

T.C.
GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK ÇERÇEVELERDE KOLON EK
YERLERİNİN SİSMİK TALEPLERİ VE
ZAMAN GEÇMİŞİ ANALİZLERİ

Veysel ÖNER
YÜKSEK LİSANS TEZİ
DEPREM VE YAPI BİLİMLERİ
ANABİLİM DALI

GEBZE
2006

T.C.
GEBZE YÜKSEK TEKNOLOJİ ENSTİTÜSÜ
MÜHENDİSLİK VE FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ÇELİK ÇERÇEVELERDE KOLON EK
YERLERİNİN SİSMİK TALEPLERİ VE
ZAMAN GEÇMİŞİ ANALİZLERİ

Veysel ÖNER
YÜKSEK LİSANS TEZİ
DEPREM VE YAPI BİLİMLERİ
ANABİLİM DALI

TEZ DANIŞMANI
Yrd. Doç. Dr. Bülent AKBAŞ

GEBZE
2006

ÖZET

TEZ BAŞLIĞI: Çelik Çerçevelerde Kolon Ek Yerlerinin Sismik Talepleri ve Zaman Geçmişi Analizleri

YAZAR ADI: Veysel ÖNER

1994 Northridge depreminden önce Amerika’da bütün kolon ekleri kısmi nüfuzlu küt kaynaklar kullanılarak yapılıyordu. Deprem sonrası, birçok çelik çerçevedeki kolon ek yerlerinde ise birçok gevrek kırılma gerçekleşmiştir. 1994 Northridge depremi sonrası FEMA tarafından yapılan yoğun hasar değerlendirme çalışmaları, şiddetli yer hareketleri tarafından oluşan şiddetli çevrimsel deformasyonların zayıflıklarını ortaya çıkarmıştır. FEMA projelerinin sonuçları AISC Deprem Yönetmeliği, 1997’den itibaren ve sonraki yıllarda da kolon ekleri yönetmeliklerde yer almıştır. 2005 yılında yayınlanan mevcut AISC deprem yönetmeliği (ANSI/AISC 341-05), çelik yapıların ve özellikle moment birleşimlerinin depreme karşı tasarımları konusundaki son gelişmeleri yansıtmaktadır. Çelik çerçevelerde birleşimlerdeki hasarlar konusundaki yoğun çalışmalar aynı zamanda kolon ek yerlerinde de ciddi yönetmelik hükümlerinin getirilmesine yol açmıştır. 1990 öncesi literatür taraması kolon ekleri konusunda yapılan çok az çalışma olduğunu göstermektedir. Moment çerçevelerdeki kiriş-kolon ek yerleri üzerinde yapılan yoğun deneysel çalışmalarda da çok az kolon ekleri çalışılmıştır. Kolon eklerinde, AISC deprem yönetmeliklerine göre tam nüfuzlu küt kaynak kullanılmasının çok fazla güvenilir bir şart olduğu konusundaki çekinceler bir tarafa bırakılırsa, bu konuda özellikle de kolon ekleri konusunda yapılan çalışmalarla bu şartın gerekliliği henüz açıklanabilmiş değildir.

Bu çalışmanın ana amacı; AISC Deprem yönetmeliklerinde (ANSI/AISC 341-05, Bölüm 9.9,2005) kolon ekleri için getirilen tam nüfuslu küt kaynak şartının rasyonelliğini sorgulamaktır. Bunun için bu çalışmada; 4 ve 9 katlı iki çelik çerçeve seçilmiştir. Seçilen binalar, deneysel amaçlı olarak düşey yükler ve deprem yüklerine göre tasarlanmıştır. Çelik yapılara kolon ekleri yerleştirilmiş ve bu kolon eklerinde oluşan talep/kapasite oranları bulunması amaçlanmıştır. Bunun için; aşılama olasılığı %2 ve %10 olan toplam 10 adet yer hareketi çelik moment çerçevelere etki ettirilerek kolon eklerinin çevrimsel davranışlarının doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi yardımıyla ne ölçüde belirlenebileceğini araştırılmıştır.

SUMMARY

TITLE OF THE THESIS: Seismic Demands and Time History Analysis on Column splices in Steel Frames

