text{ m/sn}^2$ olduğu gözlemlenmektedir.

6. OLUŞTURULAN ÖRNEK MODELLERİN KARŞILAŞTIRILMASI

Bu bölümde oluşturulan moment aktaran çerçevesi sistem ile merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş sistemin dinamik davranışlarını karşılaştırarak elde edilen verilerle çelik yapıların çelik çaprazlarla güçlendirilmesinin yapı dinamik davranışı üzerindeki etkileri gözlemlenmektedir.

6.1. Periyot ve Frekansların Karşılaştırılması

Periyotların ve frekansların karşılaştırılmasında pratiklik açısından ilk 10 mod dikkate alınmıştır. Moment aktaran çerçevesi sistem ile merkezi çelik çaprazlar ile güçlendirilmiş sistemde periyot ve frekans farkları ve yüzde değişimleri çizelge 6.3 de verilmiştir. Çizelge 6.1 ve Çizelge 6.2 de moment aktaran çerçevesi sistem ile X tipi merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş sisteme ait ilk 10 modda periyot ve frekanslar verilmiştir.

Çizelge 6.1. Moment aktaran çerçevesi sistemin periyot ve frekansları

Mod No	Periyot (sn)	Frekans (sn⁻¹)
1	1,632833	0,612432689
2	1,062397	0,941267951
3	0,94338	1,06001861
4	0,539557	1,853373854
5	0,31945	3,130382875
6	0,315099	3,17360639
7	0,27007	3,70274222
8	0,225965	4,42547155
9	0,176235	5,674246931
10	0,157268	6,358560734

Çizelge 6.2. Merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş sistemin periyot ve frekansları

Mod No	Periyot (sn)	Frekans (sn⁻¹)
1	1,142118	0,875565999
2	0,339415	2,946242798
3	0,231619	4,317427779
4	0,170388	5,868945994
5	0,127538	7,840773569
6	0,102915	9,716781763
7	0,076073	13,14520022
8	0,070583	14,16780026
9	0,055678	17,96048795
10	0,048789	20,49626845

Çizelge 6.3. Sistemlerin periyot ve frekans farkları ve yüzde değişimleri

Mod No	Periyot Farkları	Yüzde Değişim	Frekans Farkları	Yüzde Değişim
-	sn	%	Hz	%
1	0,490715	30,05298	-0,26313	42,96526
2	0,722982	68,05196	-2,00497	213,0079
3	0,711761	75,44796	-3,25741	307,2974
4	0,369169	68,42076	-4,01557	216,6628
5	0,191912	60,07576	-4,71039	150,4733
6	0,212184	67,33884	-6,54318	206,1748
7	0,193997	71,83212	-9,44246	255,0126
8	0,155382	68,76375	-9,74233	220,1422
9	0,120557	68,40696	-12,2862	216,5264
10	0,108479	68,97716	-14,1377	222,3413

Yapılan karşılaştırma da çelik çaprazlarla güçlendirmenin frekans ve periyot üzerinde farkları ve yüzdeleri görülmektedir. Mod 1 e bakıldığında yapının

periyodunda yaklaşık %30 civarında bir düşüş gözükmektedir. Burdan yola çıkarak yapının rijitliğinin arttığını söyleyebiliriz.

6.2. Deplasmanların Karşılaştırılması

Daha önceden belirlediğimiz 24. Düğüm noktasını kullanarak hem pratik hem de maksimum değerleri karşılaştırmış olmaktadır. Çizelge 6.4 de görüldüğü gibi moment aktaran çerçevesel sistem ile merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş sistemin deplasman farkları ve yüzde değişimleri verilmektedir. Bu bilgiler ışığında daha net sonuçlara ulaşmaktayız.

Çizelge 6.4. Sistemlerin deplasman farkları ve yüzde değişimleri

	U1	U2	U3
	m	m	m
Moment Aktaran Çerçeve	0,011167	8,669E-08	0,000024
Güçlendirilmiş Çerçeve	0,007303	0,000619	0,000097
Fark (m)	0,003864	-0,0006189	-0,000073
Yüzde Değişim (%)	34,601952	99,9859952	75,25773196

Deplasman sonuçları karşılaştırıldığında U1 yönünde yaklaşık %35 deplasman azalması görülmektedir. 0,003864 m deplasman azalması sağlanmıştır. Bu da çelik çaprazlarla güçlendirilmenin sistem rijitliğini artırdığının bir kanıtı olarak görülmektedir.

U2 ve U3 yönünde yüzde olarak baktığımızda çok yüksek bir artış görülmektedir. Olumsuz gibi gözükse de deplasman artışlarına baktığımızda U2 yönünde 0,000619 m ve U3 yönünde 0,000097 m gibi gayet küçük miktarda artışlar olduğu görülmektedir. Bu artışların sebebi yapıda oluşan burulma olduğunun farkına varılmıştır. Fakat değerler küçük olduğu için göz ardı edilmiştir. Bununla birlikte bu olumsuz gibi gözükse sonuçtan şuraya varılmaktadır. Çelik çaprazlar yapıya gelen deprem yükünü dengeli bir şekilde dağıtmakta rol oynamaktadır.

Ayrıca maksimum değeri baz aldığımızda bu 0,011167 m olup çelik çaprazlarla güçlendirme sayesinde bu değer 0,007303 m ye düşmektedir. Bu da güçlendirilmiş sistemin daha emniyetli tarafta olduğunun bir göstergesidir.

6.2.1. Dönme değerlerinin karşılaştırılması

Çizelge 6.5 de görüldüğü gibi moment aktaran çerçevesel sistem ile merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş sistemin dönme(rotation) farkları ve yüzde değişimleri verilmektedir. Bu bilgiler ışığında daha net sonuçlara ulaşmaktayız. Buradaki bir amacımızda güçlendirmeye birlikte U2 ve U3 deplasmanlarının artması duruma olan etkisini incelemektir. Bu karşılaştırmada 24 numaralı düğüm noktası esas alınmıştır.

Çizelge 6.5. Sistemlerin dönme değerleri farkları ve yüzde değişimleri

	R1	R2	R3
	Radyan	Radyan	Radyan
Moment Aktaran Çerçeve	2,254E-08	0,00032	6,012E-08
Güçlendirilmiş Çerçeve	0,000019	0,000199	0,000571
Fark (m)	-1,9E-05	0,000121	-0,00057094
Yüzde Değişim (%)	99,88137	60,8040201	99,9894711

Görüldüğü gibi dönme değerleri yüzde değişimi çok yüksek çıkmıştır fakat deplasmanlardaki gibi artış miktarı düşük olduğundan göz ardı edilmektedir. Sistemde dönme olmasının nedeni sistem güçlendirildiğinde simetrik yapısının bozulması ve burulma oluşmasıdır. Az önce de belirttiğimiz gibi çelik çaprazlar gelen yükü diğer eksenlere dağıtarak azaltmaktadır. Bilindiği gibi tek bir yönde yüksek şekil değiştirmelerden ve deplasmanlardansa 3 yönde dengeli şekil değişikliklerini ve deplasmanları yeğlenir. Bu karşılaştırma da çelik çaprazların başarısı görülmektedir.

6.3. İvme Değerlerinin Karşılaştırılması

Çizelge 6.5 de görüldüğü gibi moment aktaran çerçevesel sistem ile merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş sistemin maksimum ivmeleri farkları ve yüzde değişimleri

verilmektedir. Bu ivmeler karşılaştırılırken 24. Düğüm noktası esas alınmıştır. Düğüm noktasındaki ivmeler yapıya zarar verdiği bilinmekle birlikte yüksek ivmelenmeler istenmeyen bir durumdur.