AUTHOR: Veysel ÖNER

The majority of moment frame column splices in welded frames had been done with partial penetration welds prior to the 1994 Northridge Earthquake, when many brittle failures occurred in welded moment connections in steel moment frames. Extensive studies on the damaged steel moment frames sponsored by Federal Emergency Management Agency (FEMA) after the 1994 Northridge Earthquake revealed vulnerability of welded connections to severe cyclic deformation demand imposed by strong earthquake ground motions. Principal results from the FEMA sponsored projects have been reflected in design provisions starting from the AISC 1997 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, and its supplements in the following years. The current AISC seismic provisions (ANSI/AISC 341-05), published in 2005, include the state-of-the-art knowledge about seismic design of steel structures in buildings, particularly regarding the moment connections. The extensive study on the steel moment frames due to damage to its connections also led to a stricter requirement for column splices in special moment-resisting frames. Literature survey indicated no more than a few experimental studies on column splices before 1990s. And also little research effort has been seen on the column splices during the period when the moment frames were studied extensively with focusing on beam-to-column connections. While a doubt remains, about whether or not the newly added seismic provision requiring complete joint penetration (CJP) groove welds at column splices is unnecessarily conservative, this requirement has not yet been justified by any specific research on the column splices

The main purpose of this study is to investigate the CJP requirement on column splices in AISC Seismic Design Provisions (ANSI/AISC 341-05). For this purpose, two steel moment frames, 4- and 9-storey, are selected. These buildings are designed against gravity and earthquake forces. Column splices are placed in the buildings and it is intended to investigate the demand/capacity ratios. The steel moment frames are subjected to the two sets of earthquake ground motions with 2% and 10% of probability of exceedance through nonlinear dynamic time history analysis to have a better idea of the hysteretic behaviour of column splices.

TEŞEKKÜR

Yüksek Lisans tez danışmanlığımı üstlenen, konu seçiminde çalışmanın yürütülmesi sırasındaki önderliği yakın ilgisi ve sağlamış olduğu her türlü imkanlardan dolayı danışman hocam Yrd. Doç. Bülent AKBAŞ'a, hayatım boyunca her türlü fedakarlığı benden esirgemeyen ve bugüne kadar kazanabildiğim her başarımın arkasında olan aileme, tez süreci boyunca bana yardımcı olan ve çalışmalarımda her türlü kolaylığı gösteren arkadaşım Araş.Gör. Hakan TEMİZ'e, tez çalışmalarımda bana yardımcı olan ve emeği geçen mesai arkadaşlarıma, teşekkürü bir borç bilirim.

Haziran 2006,
Veysel ÖNER

İÇİNDEKİLER DİZİNİ

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	iv
SUMMARY	v
TEŞEKKÜR	vi
İÇİNDEKİLER DİZİNİ	vii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	x
ŞEKİLLER DİZİNİ	xi
TABLolar DİZİNİ	xiii
1. GİRİŞ	1
1.1. Genel	1
1.2. Çalışmanın Amacı ve İçeriği	6
2. DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPILAR VE TASARIMI	9
2.1. Depreme Dayanıklı Çelik Yapılarda Aranacak Özellikler	9
2.1.1. Süneklik	9
2.1.2. Rijitlik	12
2.1.3. Dayanım	12
2.2. Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçevelerin Tasarımı	12
2.2.1. Çeliğin Sünekliği Enerji Yutma Özelliği ve Pastik Mafsal Kavramı	12
2.2.1.1. Süneklik ve Enerji Yutma Özelliği	12
2.1.1.2. Plastik Mafsal Kavramı	14
2.3. Sünek Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri	19
2.3.1. Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri	20
2.3.2. Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri	22
3. KOLON EKLERİ	27
4. DEPREM HAREKETİNİN ÖZELLİKLERİ	35
4.1. Temel Hareket Denklemi	35
4.1.1. Tek Serbestlik Dereceli Sistemler	35
4.1.2. Çok Serbestlik Dereceli Sistemler	36
4.2. Doğrusal Olmayan Sistemler İçin Hareket Denklemine Normalleştirilmesi	37

5. ANALİTİK ÇALIŞMA	40
5.1 Binaların Tanımı	40
5.2 Dış Çerçevelerin Tasarımı ve 2 Boyutlu Modellemesi	43
5.2.1. Mukavemet Tasarımı	43
5.2.2. Göreli Kat Ötelemesi Tasarımı	46
5.2.3. Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Tasarımı	48
5.3. Doğrusal Olmayan Dinamik Zaman Geçmişi Analizleri	62
5.3.1. Deprem Hareketleri	62
5.3.2. Zaman Geçmişi Analizleri	68
5.4. Zaman Geçmişi Analizleri Sonucu Oluşan Plastik Mafsallar ve Şekil Değiştirmeler	80
6. ANALİZ SONUÇLARI VE ÖNERİLER	92
6.1. Sonuçlar	92
6.1.1. Ps/Pty Oranları	92
6.1.2. Ms/Mp Oranları	92
6.2. Öneriler	93
KAYNAKLAR	94
ÖZGEÇMİŞ	100