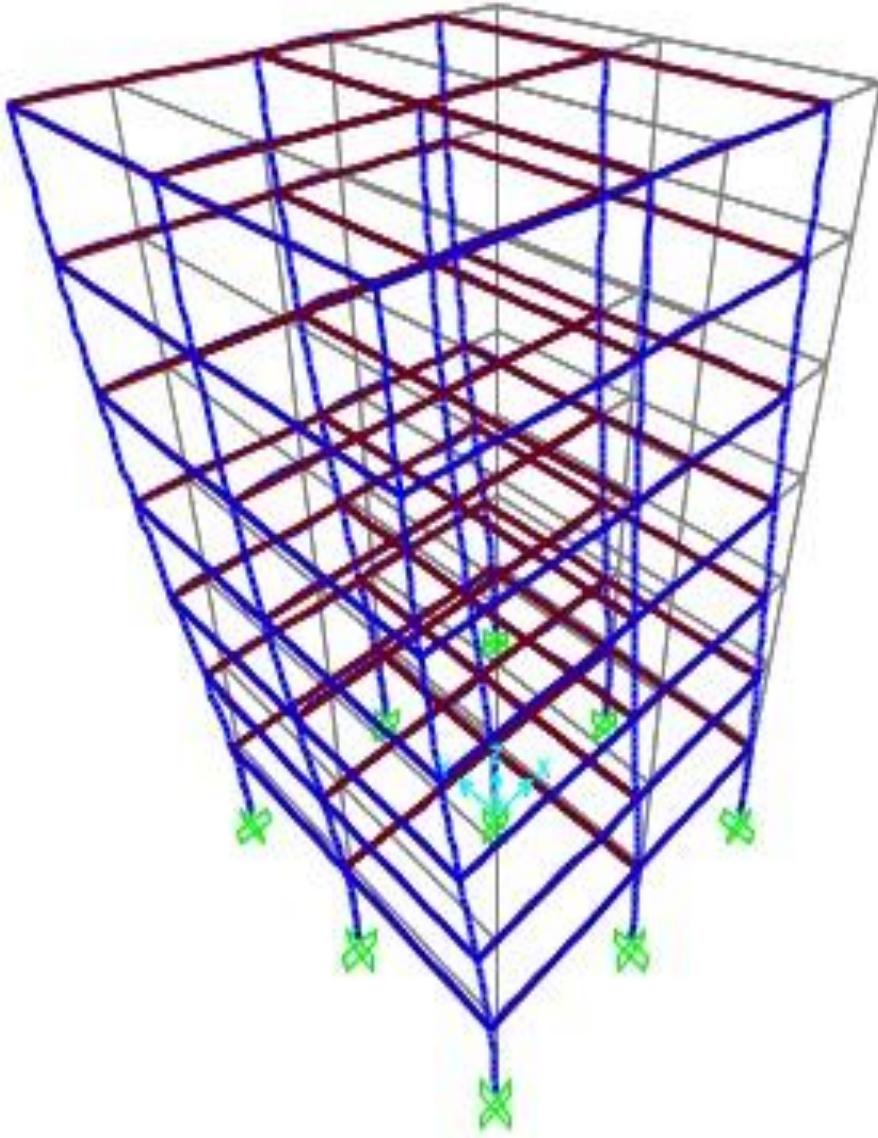
Çizelge 6.6. Sistemlerin ivme değerlerinin farkları ve yüzde değişimleri

	U1	U2	U3
	m/sn ²	m/sn ²	m/sn ²
Moment aktaran çerçeve	0,77338	0,00016	0,0028
Güçlendirilmiş çerçeve	0,73714	0,4772	0,08107
Fark (m)	0,03624	-0,47704	-0,07827
Yüzde Değişim (%)	4,685924	-99,9665	-96,5461946

Karşılaştırma sonucunda maksimum ivmenin çelik çaprazlarla güçlendirilmeyle birlikte yaklaşık %5 azaldığını görmekteyiz. U2 ve U3 yönlerinde ivme artışı gözükmektedir. Fakat biz maksimum ivmeyi baz aldığımızdan ve elde edilen sonuçlardan çelik çaprazlarla güçlendirmenin rijitliği artırdığını bir kez daha görmüştür.

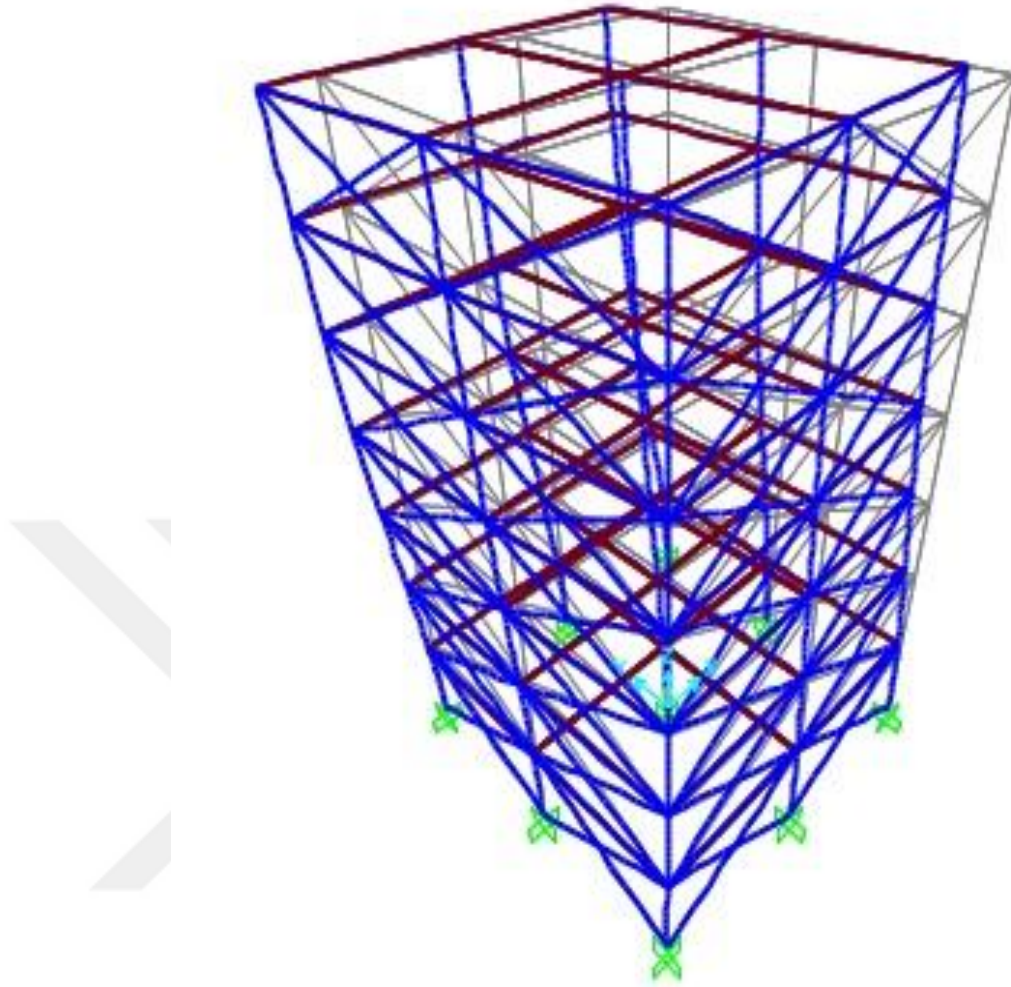
6.4. Sistem Deformasyonlarının 3 boyutlu Karşılaştırılması

Bu bölümde sadece görsel olarak oluşan şekil değişikliklerini inceleyeceğiz ve bu şekil değişiklikleri yorumlanmıştır. Karşılaştırdığımız sayısal örneklerinde daha iyi anlaşılması için bu inceleme yapılmaktadır. Şekil 6.1 de moment aktaran çerçevelerden oluşan sistemin deformasyonu gözükmektedir. Şekil 6.2 de ise çelik çaprazlarla güçlendirilmiş sistemin deformasyonu gözükmektedir.



Şekil 6.1. Moment aktaran çerçevesel sistemin deformasyonu

Şekil 6.1 de görüldüğü gibi deformasyon ve yer değiştirmeler çok az miktarda hatta sıfıra yakın Y eksenini doğrultusunda oluşurken asıl deformasyon ve yer değiştirme X eksenini doğrultusunda oluşmaktadır. Bunun sebebi el centro depreminin X eksenini doğrultusunda etki etmesidir fakat tek yönde büyük yer değiştirmeler yapı tasarımında istenmeyen ve tehlikeli bir durumdur.



Şekil 6.2. Çelik çaprazlarla güçlendirilmiş sistemin deformasyonu

Şekil 6.2 de görüldüğü gibi hem X eksenini doğrultusunda hem de Y eksenini doğrultusunda deformasyon ve yer değiştirme görülmektedir. Fakat deprem X eksenini doğrultusunda etki etmektedir. Buradan da anlaşılacağı üzere çelik çaprazlar üzerilerine gelen yükleri dengeli bir şekilde dağıtarak 2 eksene yaymışlardır böylece maksimum deplasmanlar ve ivmeler azaltılmıştır. Sistemin burulmaya maruz kaldığı deformasyon şeklinde de bellidir. Bunun sebebi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş sistemin simetrik olmayışı ve çelik çaprazlar rol oynamaktadır. En fazla yer değişikliği yapan düğümlerden birinin de 24 numaralı düğüm olduğu görülmektedir. Fakat 8 numaralı düğüm noktası moment aktaran çerçevesel sistemde 24 numaralı düğüm noktasıyla birlikte en fazla deplasmanı yaparlarken çelik çaprazlarla güçlendirilmiş sistem çok az deplasman yaptığı görülmektedir. 3-3 aksı boyunca

elik aprazlarla gclendirme yapılmadığından maksimum deformasyon 24. Dğim noktasında oluşmaktadır. Sonuç itibariyle elik aprazların uygulandığı çerçevelerin rijitliğinin arttığı deformasyon şekillerinde de gzmektedir.



7. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada çelik yapıların çelik çapraz elemanlarla güçlendirilme hususunda genel bilgiler verilmek istenmiştir ve mevcut durum incelenmiştir.

Her ne kadar yapım tarihi eski çelik yapıların deprem performansları olumsuz olsa da yeni teknoloji ile yapılmış olan çelik yapılarda da bu durum görülmektedir. Bu nedenle güçlendirmenin sadece eski yapılar için değil yeni yapılarda da yapı mevcut durumuna göre güçlendirme gerekmektedir. Ayrıca günümüzün gelişen teknoloji ile birlikte yönetmelikler değişmekte ve güncellenmektedir fakat yapılarda bu durum sadece güçlendirmeyle sağlanabilmektedir.

Çelik yapılarda çeşitli güçlendirme metotları vardır. Her metodun da kendine göre avantajı ve dezavantajı bulunmaktadır. Burada önemli olan yapıyı iyi analiz etmek ve sorunu doğru tespit etmek gerekmektedir. Bunun içinde çelik çerçevelerin davranışlarını bilmemiz gerekmektedir bu nedenle bu çalışmada moment aktaran çelik çerçevelere değinilmiştir. Moment aktaran çelik çerçevelerin güçlendirme metotlarından çelik çapraz elemanlar ekleme metodu incelenmiştir.

Çelik çapraz elemanlar merkezi ve dışmerkez çelik çapraz elemanlar olarak iki sınıfa ayrılmaktadırlar. Merkezi çelik çapraz elemanlar yaygın olarak kullanılan X tipi, V tipi, Ters V tipi, K tipi ve Diagonal çaprazlar olarak tasarlanmaktadır. Bu tiplerin seçiminde performansın yanında mimari sebeplerde rol oynamaktadır nitekim V, Ters V ve K tipi çaprazlarda bu durum açıkça görülmüştür. Estetik kaygılarında bu şekilde giderilmesi iyi karşılanması ve anlaşılması gereken bir gelişmedir. Sonuçta yapıda emniyet ile birlikte estetikte büyük önem arz etmektedir. Ekonomik avantajlar sunması da merkezi çelik çaprazların tercih sebebi olmuştur. Merkezi çelik çaprazlar yatay yüklerin (özellikle deprem yükleri) karşılanması amacıyla tasarlanmıştır ve en etkili sonucu veren yöntemlerdendir; fakat sınırlı enerji dağıtma kapasiteleri, çapraz birleşim yerlerindeki gevrek kırılmalar büyük tehlikelere neden olurlar. Bu nedenle moment aktaran çerçevelere nazaran detaylandırılması daha dikkatli yapılmalıdır. Bunun yanında çaprazlarda oluşacak burkulma etkilerine dikkat edilmesi gerekmektedir.

Dışmerkez çelik çapraz çerçeveler, moment aktaran çerçevelerin ve merkezi çelik çapraz çerçevelerin avantajlarını birleştiren bir sistem olarak karşımıza çıkmaktadırlar. Çok iyi enerji yutma kapasitelerine sahip olmaları bağ kirişlerin eğilmeye ya da kesmeye kontrollü akması ile sağlanmıştır. Bağ kirişler dışmerkez çelik çaprazlarda oldukça büyük öneme sahip olduğu çalışmada görülmektedir. Bağ kirişlerin detaylandırılmasına Eurocode 8 yönetmeliğiyle geniş perspektifte değinilmiş olası olumsuz durumların önüne geçilmesi amaçlanmıştır.

Tüm çelik yapılarda olduğu gibi çelik çapraz elemanlarında birleşim noktaları aşırı derece de önem taşıdığı görülmektedir. Birleşim noktaları tasarımı da mükemmel dahi olsa uygulamada da özenle kontrol edilmeli olası olumsuz durumların önüne geçilmeye çalışılmalıdır.

Merkezi çelik çaprazların yapının rijitliğine etkisi yapılan karşılaştırmalarda sayısal olarak da görülmektedir. Moment aktaran çerçeveli sisteme nazaran merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilmiş sistemin 1. Modundaki periyod değeri yaklaşık % 30 azaldığı görülmektedir. Düğüm noktasındaki maksimum deplasmanın da yaklaşık % 35 azaldığı görülmektedir. Fakat U2 ve U3 yönündeki deplasmanlarda artış görülmektedir. Buradan çelik çaprazların dinamik etkiler altında nasıl çalıştığı da anlaşılmıştır. Çelik çaprazlar gelen etkiyi diğer eksenlere de dağıtarak maksimum olan etkinin düşürülmesini ve sistemin rijit olarak tabir edildiği şekilde çalışmasını sağlamaktadır. Yine plastik mafsallaşma oluşumunda ve yer değişimi oluşumunda etkili olan ivmenin birleşim noktalarında etkisi de karşılaştırılarak yaklaşık %5 azaldığı görülmektedir. Bu azalma da merkezi çelik çaprazlarla güçlendirmenin rijitliğe faydasını ve tüm çelik yapılarda birleşim noktaları problemlerinin çözümüyle ilgili ışık tutmaktadır. Moment aktaran çerçeve sistemlerin en önemli sorunu gelen dinamik etkileri ve yükleri dengeli dağıtamaması ve tek yönde hareket etmesi olduğu görülmektedir. Deformasyon şekilleri incelendiğinde de bu durum bir kez daha kanıtlanmıştır. Fakat çelik çaprazlarla güçlendirilen sistemde de burulma etkileri gözlenmiştir. Bu etkilere alternatif olarak ortaya dış merkez çelik çaprazlarla güçlendirme fikri çıktığını bir kez daha açıkça görülmektedir.

Rijitliği bir diğer etkininde yapının simetrisi olduğu söylenebilir. Özellikle merkezi çelik çaprazlarla güçlendirme yapılırken X eksen yönünde 1-1 aksındaki çerçevenin ve Y eksen yönünde A-A aksındaki çerçevenin güçlendirilmesini sağladı ve X eksen yönünde 2-2 ve 3-3 aksındaki çerçeveler boş bırakılarak ve yine Y eksen yönünde B-B ve C-C aksındaki çerçeveler boş bırakılarak yapının ilk

başta X ve Y eksenlerinde simetrik hali değiştirilmiştir. Bunun bir sonucu olarak burulma görülmüştür. Burulma etkisinin düğüm noktalarının bağımsız yer değiştirmeleri olduğu da bu çalışmada gösterilmiştir. Fakat tüm bu etkilere rağmen sistemin rijitliğinin arttığını moment aktaran çerçeve sistemde ve merkezi çelik çaprazlarla güçlendirilen sistemde en fazla deplasmanı ve ivmeyi yapan 24 nolu düğüm noktasındaki maksimum yer değiştirmenin %35 azalmasıyla görülmüştür.

Tüm bu bulgular eşliğinde yeniden inşa edilen veya güçlendirilmesi gereken çelik yapılarda çelik çaprazlarla güçlendirmenin rijitliği artırdığını ve yapının deprem yükleri etkisi altında davranışının iyi bir tasarımla istenilen seviyeye getirilebildiğini görülmüştür.

Yapılan bu çalışma ile çelik yapıların çelik çapraz elemanlarla güçlendirilmesinin yapının dinamik davranışına etkileri irdelenmiştir.

KAYNAKLAR

- AISC Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, (2005), Standard No. ANSI/AISC 341-05.
- Akbaş B., "Endüstriyel çelik yapıların sismik detaylandırılması", *1. Türkiye Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı*, (2011)
- Ar E., "Çelik Yapıların Tasarım Metodları ve Bunların Karşılaştırılması" Yüksek lisans tezi, Dokuz Eylül Üniversitesi, (2009)
- Bayındırlık ve İskân Bakanlığı (2007). *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*. 26454 Sayılı Resmî Gazete, Ankara.
- Bulut M., "Merkezi çaprazlı ve dış merkez çaprazlı çok katlı çelik yapıların doğrusal olmayan davranışında sünekli düzeylerinin karşılaştırılması", Yüksek lisans tezi, Sakarya Üniversitesi (2008)
- Celep Z. ve Kumbasar, N. (2004). *Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı* (Üçüncü Baskı). İstanbul: Beta Dağıtım.
- Darılmaz K., *SAP 2000 ile Yapı Sistemlerinin Analizi*, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi Seminer Notları, Şubat 2007
- Deren H., Uzgider E., Piroğlu F. (2003). *Çelik Yapılar*. (Birinci Baskı). İstanbul: Çağlayan Kitabevi.
- Dönmez B. "Çubuk elemanlı çerçevelerin plak elemanlar ile analizi", *3estructure.blogcu.com*, (2010)
- Düzel E., "Düşeyde rijitlik düzensizliği bulunan çerçevelerin sönüm elemanları ve çelik çaprazlar ile rehabilitasyonu" Yüksek lisans tezi, Niğde Üniversitesi, (2010)
- European Convention For Constructional Steelwork. (1993). *Examplesto EC3*. (First Edition). Brussel.
- Eurocode 8, EVN 1998 Dizayn of Structures for Earthquake Resistance, (1998)
- Eurocode 8, EVN 1998 Dizayn of Structures for Earthquake Resistance, CEN Ders Notları, Prof.Salih Zeki BULUT
- Fardis, M., Carvalho, E., Elnashai, A., Faccioli, E., Pinto, P. ve Plumier., A. (2005). *Designers' Guide To EN 1998-1 and EN 1998-5 Eurocode 8: Design Of Structures For Earthquake Resistance* London: Thomas Telford Ltd.