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

E_H	Histeretik enerji
E_d	Deprem enerjisi
E	Histeretik enerji kapasitesi
E_h	Harcanan plastik enerji
m	Kütle
μ	Süneklik oranı
F_y	Kesitin akma dayanımı
M_p	Kesit plastik momenti
δ_x	Elastik olmayan kat ötelemesi
Z_x	Plastik kesit modülü
W	Yapının ağırlığı
$\square$	Normalleştirilmiş mukavemet indisi
ζ	Sönüm oranı
Δ	Rölatif ötelemeler
M_{pc}	Kolon plastik momenti
M_{pb}	Kiriş plastik momenti
A_g	Kesit alanı
P_{uc}	Basınç dayanımı
Z_b	Kiriş Plastik kesit modülü
DOSY	Doğrusal olmayan statik yöntem
ÖA	Öteleme analizi
ÇMÇ	Çelik moment çerçeveler
MGÇ	Merkezi güçlendirilmiş çerçeveler
DGÇ	Dışmerkez güçlendirilmiş çerçeve
GT	Gövde takviye elemanları
ÇSD	Çok serbestlik dereceli sistem
TSD	Tek serbestlik dereceli sistem

ŞEKİLLER DİZİNİ

<u>Şekil</u>	<u>Sayfa</u>
2.1 .Sünek davranış	11
2.2. Çelik Yapıların Elastik ve Plastik Hesabında Kullanılan İdealleştirilmiş Gerilme- Deformasyon İlişkisi İle Kesitte Plastikleşme	15
2.3. Kesitte Plastikleşme Safhaları	16
2.4. I kesiti	17
2.5. Klasik mafsallık ve plastik mafsallık	17
2.6. Kirişlerde plastik mafsallık oluşumu	18
2.7. Kirişlerde yük-deplasman değişimi	18
2.8. Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri	21
2.9. Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri	22
2.10. Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçevelerle Güçlendirilmemiş Rijit Çerçeve Sistemlerinin Yanal Rijit Açısından Kıyaslanması	23
2.11. Bağlantı Kirişinin Elastik Olmayan Davranışı	24
2.12. Bağlantı Kirişlerinin Birleşim Detayı ve Gövde Takviye Levhalarının Teşkili	25
2.13. Berkitilmiş ve Berkitilmemiş Bağlantı Kirişi Durumlarında Yanal Rijitlik Deplasman İlişkisi	26
3.1. Bulonlu Kolon Ekleri	27
3.2. Kaynaklı Kolon Ekleri	28
3.3. Alt ve Üst profilin uygun olduğu Bulonlu Kolon Ekleri	29
3.4. Tam temas ekli kolon ekleri	32
3.5. Dış Başlık Aynı Düzlemde Olan Kolon Ekleri	33
4.1. Yer Hareketine Maruz TSD bir sistemin Matematiksel Modeli	36
5.1. 4 Katlı Yapının Plan ve Görünüşü	41
5.2. 9 Katlı Yapının Plan ve Görünüşü	42
5.3. SAP 2000'de Modellenen 4- Katlı Çelik Çerçevenin Kesitleri	61
5.4. SAP 2000'de Modellenen 9- Katlı Çelik Çerçevenin Kesitleri	61
5.5. Gerçekleşme İhtimali 50 Yılda %10 Olan Depremler İçin Normalleştirilmiş Mukabele Spektrumu	63

5.6. Gerçekleşme İhtimali 50 Yılda % 2 Olan Depremler İçin Normalleştirilmiş Mukabele Spekrumu	64
5.7 Gerçekleşme İhtimali 50 Yılda %10 Olan Depremlerin İvme-Zaman Grafikleri	66
5.8 Gerçekleşme İhtimali 50 Yılda %10 Olan Depremlerin İvme-Zaman Grafikleri	67
5.9 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmişi Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 01 Deprem Hareketi)	81
5.10 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmişi Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 03 Deprem Hareketi)	81
5.11 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmişi Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 05 Deprem Hareketi)	82
5.12 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmişi Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 06 Deprem Hareketi)	82
5.13 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmişi Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 10 Deprem Hareketi)	83
5.14 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmişi Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 23 Deprem Hareketi)	83
5.15 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmişi Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 24 Deprem Hareketi)	84
5.16 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmişi Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 34 Deprem Hareketi)	84
5.17 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmişi Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 39 Deprem Hareketi)	85

5.18	4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 40 Deprem Hareketi)	85
5.19	9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 01 Deprem Hareketi)	86
5.20	9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 03 Deprem Hareketi)	87
5.21	9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 05 Deprem Hareketi)	87
5.22	9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 06 Deprem Hareketi)	88
5.23	9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 10 Deprem Hareketi)	88
5.24	9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 23 Deprem Hareketi)	89
5.25	9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 24 Deprem Hareketi)	89
5.26	9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 34 Deprem Hareketi)	90
5.27	9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 39 Deprem Hareketi)	90
5.28	9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA 40 Deprem Hareketi)	91