- İnce, G., Ay,Z., Yılmaz.,Ç., "Dışmerkez Ters V Çaprazlı Çerçevesinin Burulmalı Davranışları" *İmo Teknik Dergi*,(2013)
- Kıymaz, G., "Çelik Yapıların Depreme Karşı Güçlendirilmesi", *Dünya İnşaat Dergisi*,(2010)
- ÖZMEN, G., *İnşaat Mühendisleri İçin Excel Uygulamaları* Birsen Yayınevi, (2005)
- SAP2000, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Computers and Structures Inc, Berkeley, California, USA, 1997.
- Tama,Y., "Çelik Yapılarda Bayrak Levhalarının Sismik Davranışlarının Araştırılması", *Osmangazi Üniversitesi Müh.Mim.Fak. Dergisi*. (2010)
- TS498, Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Kasım 1997
- TS648, Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Aralık 1980
- TS4561, Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları, TSE, Ankara 1985
- Uzgider E., Piroğlu F., Çağlayan Ö. (2007). *Sünek Tasıyıcı Sistemlerin Tasarımı* Seminer Notları İnşaat Mühendisleri Odası İzmir şubesi.
- <http://www.starseismic.eu>,(2016)
- <http://www.tr.depositphotos.com>,(2016)
- <http://www.vibrationdata.com/elcentro.htm>,(2016)

EKLER

EK A:Moment aktaran çerçeve sistemde düğüm noktalarının deplasmanları

EK B:Moment aktaran çerçeve sistemde düğüm noktalarının ivmeleri

EK C:Güçlendirilmiş çerçeve sistemde düğüm noktalarının deplasmanları

EK D:Güçlendirilmiş çerçeve sistemde düğüm noktalarının ivmeleri

Çizelge A.1. Moment aktaran çerçeve sistemde düğüm noktalarının deplasmanları

DN	Analiz	Değer	U1	U2	U3
-	-	-	m	m	m
1	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
1	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
2	EARTHQUAKE	Max	0,00057	0,00000	0,00000
2	EARTHQUAKE	Min	-0,00099	0,00000	-0,00001
3	EARTHQUAKE	Max	0,00171	0,00000	0,00001
3	EARTHQUAKE	Min	-0,00307	0,00000	-0,00001
4	EARTHQUAKE	Max	0,00287	0,00000	0,00001
4	EARTHQUAKE	Min	-0,00539	0,00000	-0,00002
5	EARTHQUAKE	Max	0,00390	0,00000	0,00001
5	EARTHQUAKE	Min	-0,00749	0,00000	-0,00002
6	EARTHQUAKE	Max	0,00520	0,00000	0,00002
6	EARTHQUAKE	Min	-0,00915	0,00000	-0,00002
7	EARTHQUAKE	Max	0,00629	0,00000	0,00002
7	EARTHQUAKE	Min	-0,01033	0,00000	-0,00002
8	EARTHQUAKE	Max	0,00712	0,00000	0,00002
8	EARTHQUAKE	Min	-0,01117	0,00000	-0,00002
9	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
9	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
10	EARTHQUAKE	Max	0,00057	0,00000	0,00000
10	EARTHQUAKE	Min	-0,00099	0,00000	-0,00001
11	EARTHQUAKE	Max	0,00171	0,00000	0,00001
11	EARTHQUAKE	Min	-0,00308	0,00000	-0,00001
12	EARTHQUAKE	Max	0,00287	0,00000	0,00001
12	EARTHQUAKE	Min	-0,00540	0,00000	-0,00002
13	EARTHQUAKE	Max	0,00390	0,00000	0,00001
13	EARTHQUAKE	Min	-0,00749	0,00000	-0,00002
14	EARTHQUAKE	Max	0,00520	0,00000	0,00002
14	EARTHQUAKE	Min	-0,00915	0,00000	-0,00002
15	EARTHQUAKE	Max	0,00629	0,00000	0,00002
15	EARTHQUAKE	Min	-0,01033	0,00000	-0,00002
16	EARTHQUAKE	Max	0,00712	0,00000	0,00002
16	EARTHQUAKE	Min	-0,01117	0,00000	-0,00002
17	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
17	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
18	EARTHQUAKE	Max	0,00057	0,00000	0,00000

18	EARTHQUAKE	Min	-0,00099	0,00000	-0,00001
19	EARTHQUAKE	Max	0,00171	0,00000	0,00001
19	EARTHQUAKE	Min	-0,00307	0,00000	-0,00001
20	EARTHQUAKE	Max	0,00287	0,00000	0,00001
20	EARTHQUAKE	Min	-0,00539	0,00000	-0,00002
21	EARTHQUAKE	Max	0,00390	0,00000	0,00001
21	EARTHQUAKE	Min	-0,00749	0,00000	-0,00002
22	EARTHQUAKE	Max	0,00520	0,00000	0,00002
22	EARTHQUAKE	Min	-0,00915	0,00000	-0,00002
23	EARTHQUAKE	Max	0,00629	0,00000	0,00002
23	EARTHQUAKE	Min	-0,01033	0,00000	-0,00002
24	EARTHQUAKE	Max	0,00712	0,00000	0,00002
24	EARTHQUAKE	Min	-0,01117	0,00000	-0,00002
25	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
25	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
26	EARTHQUAKE	Max	0,00057	0,00000	0,00000
26	EARTHQUAKE	Min	-0,00099	0,00000	0,00000
27	EARTHQUAKE	Max	0,00171	0,00000	0,00000
27	EARTHQUAKE	Min	-0,00307	0,00000	0,00000
28	EARTHQUAKE	Max	0,00287	0,00000	0,00000
28	EARTHQUAKE	Min	-0,00540	0,00000	0,00000
29	EARTHQUAKE	Max	0,00390	0,00000	0,00000
29	EARTHQUAKE	Min	-0,00749	0,00000	0,00000
30	EARTHQUAKE	Max	0,00520	0,00000	0,00000
30	EARTHQUAKE	Min	-0,00915	0,00000	0,00000
31	EARTHQUAKE	Max	0,00629	0,00000	0,00000
31	EARTHQUAKE	Min	-0,01033	0,00000	0,00000
32	EARTHQUAKE	Max	0,00712	0,00000	0,00000
32	EARTHQUAKE	Min	-0,01117	0,00000	0,00000
33	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
33	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
34	EARTHQUAKE	Max	0,00057	0,00000	0,00000
34	EARTHQUAKE	Min	-0,00099	0,00000	0,00000
35	EARTHQUAKE	Max	0,00171	0,00000	0,00000
35	EARTHQUAKE	Min	-0,00308	0,00000	0,00000
36	EARTHQUAKE	Max	0,00287	0,00000	0,00000
36	EARTHQUAKE	Min	-0,00540	0,00000	0,00000
37	EARTHQUAKE	Max	0,00390	0,00000	0,00000
37	EARTHQUAKE	Min	-0,00749	0,00000	0,00000
38	EARTHQUAKE	Max	0,00520	0,00000	0,00000
38	EARTHQUAKE	Min	-0,00915	0,00000	0,00000
39	EARTHQUAKE	Max	0,00629	0,00000	0,00000
39	EARTHQUAKE	Min	-0,01033	0,00000	0,00000
40	EARTHQUAKE	Max	0,00712	0,00000	0,00000
40	EARTHQUAKE	Min	-0,01117	0,00000	0,00000

41	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
41	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
42	EARTHQUAKE	Max	0,00057	0,00000	0,00000
42	EARTHQUAKE	Min	-0,00099	0,00000	0,00000
43	EARTHQUAKE	Max	0,00171	0,00000	0,00000
43	EARTHQUAKE	Min	-0,00307	0,00000	0,00000
44	EARTHQUAKE	Max	0,00287	0,00000	0,00000
44	EARTHQUAKE	Min	-0,00540	0,00000	0,00000
45	EARTHQUAKE	Max	0,00390	0,00000	0,00000
45	EARTHQUAKE	Min	-0,00749	0,00000	0,00000
46	EARTHQUAKE	Max	0,00520	0,00000	0,00000
46	EARTHQUAKE	Min	-0,00915	0,00000	0,00000
47	EARTHQUAKE	Max	0,00629	0,00000	0,00000
47	EARTHQUAKE	Min	-0,01033	0,00000	0,00000
48	EARTHQUAKE	Max	0,00712	0,00000	0,00000
48	EARTHQUAKE	Min	-0,01117	0,00000	0,00000
49	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
49	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
50	EARTHQUAKE	Max	0,00057	0,00000	0,00001
50	EARTHQUAKE	Min	-0,00099	0,00000	0,00000
51	EARTHQUAKE	Max	0,00171	0,00000	0,00001
51	EARTHQUAKE	Min	-0,00307	0,00000	-0,00001
52	EARTHQUAKE	Max	0,00287	0,00000	0,00002
52	EARTHQUAKE	Min	-0,00539	0,00000	-0,00001
53	EARTHQUAKE	Max	0,00390	0,00000	0,00002
53	EARTHQUAKE	Min	-0,00749	0,00000	-0,00001
54	EARTHQUAKE	Max	0,00520	0,00000	0,00002
54	EARTHQUAKE	Min	-0,00915	0,00000	-0,00002
55	EARTHQUAKE	Max	0,00629	0,00000	0,00002
55	EARTHQUAKE	Min	-0,01033	0,00000	-0,00002
56	EARTHQUAKE	Max	0,00712	0,00000	0,00002
56	EARTHQUAKE	Min	-0,01117	0,00000	-0,00002
57	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
57	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
58	EARTHQUAKE	Max	0,00057	0,00000	0,00001
58	EARTHQUAKE	Min	-0,00099	0,00000	0,00000
59	EARTHQUAKE	Max	0,00171	0,00000	0,00001
59	EARTHQUAKE	Min	-0,00308	0,00000	-0,00001
60	EARTHQUAKE	Max	0,00287	0,00000	0,00002
60	EARTHQUAKE	Min	-0,00540	0,00000	-0,00001
61	EARTHQUAKE	Max	0,00390	0,00000	0,00002
61	EARTHQUAKE	Min	-0,00749	0,00000	-0,00001
62	EARTHQUAKE	Max	0,00520	0,00000	0,00002
62	EARTHQUAKE	Min	-0,00915	0,00000	-0,00002
63	EARTHQUAKE	Max	0,00629	0,00000	0,00002

63	EARTHQUAKE	Min	-0,01033	0,00000	-0,00002
64	EARTHQUAKE	Max	0,00712	0,00000	0,00002
64	EARTHQUAKE	Min	-0,01117	0,00000	-0,00002
65	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
65	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
66	EARTHQUAKE	Max	0,00057	0,00000	0,00001
66	EARTHQUAKE	Min	-0,00099	0,00000	0,00000
67	EARTHQUAKE	Max	0,00171	0,00000	0,00001
67	EARTHQUAKE	Min	-0,00307	0,00000	-0,00001
68	EARTHQUAKE	Max	0,00287	0,00000	0,00002
68	EARTHQUAKE	Min	-0,00539	0,00000	-0,00001
69	EARTHQUAKE	Max	0,00390	0,00000	0,00002
69	EARTHQUAKE	Min	-0,00749	0,00000	-0,00001
70	EARTHQUAKE	Max	0,00520	0,00000	0,00002
70	EARTHQUAKE	Min	-0,00915	0,00000	-0,00002
71	EARTHQUAKE	Max	0,00629	0,00000	0,00002
71	EARTHQUAKE	Min	-0,01033	0,00000	-0,00002
72	EARTHQUAKE	Max	0,00712	0,00000	0,00002
72	EARTHQUAKE	Min	-0,01117	0,00000	-0,00002

Çizelge B.1. Moment aktaran çerçeve sistemde düğüm noktalarının ivmeleri

DN	Analiz	Değer	U1	U2	U3
-	-	-	m/sn ²	m/sn ²	m/sn ²
1	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
1	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
2	EARTHQUAKE	Max	0,14845	0,00021	0,00048
2	EARTHQUAKE	Min	-0,10632	-0,00015	-0,00049
3	EARTHQUAKE	Max	0,35676	0,00012	0,00088
3	EARTHQUAKE	Min	-0,23787	-0,00017	-0,00093
4	EARTHQUAKE	Max	0,49512	0,00010	0,00121
4	EARTHQUAKE	Min	-0,46322	-0,00014	-0,00132
5	EARTHQUAKE	Max	0,55771	0,00012	0,00152
5	EARTHQUAKE	Min	-0,56633	-0,00013	-0,00186
6	EARTHQUAKE	Max	0,65240	0,00018	0,00201
6	EARTHQUAKE	Min	-0,54527	-0,00017	-0,00233
7	EARTHQUAKE	Max	0,68409	0,00016	0,00242
7	EARTHQUAKE	Min	-0,65263	-0,00011	-0,00265
8	EARTHQUAKE	Max	0,76998	0,00016	0,00263
8	EARTHQUAKE	Min	-0,77338	-0,00007	-0,00280
9	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
9	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
10	EARTHQUAKE	Max	0,14872	0,00000	0,00049

10	EARTHQUAKE	Min	-0,10695	0,00000	-0,00051
11	EARTHQUAKE	Max	0,35714	0,00000	0,00090
11	EARTHQUAKE	Min	-0,23808	0,00000	-0,00097
12	EARTHQUAKE	Max	0,49552	0,00000	0,00129
12	EARTHQUAKE	Min	-0,46352	0,00000	-0,00137
13	EARTHQUAKE	Max	0,55785	0,00000	0,00184
13	EARTHQUAKE	Min	-0,56694	0,00000	-0,00188
14	EARTHQUAKE	Max	0,65280	0,00000	0,00239
14	EARTHQUAKE	Min	-0,54551	0,00000	-0,00235
15	EARTHQUAKE	Max	0,68444	0,00000	0,00283
15	EARTHQUAKE	Min	-0,65275	0,00000	-0,00267
16	EARTHQUAKE	Max	0,77019	0,00000	0,00306
16	EARTHQUAKE	Min	-0,77356	0,00000	-0,00282
17	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
17	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
18	EARTHQUAKE	Max	0,14845	0,00015	0,00048
18	EARTHQUAKE	Min	-0,10632	-0,00021	-0,00049
19	EARTHQUAKE	Max	0,35676	0,00017	0,00088
19	EARTHQUAKE	Min	-0,23787	-0,00012	-0,00093
20	EARTHQUAKE	Max	0,49512	0,00014	0,00121
20	EARTHQUAKE	Min	-0,46322	-0,00010	-0,00132
21	EARTHQUAKE	Max	0,55771	0,00013	0,00152
21	EARTHQUAKE	Min	-0,56633	-0,00012	-0,00186
22	EARTHQUAKE	Max	0,65240	0,00017	0,00201
22	EARTHQUAKE	Min	-0,54527	-0,00018	-0,00233
23	EARTHQUAKE	Max	0,68409	0,00011	0,00242
23	EARTHQUAKE	Min	-0,65263	-0,00016	-0,00265
24	EARTHQUAKE	Max	0,76998	0,00007	0,00263
24	EARTHQUAKE	Min	-0,77338	-0,00016	-0,00280
25	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
25	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
26	EARTHQUAKE	Max	0,14855	0,00000	0,00000
26	EARTHQUAKE	Min	-0,10648	0,00000	0,00000
27	EARTHQUAKE	Max	0,35682	0,00000	0,00000
27	EARTHQUAKE	Min	-0,23793	0,00000	0,00000
28	EARTHQUAKE	Max	0,49518	0,00000	0,00000
28	EARTHQUAKE	Min	-0,46326	0,00000	0,00000
29	EARTHQUAKE	Max	0,55771	0,00000	0,00000
29	EARTHQUAKE	Min	-0,56644	0,00000	0,00000
30	EARTHQUAKE	Max	0,65247	0,00000	0,00000
30	EARTHQUAKE	Min	-0,54531	0,00000	0,00000
31	EARTHQUAKE	Max	0,68414	0,00000	0,00000
31	EARTHQUAKE	Min	-0,65267	0,00000	0,00000
32	EARTHQUAKE	Max	0,76997	0,00000	0,00000
32	EARTHQUAKE	Min	-0,77336	0,00000	0,00000