TABLOLAR DİZİNİ

<u>Tablo</u>	<u>Sayfa</u>
5.1 4- Katlı Çelik Çerçeve Kat İçin Kat Öteleme Kontrol Tablosu	47
5.2 9- Katlı Çelik Çerçeve Kat İçin Kat Öteleme Kontrol Tablosu	48
5.3 4- Katlı Çelik Çerçeve Tasarım Kesitleri	50
5.4 9- Katlı Çelik Çerçeve Tasarım Kesitleri	51
5.5 4- Katlı Çerçeve Birleşim Noktalarındaki Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Oranları	54
5.6 9- Katlı Çerçeve Birleşim Noktalarındaki Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Oranları	60
5.7 50 Yılda Gerçekleşme İhtimali %2 Olan Deprem Hareketlerinin Karakteristik Özellikleri	64
5.8 50 Yılda Gerçekleşme İhtimali % 10 Olan Deprem Hareketlerinin Karakteristik Özellikleri	65
5.9 Gerçekleşme İhtimali 50 Yılda %10 Olan Yer Hareketleri Sonucu 9- Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eklerinde Oluşan Eksenel Kuvvet ve Moment Değerleri	69
5.10 Gerçekleşme İhtimali 50 Yılda %2 Olan Yer Hareketleri Sonucu 9- Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eklerinde Oluşan Eksenel Kuvvet ve Moment Değerleri	70
5.11 Gerçekleşme İhtimali 50 Yılda %10 Olan Yer Hareketleri Sonucu 4- Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eklerinde Oluşan Eksenel Kuvvet ve Moment Değerleri	71
5.12 Gerçekleşme İhtimali 50 Yılda % 2 Olan Yer Hareketleri Sonucu 4- Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eklerinde Oluşan Eksenel Kuvvet ve Moment Değerleri	72
5.13 9- Katlı Çelik Çerçevenin Eksenel Kuvvet Kapasitesi	73
5.14 4 - Katlı Çelik Çerçevenin Eksenel Kuvvet Kapasitesi	73
5.15 9- Katlı Çelik Çerçevenin Moment Kapasitesi	74
5.16 4- Katlı Çelik Çerçevenin Moment Kapasitesi	74

5.17	Gerçekleşme İhtimali 50 Yılda %10 Olan Yer Hareketleri Sonucu 4- Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Ek Yerlerindeki Maksimum Ms/Mp ve Ps/Pty Oranları	75
5.18	Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %2 olan Yer Hareketleri Sonucu 4- Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Ek Yerlerindeki Maksimum Ms/Mp ve Ps/Pty Oranları	76
5.19	Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %10 olan Yer Hareketleri Sonucu 4-Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eki ve Alt ve Üst Kolonlarda Oluşan Moment Değerleri	77
5.20	Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %2 olan Yer Hareketleri Sonucu 4- Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eki ve Alt ve Üst Kolonlarda Oluşan Moment Değerleri	77
5.21	Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %10 olan Yer Hareketleri Sonucu 4- Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eki ve Alt ve Üst Kolonlarda Eksenel Kuvvet Talep/Kapasite Oranları	78
5.22	Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %2 olan Yer Hareketleri Sonucu 4- Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eki ve Alt ve Üst Kolonlarda Eksenel Kuvvet Talep/Kapasite Oranları	78
5.23	Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %10 olan Yer Hareketleri Sonucu 4- Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eki ve Alt ve Üst Kolonlarda Moment Talep/Kapasite Oranları	79
5.24	Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %2 olan Depremler Hareketleri Sonucu 4- Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eki ve Alt ve Üst Kolonlarda Moment Talep/Kapasite Oranları	79

1. GİRİŞ

1.1. Genel

Doğal felaketlerin en önemlilerinden biri olan depremin meydana getirdiği etkiler yönünden dikkat edilmesi gereken birçok özelliği vardır. Deprem toprak kaymaları, yapılarda hasar ve göçmeler meydana getirerek can kaybına neden olur. “Depremler oldukça nadir görülen ve meydana geldiğinde sonuçları yıkım ve acı ile sonuçlanan doğal hasarların çok özel bir tipidir.” (Bertero,1994)

Tüm dünyada kabul edilen depreme dayanıklı yapı tasarımı felsefesi şu üç kriterden oluşmaktadır;

- a. Yapının ömrü boyunca karşılaşma olasılığı çok fazla olan hafif şiddetli depremlerde yapısal olan ve olmayan elemanlarda oluşacak hasar önlenmelidir.
- b. Yapının ömrü boyunca karşılaşma olasılığı çok sık olmayan orta şiddetli depremlerde yapısal olan ve olmayan elemanlarda oluşacak hasar onarılabilir düzeyde olmalıdır.
- c. Yapının ömrü boyunca karşılaşma olasılığı çok az olan şiddetli bir depremde can kaybı ve yapının göçmesi önlenmelidir.