33	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
33	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
34	EARTHQUAKE	Max	0,14875	0,00000	0,00000
34	EARTHQUAKE	Min	-0,10700	0,00000	0,00000
35	EARTHQUAKE	Max	0,35714	0,00000	0,00000
35	EARTHQUAKE	Min	-0,23810	0,00000	0,00000
36	EARTHQUAKE	Max	0,49553	0,00000	0,00000
36	EARTHQUAKE	Min	-0,46352	0,00000	0,00000
37	EARTHQUAKE	Max	0,55784	0,00000	0,00000
37	EARTHQUAKE	Min	-0,56696	0,00000	0,00000
38	EARTHQUAKE	Max	0,65281	0,00000	0,00000
38	EARTHQUAKE	Min	-0,54552	0,00000	0,00000
39	EARTHQUAKE	Max	0,68444	0,00000	0,00000
39	EARTHQUAKE	Min	-0,65276	0,00000	0,00000
40	EARTHQUAKE	Max	0,77017	0,00000	0,00000
40	EARTHQUAKE	Min	-0,77354	0,00000	0,00000
41	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
41	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
42	EARTHQUAKE	Max	0,14855	0,00000	0,00000
42	EARTHQUAKE	Min	-0,10648	0,00000	0,00000
43	EARTHQUAKE	Max	0,35682	0,00000	0,00000
43	EARTHQUAKE	Min	-0,23793	0,00000	0,00000
44	EARTHQUAKE	Max	0,49518	0,00000	0,00000
44	EARTHQUAKE	Min	-0,46326	0,00000	0,00000
45	EARTHQUAKE	Max	0,55771	0,00000	0,00000
45	EARTHQUAKE	Min	-0,56644	0,00000	0,00000
46	EARTHQUAKE	Max	0,65247	0,00000	0,00000
46	EARTHQUAKE	Min	-0,54531	0,00000	0,00000
47	EARTHQUAKE	Max	0,68414	0,00000	0,00000
47	EARTHQUAKE	Min	-0,65267	0,00000	0,00000
48	EARTHQUAKE	Max	0,76997	0,00000	0,00000
48	EARTHQUAKE	Min	-0,77336	0,00000	0,00000
49	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
49	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
50	EARTHQUAKE	Max	0,14845	0,00015	0,00049
50	EARTHQUAKE	Min	-0,10632	-0,00021	-0,00048
51	EARTHQUAKE	Max	0,35676	0,00017	0,00093
51	EARTHQUAKE	Min	-0,23787	-0,00012	-0,00088
52	EARTHQUAKE	Max	0,49512	0,00014	0,00132
52	EARTHQUAKE	Min	-0,46322	-0,00010	-0,00121
53	EARTHQUAKE	Max	0,55771	0,00013	0,00186
53	EARTHQUAKE	Min	-0,56633	-0,00012	-0,00152
54	EARTHQUAKE	Max	0,65240	0,00017	0,00233
54	EARTHQUAKE	Min	-0,54527	-0,00018	-0,00201
55	EARTHQUAKE	Max	0,68409	0,00011	0,00265

55	EARTHQUAKE	Min	-0,65263	-0,00016	-0,00242
56	EARTHQUAKE	Max	0,76998	0,00007	0,00280
56	EARTHQUAKE	Min	-0,77338	-0,00016	-0,00263
57	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
57	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
58	EARTHQUAKE	Max	0,14872	0,00000	0,00051
58	EARTHQUAKE	Min	-0,10695	0,00000	-0,00049
59	EARTHQUAKE	Max	0,35714	0,00000	0,00097
59	EARTHQUAKE	Min	-0,23808	0,00000	-0,00090
60	EARTHQUAKE	Max	0,49552	0,00000	0,00137
60	EARTHQUAKE	Min	-0,46352	0,00000	-0,00129
61	EARTHQUAKE	Max	0,55785	0,00000	0,00188
61	EARTHQUAKE	Min	-0,56694	0,00000	-0,00184
62	EARTHQUAKE	Max	0,65280	0,00000	0,00235
62	EARTHQUAKE	Min	-0,54551	0,00000	-0,00239
63	EARTHQUAKE	Max	0,68444	0,00000	0,00267
63	EARTHQUAKE	Min	-0,65275	0,00000	-0,00283
64	EARTHQUAKE	Max	0,77019	0,00000	0,00282
64	EARTHQUAKE	Min	-0,77356	0,00000	-0,00306
65	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
65	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
66	EARTHQUAKE	Max	0,14845	0,00021	0,00049
66	EARTHQUAKE	Min	-0,10632	-0,00015	-0,00048
67	EARTHQUAKE	Max	0,35676	0,00012	0,00093
67	EARTHQUAKE	Min	-0,23787	-0,00017	-0,00088
68	EARTHQUAKE	Max	0,49512	0,00010	0,00132
68	EARTHQUAKE	Min	-0,46322	-0,00014	-0,00121
69	EARTHQUAKE	Max	0,55771	0,00012	0,00186
69	EARTHQUAKE	Min	-0,56633	-0,00013	-0,00152
70	EARTHQUAKE	Max	0,65240	0,00018	0,00233
70	EARTHQUAKE	Min	-0,54527	-0,00017	-0,00201
71	EARTHQUAKE	Max	0,68409	0,00016	0,00265
71	EARTHQUAKE	Min	-0,65263	-0,00011	-0,00242
72	EARTHQUAKE	Max	0,76998	0,00016	0,00280
72	EARTHQUAKE	Min	-0,77338	-0,00007	-0,00263

Çizelge C.1. Güçlendirilmiş çerçeve sistemde düğüm noktalarının deplasmanları

DN	Analiz	Değer	U1	U2	U3
-	-	-	m	m	m
1	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
1	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
2	EARTHQUAKE	Max	0,00010	0,00009	0,00005
2	EARTHQUAKE	Min	-0,00008	-0,00008	-0,00004

3	EARTHQUAKE	Max	0,00021	0,00019	0,00008
3	EARTHQUAKE	Min	-0,00017	-0,00017	-0,00008
4	EARTHQUAKE	Max	0,00032	0,00029	0,00011
4	EARTHQUAKE	Min	-0,00026	-0,00027	-0,00010
5	EARTHQUAKE	Max	0,00044	0,00040	0,00013
5	EARTHQUAKE	Min	-0,00036	-0,00037	-0,00012
6	EARTHQUAKE	Max	0,00054	0,00050	0,00014
6	EARTHQUAKE	Min	-0,00046	-0,00047	-0,00013
7	EARTHQUAKE	Max	0,00063	0,00059	0,00014
7	EARTHQUAKE	Min	-0,00054	-0,00055	-0,00013
8	EARTHQUAKE	Max	0,00071	0,00066	0,00014
8	EARTHQUAKE	Min	-0,00060	-0,00062	-0,00013
9	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
9	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
10	EARTHQUAKE	Max	0,00024	0,00009	0,00000
10	EARTHQUAKE	Min	-0,00041	-0,00008	0,00000
11	EARTHQUAKE	Max	0,00069	0,00019	0,00001
11	EARTHQUAKE	Min	-0,00122	-0,00017	-0,00001
12	EARTHQUAKE	Max	0,00113	0,00029	0,00001
12	EARTHQUAKE	Min	-0,00206	-0,00027	-0,00001
13	EARTHQUAKE	Max	0,00142	0,00040	0,00001
13	EARTHQUAKE	Min	-0,00278	-0,00037	-0,00002
14	EARTHQUAKE	Max	0,00153	0,00050	0,00001
14	EARTHQUAKE	Min	-0,00330	-0,00047	-0,00002
15	EARTHQUAKE	Max	0,00152	0,00059	0,00002
15	EARTHQUAKE	Min	-0,00365	-0,00055	-0,00002
16	EARTHQUAKE	Max	0,00155	0,00066	0,00002
16	EARTHQUAKE	Min	-0,00388	-0,00062	-0,00002
17	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
17	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
18	EARTHQUAKE	Max	0,00047	0,00009	0,00003
18	EARTHQUAKE	Min	-0,00078	-0,00008	-0,00003
19	EARTHQUAKE	Max	0,00137	0,00019	0,00005
19	EARTHQUAKE	Min	-0,00232	-0,00017	-0,00006
20	EARTHQUAKE	Max	0,00224	0,00029	0,00007
20	EARTHQUAKE	Min	-0,00394	-0,00027	-0,00007
21	EARTHQUAKE	Max	0,00281	0,00040	0,00008
21	EARTHQUAKE	Min	-0,00529	-0,00037	-0,00009
22	EARTHQUAKE	Max	0,00301	0,00050	0,00008
22	EARTHQUAKE	Min	-0,00626	-0,00047	-0,00009
23	EARTHQUAKE	Max	0,00294	0,00059	0,00009
23	EARTHQUAKE	Min	-0,00690	-0,00055	-0,00010
24	EARTHQUAKE	Max	0,00281	0,00066	0,00009
24	EARTHQUAKE	Min	-0,00730	-0,00062	-0,00010
25	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000

25	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
26	EARTHQUAKE	Max	0,00009	0,00036	0,00000
26	EARTHQUAKE	Min	-0,00007	-0,00023	0,00000
27	EARTHQUAKE	Max	0,00021	0,00101	0,00001
27	EARTHQUAKE	Min	-0,00017	-0,00065	-0,00001
28	EARTHQUAKE	Max	0,00032	0,00173	0,00001
28	EARTHQUAKE	Min	-0,00026	-0,00110	-0,00001
29	EARTHQUAKE	Max	0,00044	0,00240	0,00002
29	EARTHQUAKE	Min	-0,00036	-0,00147	-0,00002
30	EARTHQUAKE	Max	0,00054	0,00293	0,00002
30	EARTHQUAKE	Min	-0,00045	-0,00172	-0,00002
31	EARTHQUAKE	Max	0,00063	0,00338	0,00002
31	EARTHQUAKE	Min	-0,00054	-0,00194	-0,00002
32	EARTHQUAKE	Max	0,00070	0,00373	0,00002
32	EARTHQUAKE	Min	-0,00060	-0,00215	-0,00002
33	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
33	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
34	EARTHQUAKE	Max	0,00024	0,00036	0,00000
34	EARTHQUAKE	Min	-0,00041	-0,00023	0,00000
35	EARTHQUAKE	Max	0,00069	0,00101	0,00000
35	EARTHQUAKE	Min	-0,00122	-0,00065	0,00000
36	EARTHQUAKE	Max	0,00113	0,00173	0,00000
36	EARTHQUAKE	Min	-0,00206	-0,00110	0,00000
37	EARTHQUAKE	Max	0,00142	0,00240	0,00000
37	EARTHQUAKE	Min	-0,00278	-0,00147	0,00000
38	EARTHQUAKE	Max	0,00153	0,00293	0,00000
38	EARTHQUAKE	Min	-0,00330	-0,00172	0,00000
39	EARTHQUAKE	Max	0,00152	0,00338	0,00000
39	EARTHQUAKE	Min	-0,00365	-0,00194	0,00000
40	EARTHQUAKE	Max	0,00155	0,00373	0,00000
40	EARTHQUAKE	Min	-0,00388	-0,00215	0,00000
41	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
41	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
42	EARTHQUAKE	Max	0,00047	0,00036	0,00000
42	EARTHQUAKE	Min	-0,00078	-0,00023	0,00000
43	EARTHQUAKE	Max	0,00137	0,00101	0,00000
43	EARTHQUAKE	Min	-0,00232	-0,00065	0,00000
44	EARTHQUAKE	Max	0,00224	0,00173	0,00000
44	EARTHQUAKE	Min	-0,00394	-0,00110	0,00000
45	EARTHQUAKE	Max	0,00281	0,00240	0,00000
45	EARTHQUAKE	Min	-0,00529	-0,00147	0,00000
46	EARTHQUAKE	Max	0,00301	0,00293	0,00000
46	EARTHQUAKE	Min	-0,00626	-0,00172	0,00000
47	EARTHQUAKE	Max	0,00294	0,00338	0,00000
47	EARTHQUAKE	Min	-0,00690	-0,00194	0,00000

48	EARTHQUAKE	Max	0,00281	0,00373	0,00000
48	EARTHQUAKE	Min	-0,00730	-0,00215	0,00000
49	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
49	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
50	EARTHQUAKE	Max	0,00010	0,00068	0,00003
50	EARTHQUAKE	Min	-0,00008	-0,00043	-0,00003
51	EARTHQUAKE	Max	0,00021	0,00210	0,00005
51	EARTHQUAKE	Min	-0,00017	-0,00129	-0,00005
52	EARTHQUAKE	Max	0,00032	0,00357	0,00006
52	EARTHQUAKE	Min	-0,00026	-0,00216	-0,00007
53	EARTHQUAKE	Max	0,00044	0,00477	0,00007
53	EARTHQUAKE	Min	-0,00036	-0,00279	-0,00008
54	EARTHQUAKE	Max	0,00054	0,00564	0,00007
54	EARTHQUAKE	Min	-0,00045	-0,00310	-0,00008
55	EARTHQUAKE	Max	0,00063	0,00632	0,00008
55	EARTHQUAKE	Min	-0,00054	-0,00332	-0,00009
56	EARTHQUAKE	Max	0,00070	0,00688	0,00008
56	EARTHQUAKE	Min	-0,00060	-0,00369	-0,00009
57	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
57	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
58	EARTHQUAKE	Max	0,00024	0,00068	0,00000
58	EARTHQUAKE	Min	-0,00041	-0,00043	0,00000
59	EARTHQUAKE	Max	0,00069	0,00210	0,00000
59	EARTHQUAKE	Min	-0,00122	-0,00129	0,00000
60	EARTHQUAKE	Max	0,00113	0,00357	0,00001
60	EARTHQUAKE	Min	-0,00206	-0,00216	0,00000
61	EARTHQUAKE	Max	0,00142	0,00477	0,00001
61	EARTHQUAKE	Min	-0,00278	-0,00279	0,00000
62	EARTHQUAKE	Max	0,00153	0,00564	0,00001
62	EARTHQUAKE	Min	-0,00330	-0,00310	0,00000
63	EARTHQUAKE	Max	0,00152	0,00632	0,00001
63	EARTHQUAKE	Min	-0,00365	-0,00332	0,00000
64	EARTHQUAKE	Max	0,00155	0,00688	0,00001
64	EARTHQUAKE	Min	-0,00388	-0,00369	0,00000
65	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
65	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
66	EARTHQUAKE	Max	0,00047	0,00068	0,00000
66	EARTHQUAKE	Min	-0,00078	-0,00043	0,00000
67	EARTHQUAKE	Max	0,00137	0,00210	0,00000
67	EARTHQUAKE	Min	-0,00232	-0,00129	0,00000
68	EARTHQUAKE	Max	0,00224	0,00357	0,00001
68	EARTHQUAKE	Min	-0,00394	-0,00216	0,00000
69	EARTHQUAKE	Max	0,00281	0,00476	0,00001
69	EARTHQUAKE	Min	-0,00529	-0,00279	0,00000
70	EARTHQUAKE	Max	0,00301	0,00564	0,00001

70	EARTHQUAKE	Min	-0,00626	-0,00310	0,00000
71	EARTHQUAKE	Max	0,00294	0,00632	0,00001
71	EARTHQUAKE	Min	-0,00690	-0,00332	0,00000
72	EARTHQUAKE	Max	0,00281	0,00688	0,00001
72	EARTHQUAKE	Min	-0,00730	-0,00369	-0,00001

Çizelge D.1. Güçlendirilmiş çerçeve sistemde düğüm noktalarının ivmeleri

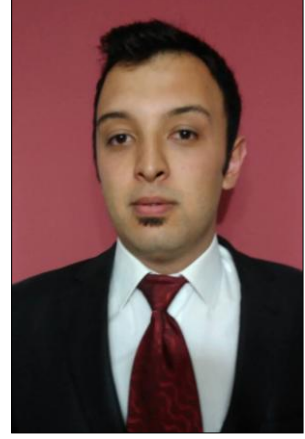
DN	Analiz	Değer	U1	U2	U3
-	-	-	m/sn ²	m/sn ²	m/sn ²
1	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
1	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
2	EARTHQUAKE	Max	0,06218	0,06202	0,03087
2	EARTHQUAKE	Min	-0,06384	-0,09021	-0,02839
3	EARTHQUAKE	Max	0,13907	0,12817	0,05764
3	EARTHQUAKE	Min	-0,13293	-0,17945	-0,05075
4	EARTHQUAKE	Max	0,22010	0,19206	0,07929
4	EARTHQUAKE	Min	-0,17579	-0,25871	-0,06715
5	EARTHQUAKE	Max	0,29958	0,25803	0,09574
5	EARTHQUAKE	Min	-0,22797	-0,32338	-0,07809
6	EARTHQUAKE	Max	0,36999	0,32616	0,10686
6	EARTHQUAKE	Min	-0,29074	-0,37698	-0,08434
7	EARTHQUAKE	Max	0,42515	0,40823	0,11238
7	EARTHQUAKE	Min	-0,35089	-0,42565	-0,08698
8	EARTHQUAKE	Max	0,46663	0,47916	0,11383
8	EARTHQUAKE	Min	-0,40066	-0,46454	-0,08759
9	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
9	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
10	EARTHQUAKE	Max	0,07457	0,06039	0,00378
10	EARTHQUAKE	Min	-0,06698	-0,08921	-0,00526
11	EARTHQUAKE	Max	0,20257	0,12688	0,00728
11	EARTHQUAKE	Min	-0,19152	-0,17860	-0,01019
12	EARTHQUAKE	Max	0,31946	0,19103	0,01023
12	EARTHQUAKE	Min	-0,28981	-0,25801	-0,01449
13	EARTHQUAKE	Max	0,38727	0,25720	0,01253
13	EARTHQUAKE	Min	-0,30548	-0,32305	-0,01804
14	EARTHQUAKE	Max	0,41231	0,32552	0,01414
14	EARTHQUAKE	Min	-0,36676	-0,37697	-0,02072
15	EARTHQUAKE	Max	0,43685	0,40742	0,01511
15	EARTHQUAKE	Min	-0,42461	-0,42563	-0,02240
16	EARTHQUAKE	Max	0,47601	0,47806	0,01548
16	EARTHQUAKE	Min	-0,53418	-0,46487	-0,02306
17	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
17	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000