Yukarıda ifade edilen bu üç maddeli depreme dayanıklı yapı tasarım felsefesinin son yıllara kadar deprem yönetmeliklerinde sadece üçüncü maddesi dikkate alınmaktaydı, ilk iki madde ise, mimari kısıtlamalarla sağlanmaya çalışılmaktaydı. Son yıllarda gerek ülkemizde gerekse dünyada meydana gelen depremlerde (Nortridge, 1994; Kobe, 1995; İzmit, 1999) can ve mal kaybı deprem konusunda bilinmeyenlerin bilinenlerden daha fazla olduğunu göstermiştir. Elde edilen son veriler ışığında yapılan çalışmalar yukarıda bahsedilen üç maddenin de yapı tasarımında uygulanabilmesi ve mevcut yapıların sismik performanslarının

değerlendirilebilmesi amacı ile özellikle Amerika'da deprem yönetmeliklerinde önemli ölçüde değişiklikler meydana getirmiştir (IBC-2006; FEMA-356; ATC-55).

Depreme dayanıklı tasarım felsefesi, niteliksel olarak kapsamlı tasarım teorisine dayanmakla beraber, mevcut pratik uygulama amaçlarını gerçekleştirmemektedir. Bunun nedeni, niceliksel olarak deprem yer hareketlerini veya önlenmesi gereken hasarın derecesini tarif edememesidir. Buna çözüm olarak, yapıda oluşabilecek hasarı kontrol altına almayı hedefleyen, daha kapsamlı ve detaylı bir tanım olan performansa dayalı tasarım benimsenmiştir (Bertero, FEMA-273, Vision 2000 Committee, 1995).

Performansa dayalı depreme dayanıklı tasarım sismik riskin, performans seviyeleri seçiminin, zeminin uygunluğunun, kavramsal tasarımın, sayısal ön tasarımın, tasarım sırasındaki kabul edilebilirlik kontrollerinin, tasarımın gözden geçirilmesinin, inşaatın kalitesinin ve binanın ömrü boyunca bakımının tanımlanmasının ifade edilmesidir (SEAOC, Vision 2000).

Performansa dayalı tasarımda kabul edilebilirlik kontrolleri, tanımlanan seviyelerdeki yer hareketlerine göre seçilen performans seviyeleri için yapısal mukabele değerlerini kısıtlamaktır. Yapısal mukabele parametreleri olarak gerilmeler, şekil değiştirmeler, göreceli kat ötelemeleri oranları, yapısal ivmeler, süneklik değerleri, hasar indisi ve enerji parametreleri kullanılabilir.

Mevcut bir yapının, servis ömrü boyunca maruz kalabileceği farklı seviyelerdeki deprem hareketlerinde, performansının kabul edilebilirliği performansa dayalı kapsamlı depreme dayanıklı yapı tasarımı yaklaşımının konusudur. Bu nedenle mevcut yapı sistemlerinin (temelin etrafındaki zemin, temel yapısı, üst yapı ve yapısal olmayan elemanlar) gerçekçi matematiksel modellerinde 3 boyutlu doğrusal ve doğrusal olmayan zaman-geçmiş analizleri kullanılmaktadır (Bertero and Teran-Gilmore, 1994).

Performansa dayalı depreme dayanıklı yapı tasarımı yaklaşımı, enerji kavramlarının kullanımına ve yapısal dinamik ile kapsamlı tasarımın temel

prensiplerine dayanmakta olup, bütün yapı sisteminin gerçeğe uygun mekanik davranışını göz önüne almaktadır. Dayanım için eş zamanlı talep, deformasyonlar (burulma etkileri içeren) ve bu deformasyonların talep üzerinde bir araya gelen etkileri ve de yapının tüm sisteminin sahip olduğu enerji kapasitesi tasarım yönteminin başlatılmasında önem taşımaktadır (Bertero and Teran-Gilmore, 1996).

Performansa dayalı kapsamlı depreme dayanıklı yapı tasarımı yaklaşımının ilk basamağı, seçilen yapının zemin çevresinin uygunluk analizini yürütmektir. Bunun için yapılması gereken tanımlamalar; (Bertero, 1995).

- Yapının zemin profili ve topoğrafya tanımlanmalı ve bu zemin durumunun sismik aktivite üzerindeki etkisi tayin edilmelidir.

- Bölgedeki ve yapının çevresindeki sismik aktivite tanımlanmalıdır.

- Yapı çevresindeki potansiyel sismik risklerin ve bunların hasar potansiyellerinin bilgisi tanımlanmalıdır.