18	EARTHQUAKE	Max	0,10855	0,06133	0,02199
18	EARTHQUAKE	Min	-0,12691	-0,09041	-0,02093
19	EARTHQUAKE	Max	0,30837	0,12730	0,03802
19	EARTHQUAKE	Min	-0,34633	-0,17915	-0,03952
20	EARTHQUAKE	Max	0,47844	0,19111	0,04900
20	EARTHQUAKE	Min	-0,54137	-0,25827	-0,05499
21	EARTHQUAKE	Max	0,54465	0,25731	0,05614
21	EARTHQUAKE	Min	-0,58849	-0,32336	-0,06704
22	EARTHQUAKE	Max	0,54520	0,32539	0,06050
22	EARTHQUAKE	Min	-0,55470	-0,37745	-0,07542
23	EARTHQUAKE	Max	0,56535	0,40719	0,06275
23	EARTHQUAKE	Min	-0,58304	-0,42606	-0,07983
24	EARTHQUAKE	Max	0,61306	0,47720	0,06345
24	EARTHQUAKE	Min	-0,73714	-0,46545	-0,08107
25	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
25	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
26	EARTHQUAKE	Max	0,06077	0,11720	0,00448
26	EARTHQUAKE	Min	-0,06448	-0,11310	-0,00462
27	EARTHQUAKE	Max	0,13782	0,21111	0,00873
27	EARTHQUAKE	Min	-0,13292	-0,22729	-0,00896
28	EARTHQUAKE	Max	0,21919	0,23088	0,01249
28	EARTHQUAKE	Min	-0,17554	-0,25174	-0,01272
29	EARTHQUAKE	Max	0,29887	0,31706	0,01556
29	EARTHQUAKE	Min	-0,22725	-0,28545	-0,01570
30	EARTHQUAKE	Max	0,36941	0,35270	0,01783
30	EARTHQUAKE	Min	-0,29017	-0,38642	-0,01783
31	EARTHQUAKE	Max	0,42476	0,45191	0,01926
31	EARTHQUAKE	Min	-0,35038	-0,48672	-0,01910
32	EARTHQUAKE	Max	0,46625	0,52235	0,01986
32	EARTHQUAKE	Min	-0,39990	-0,56767	-0,01959
33	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
33	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
34	EARTHQUAKE	Max	0,07484	0,11737	0,00003
34	EARTHQUAKE	Min	-0,06708	-0,11333	-0,00003
35	EARTHQUAKE	Max	0,20276	0,21117	0,00007
35	EARTHQUAKE	Min	-0,19143	-0,22738	-0,00006
36	EARTHQUAKE	Max	0,31956	0,23098	0,00010
36	EARTHQUAKE	Min	-0,28967	-0,25176	-0,00008
37	EARTHQUAKE	Max	0,38728	0,31696	0,00012
37	EARTHQUAKE	Min	-0,30544	-0,28549	-0,00010
38	EARTHQUAKE	Max	0,41227	0,35258	0,00014
38	EARTHQUAKE	Min	-0,36679	-0,38641	-0,00012
39	EARTHQUAKE	Max	0,43679	0,45173	0,00016
39	EARTHQUAKE	Min	-0,42450	-0,48662	-0,00013
40	EARTHQUAKE	Max	0,47599	0,52228	0,00016

40	EARTHQUAKE	Min	-0,53413	-0,56757	-0,00013
41	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
41	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
42	EARTHQUAKE	Max	0,10849	0,11719	0,00028
42	EARTHQUAKE	Min	-0,12696	-0,11308	-0,00030
43	EARTHQUAKE	Max	0,30832	0,21106	0,00055
43	EARTHQUAKE	Min	-0,34659	-0,22720	-0,00059
44	EARTHQUAKE	Max	0,47845	0,23085	0,00080
44	EARTHQUAKE	Min	-0,54170	-0,25162	-0,00084
45	EARTHQUAKE	Max	0,54479	0,31690	0,00103
45	EARTHQUAKE	Min	-0,58865	-0,28541	-0,00104
46	EARTHQUAKE	Max	0,54547	0,35255	0,00122
46	EARTHQUAKE	Min	-0,55482	-0,38636	-0,00119
47	EARTHQUAKE	Max	0,56548	0,45170	0,00134
47	EARTHQUAKE	Min	-0,58319	-0,48659	-0,00129
48	EARTHQUAKE	Max	0,61344	0,52226	0,00140
48	EARTHQUAKE	Min	-0,73730	-0,56750	-0,00133
49	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
49	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
50	EARTHQUAKE	Max	0,06185	0,18288	0,01892
50	EARTHQUAKE	Min	-0,06465	-0,16241	-0,02084
51	EARTHQUAKE	Max	0,13854	0,31454	0,03595
51	EARTHQUAKE	Min	-0,13259	-0,31627	-0,03722
52	EARTHQUAKE	Max	0,21954	0,33748	0,05031
52	EARTHQUAKE	Min	-0,17473	-0,29248	-0,04900
53	EARTHQUAKE	Max	0,29899	0,45824	0,06069
53	EARTHQUAKE	Min	-0,22741	-0,34274	-0,05651
54	EARTHQUAKE	Max	0,36930	0,44108	0,06665
54	EARTHQUAKE	Min	-0,29012	-0,50193	-0,06048
55	EARTHQUAKE	Max	0,42459	0,48878	0,06921
55	EARTHQUAKE	Min	-0,35018	-0,61364	-0,06204
56	EARTHQUAKE	Max	0,46598	0,65795	0,06992
56	EARTHQUAKE	Min	-0,39929	-0,79924	-0,06239
57	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
57	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
58	EARTHQUAKE	Max	0,07458	0,18270	0,00046
58	EARTHQUAKE	Min	-0,06703	-0,16236	-0,00036
59	EARTHQUAKE	Max	0,20258	0,31452	0,00092
59	EARTHQUAKE	Min	-0,19147	-0,31637	-0,00065
60	EARTHQUAKE	Max	0,31943	0,33777	0,00134
60	EARTHQUAKE	Min	-0,28971	-0,29262	-0,00089
61	EARTHQUAKE	Max	0,38719	0,45837	0,00168
61	EARTHQUAKE	Min	-0,30549	-0,34281	-0,00107
62	EARTHQUAKE	Max	0,41224	0,44118	0,00193
62	EARTHQUAKE	Min	-0,36674	-0,50204	-0,00120

63	EARTHQUAKE	Max	0,43679	0,48916	0,00209
63	EARTHQUAKE	Min	-0,42449	-0,61379	-0,00130
64	EARTHQUAKE	Max	0,47598	0,65810	0,00217
64	EARTHQUAKE	Min	-0,53412	-0,79943	-0,00134
65	EARTHQUAKE	Max	0,00000	0,00000	0,00000
65	EARTHQUAKE	Min	0,00000	0,00000	0,00000
66	EARTHQUAKE	Max	0,10856	0,18273	0,00044
66	EARTHQUAKE	Min	-0,12702	-0,16251	-0,00039
67	EARTHQUAKE	Max	0,30843	0,31474	0,00088
67	EARTHQUAKE	Min	-0,34705	-0,31679	-0,00069
68	EARTHQUAKE	Max	0,47852	0,33820	0,00127
68	EARTHQUAKE	Min	-0,54218	-0,29302	-0,00097
69	EARTHQUAKE	Max	0,54503	0,45858	0,00158
69	EARTHQUAKE	Min	-0,58908	-0,34286	-0,00121
70	EARTHQUAKE	Max	0,54598	0,44135	0,00180
70	EARTHQUAKE	Min	-0,55505	-0,50223	-0,00139
71	EARTHQUAKE	Max	0,56583	0,48974	0,00194
71	EARTHQUAKE	Min	-0,58367	-0,61408	-0,00149
72	EARTHQUAKE	Max	0,61389	0,65829	0,00202
72	EARTHQUAKE	Min	-0,73746	-0,79970	-0,00153

ÖZGEÇMİŞ



Adı Soyadı: Furkan GÜNDAY

Doğum Yeri ve Tarihi: VAN – 25/08/1991

Medeni Hali: Bekâr

E-Posta: gndyfrkn@gmail.com

Telofon No: 0531 259 48 12

Yabancı Dili: İngilizce, Almanca

Lisans (2009-2014): Ondokuz Mayıs Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

Açıklamalar

25 Ağustos 1991 yılında Van'da doğdum. İlkokulu Samsun Gülsüm Sami Kefeli İ.Ö.O, liseyi Samsun Tülay Başaran Anadolu Lisesinden Haziran 2009 yılında mezun oldum. Askerliğimi 357.KD olarak Erzincan ilinde Hv. Svn. Onb olarak yaptım. Aslen Ordu ilinin Gülyalı ilçesi nüfusuna kayıtlı bulunmaktayım.