- Yapı performansının istenen farklı seviyelerinde tasarımı kontrol edecek sismik risklerin; yer hareketleri, zemin sıvılaşması, tsunamiler, seller, yangınlar ve diğerleri olarak tanımlanabilir. Genelde yapıların depreme dayanıklı tasarımı, yer hareketlerine karşı titreşimli tepkinin karşısında dayanımı amaçlasa da, pek çok olayda diğer hasar kaynakları tasarımı kontrol edebilmektedir. Kabul edilmelidir ki; kullanılabilirlik için tasarımı kontrol eden olan sismik risk, güvenlik için olan tasarımda biraz farklı olmalıdır. Mesela, sıvılaşma ve toprak kayması sıkça meydana gelen deprem hareketlerinde problem olmaz, fakat şiddetli depremler için olan tasarımı kontrol eder (ör: güvenlik)

- Binanın zemin çevresinin uygunluk analizi yapılmalıdır.

Yukarıda da bahsedildiği gibi son yıllarda tasarımda doğrusal elastik davranışı esas alan deprem yönetmeliklerinde önemli değişiklikler yapılmıştır ve deprem

yönetmelikleri performans esaslı olmaya doğru hızla ilerlemektedir (ATC-55, FEMA-356, IBC-2006). Son çıkarılan deprem yönetmeliklerinde, yapıların sismik performanslarının belirlenmesi amacıyla dört değişik performans seviyesi önerilmektedir. Bu performans seviyeleri yüksek performans seviyesinden sırasıyla düşük performans seviyesine doğru;

- İşlevsel seviye
- Hemen oturabilme seviyesi
- Can güvenliği seviyesi
- Göçmenin önlenmesi

Seviyeleridir. Düşük performans seviyelerinde (can güvenliği ve göçmenin önlenmesi) sismik taleplerin tahmin edilebilmesi için yapının doğrusal olmayan davranışının göz önüne alınması gerekmektedir.

Performans seviyelerinin kendileri depremden bağımsız olup, spesifik zemin hareketleri kriterleri ile birleştğinde performans tasarım amacı haline gelir. Performans seviyelerinin kararına varıldıktan sonra, bunlara uygun gelen minimum performans tasarım amaçları tespit edilmelidir. Bunlar;

- Yapının ömrü boyunca çok sayıda tekrarlanan hafif şiddetteki depremler altında yapı taşıyıcı sisteminde ve yapısal olmayan elemanlarda hasar olmadan dayanmalıdır,

- Ara sıra meydana gelen orta şiddetteki deprem hareketlerine, yapısal hasar almadan ve kontrollü yapısal olmayan eleman hasarı ile dayanmalıdır,

- Nadiren meydana gelen büyük şiddetteki deprem hareketlerine, yaşam güvenliğini tehlikeye atmayacak kontrollü hasarla dayanmalıdır,

- Çok nadir olsa da görülebilen çok şiddetli deprem hareketlerine, göçmeye yakın duruma kadar hasar alarak ama göçmeden ve içinde yaşayanların hayatlarını tehlikeye sokmadan dayanmalıdır.

Başlangıç ve nihai tasarımlar performans tasarım amaçlarına dayanmaktadır. Bütün performans tasarım amaçlarına bağlı olan taleplerin sayısal tasarımını yapmak en ideali gibi gözükse de, bu amaçların pek azı tasarımı yönlendirmektedir. Herhangi bir durumda, şiddetle tavsiye edilen, bu amaçların en az ikisini göz önüne alan bir depreme dayanıklı başlangıç tasarımı yürütmektir: kullanılabilirlik ve yaşam güvenliği (göçmeye yakın durum) (Bertero, 1995).

Düzgün olmayan bir konfigürasyona, planda düzensizliğe ya da rijit veya yarı-rijit bir diyaframa sahip 3 boyutlu bir model dinamik analizle çözümlenebilir (Bertero and Teran-Gilmore, 1994). Her ne kadar mevcut deprem yönetmelikleri, oluşabilecek burulma ve farklı yükleme etkilerine sebep olabilecek yapısal düzensizliğe dikkat çekecek ana noktaları belirtse de bunlar çoğu zaman belirsiz kalmakta ve çoğu tasarımcı bu noktaları ve her doğrultu için tahmin edilen dinamik taban kesme kuvvetleri ile statik taban kesme kuvvetlerini ölçeklendirmede yorumlama zorluğu çekmektedir. Bu nedenle tasarım taban kesme kuvvetleri her doğrultuda farklı olabileceğinden dolayı, deprem yönetmelikleri her doğrultuda analizlerde dinamik modların kullanılmasını gerekli görmektedir.

Yapının istenilen performansı sağlayabilecek şekilde tasarlanabilmesi için en ideal yöntem, yapısal elemanlar için gerçekçi 3 boyutlu doğrusal olmayan eleman modelleri oluşturmak ve bu modellerle oluşturulan yapıların dinamik zaman-geçmiş analizlerini yapmaktır. Şunu unutmamak gerekir ki çok serbestlik dereceli bir sistemin 3 boyutlu doğrusal olmayan zaman geçmiş analizi sadece çok vakit almakla kalmayıp, yapılan birçok kabulde belirsizlikler taşımaktadır (kullanılan modelin gerçekçiliği ve özellikle doğrusal olmayan bölgedeki davranışı, yer hareketinin özellikleri, vb).

Doğrusal olmayan zaman geçmiş analizi, yapıların sismik tasarımında ve değerlendirilmesinde giderek daha fazla kullanılmaya başlanmıştır. Bu analizin genel

amacı belirli bir sismik harekete maruz kalan yapının davranışını daha iyi anlamaktır. (Li and Pourzanjani,1999). Fakat, doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi gibi karmaşık analizler şu anda pratik olarak mühendislik ofislerinde kullanılması çok uygun değildir. Doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi sismik taleplerin tahmin edilebilmesi için en kesin çözümü vermesine rağmen, yönetmelikler (IBC-2006, FEMA-356, ATC-55) yüksek mod etkilerinin önemli olduğu yapılarda doğrusal olmayan statik yöntem (DOSY) veya diğer adıyla öteleme analizi (ÖA) yöntemini önermektedir. Öteleme analizi, yapıya gelen deprem etkilerini (yapısal elemanların doğrusal olmayan davranışları) tahmin etmek için yapıya monotonik artan yatay yükler etkitilen basit bir doğrusal olmayan statik analiz yöntemidir ve literatürde bu konuda sunulmuş değişik analiz yöntemleri mevcuttur (Saaïdi and Sözen, 1981; Qi and Moehle, 1991; Fajfar and Gaspercis, 1996; Nicoletti, 1995; Kilar and Fajfar, 1996). Bu yöntemde sismik talepler, monotonik olarak yükseklik boyunca değişen yatay kuvvetlerin önceden belirlenen bir hedef yer değiştirmeye erişinceye kadar yapıya etki ettirilmesi ile bulunur. Yöntemin uygulanmasındaki iki anahtar adım yatay yük dağılımı ve hedef yer değiştirme esas olarak yapının mukabelesinin hâkim moddan meydana geldiği ve mod şeklinin yapı aktıktan sonra da değişmediği kabulüne dayanır (Chopra and Goel, 2002). Yaygın olarak kullanılan modern bilgisayar programları (SAP2000, ADINA, DRAIN2DX, vb.) yardımıyla da öteleme analizlerini gerçekleştirmek mümkündür. Yönetmeliklerde yatay yük dağılımı için yapılan kabulün yapı akmaya başladıktan sonra ne kadar gerçekçi olup olmadığı ve öteleme analizi sonucu bulunan sonuçların zaman geçmişi analizi ile bulunan sonuçları ne ölçüde temsil ettiği ise halen tam olarak cevaplanabilmiş değildir.

1.2. Çalışmanın Amacı ve İçeriği

Bu çalışmada deprem etkiler altında, yapılarda meydana gelebilecek olan doğrusal olmayan yapı davranışlarını incelemesi amaçlanmıştır. Bunun için genellikle araştırmacılar tarafından da kullanılan ve referans niteliği taşıyan 4 ve 9 katlı çelik binalar düşey yükler ve deprem yüklerine göre tasarlanmıştır. Bunun için deprem yönetmeliklerini sağlayacak şekilde alçak ve orta katlı tipik yapılar çelik moment çerçeveler olarak (ÇMÇ), tasarlanmıştır. Tasarlanan bu çelik moment çerçeveler (ÇMÇ), yüklere karşı (deprem yükleri) en etkili taşıyıcı sistem olma

özelliğine sahiptir. Bu tip çerçevelerin deprem yüklerini güvenli biçimde aktarabilmek için yaygın biçimde kullanılmalarının en önemli sebebi oldukça sünek davranış göstermeleridir. ÇMÇ'nin deprem hareketlerine maruz kalması durumundaki doğrusal olmayan davranışı uzun yıllar deneysel olarak ve modern bilgisayar programlarıyla çalışılmıştır. ÇMÇ'nin analizinde ve tasarımında davranış ve kiriş-kolon birleşimleriyle ilgili oldukça basit ve gerçekçi kabuller yapılmaktadır.

17 Ocak 1994 Northridge, Kaliforniya depreminden sonra çelik çerçeve sistemlerinde oluşan binalarda herhangi bir göçme ve can kaybı olmamıştır. Buna rağmen, depremi takip eden birkaç hafta içinde yapılan incelemeler 100' den fazla çelik çerçeveli yapıda, kaynaklı kolon kiriş birleşimlerinin kaynaklarında ve kaynağa yakın çelik malzemede bazı çatlaklar oluştuğunu göstermiştir (Krawinkler ve Ali, 1996). Bu tür kaynak çatlaklarının tespit etmek oldukça güçtür, çünkü bunlar yangın izolasyonu ve mimari detaylarca gizlenmektedir. Northridge depreminden sonra hiçbir yapısal çökme rapor edilmemesine karşı hasar onarımları milyonlarca dolar tutmuş ve ekonomiye büyük zarar vermiştir. Northridge depremine kadar tekrarlanan sismik kuvvetlere karşı tasarlanmış özel kaynaklanmış çelik moment çerçeveleri ideal olarak gösteriliyordu. Bu binaların enerji dağıtma kapasitelerinin yüksek olduğu tahmin ediliyordu. Kırılmalar tahmin edilen sünek davranışın aksine ani gerilme ve güç kaybına sebep olmuştur. Çelik moment çerçevelerinin bu deprem sırasındaki davranışı mühendislerin bu taşıyıcı sisteme güvenlerini bir miktar sarsmıştır. Bu nedenle Amerika'da, endüstriyel kuruluşlar, üniversiteler ve devlet organizasyonları, çelik çerçeve sistemlerinin depreme karşı boyutlandırılmasında kullanılan yöntemlerin geliştirilmesi için yoğun araştırmalar başlatmıştır. Yapılan çalışmalarda ana sorulardan bir tanesi de analitik olarak elde edilen sismik talepler birleşimlerin performansını değerlendirmede ne ölçüye kadar kullanılabilirliği ve birleşimlerdeki kırılmaların binaların güvenliği açısından ne gibi sakıncalar doğurabileceğidir (Deren H. , Uzgider E. ve Piroğlu F. , 2004).

Bunun yanında 1994 Northridge depreminden önce Amerika'da bütün kolon ekleri kısmi nüfuzlu küt kaynaklar kullanılarak yapılıyordu. Deprem sonrası, birçok çelik çerçevedeki kolon ek yerlerinde ise birçok gevrek kırılma gerçekleşmiştir. 1994 Northridge depremi sonrası FEMA tarafından yapılan yoğun

hasar değerlendirme çalışmaları, şiddetli yer hareketleri tarafından oluşan şiddetli çevrimsel deformasyonların zayıflıklarını ortaya çıkarmıştır. FEMA projelerinin sonuçları AISC Deprem Yönetmeliği, 1997'den itibaren ve sonraki yıllarda da kolon ekleri yönetmeliklerde yer almıştır. 2005 yılında yayınlanan mevcut AISC deprem yönetmeliği (ANSI/AISC 341-05), çelik yapıların ve özellikle moment birleşimlerinin depreme karşı tasarımları konusundaki son gelişmeleri yansıtmaktadır. Çelik çerçevelerde birleşimlerdeki hasarlar konusundaki yoğun çalışmalar aynı zamanda kolon ek yerlerinde de ciddi yönetmelik hükümlerinin getirilmesine yol açmıştır. 1990 öncesi literatür taraması kolon ekleri konusunda yapılan çok az çalışma olduğunu göstermektedir. Moment çerçevelerdeki kiriş-kolon ek yerleri üzerinde yapılan yoğun deneysel çalışmalarda da çok az kolon ekleri çalışılmıştır. Kolon eklerinde, AISC deprem yönetmeliklerine göre tam nüfuslu küt kaynak kullanılmasının çok fazla güvenilir bir şart olduğu konusundaki çekinceler bir tarafa bırakılırsa, bu konuda özellikle de kolon ekleri konusunda yapılan çalışmalarla bu şartın gerekliliği henüz açıklanabilmiş değildir.

Bu çalışmanın ana amacı; AISC Deprem yönetmeliklerinde (ANSI/AISC 341-05, Bölüm 9.9,2005) kolon ekleri için getirilen tam nüfuslu küt kaynak şartının rasyonelliğini sorgulamaktır.

Bunun için bu çalışmada; 4 ve 9 katlı iki çelik çerçeve tasarlanmıştır. Seçilen binalar, deneysel amaçlı olarak düşey yükler ve deprem yüklerine göre tasarlanmıştır. Çelik yapılara kolon ekleri yerleştirilmiş ve bu kolon eklerinde oluşan talep/kapasite oranları bulunması amaçlanmıştır. Bunun için; aşılama olasılığı %2 ve %10 olan toplam 10 adet yer hareketi çelik moment çerçevelere etki ettirilerek kolon eklerinin çevrimsel davranışlarının doğrusal olmayan zaman geçmişi analizi yardımıyla ne ölçüde belirlenebileceğini araştırılmıştır. Doğrusal olmayan zaman geçmişi analizleri için yönetmeliklerde ifade edilen yük kombinezonları (ANSI/AISC 341-05), kullanılmıştır.

2. DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPILAR VE TASARIMI

2.1. Depreme Dayanıklı Çelik Yapılarda Aranacak Özellikler

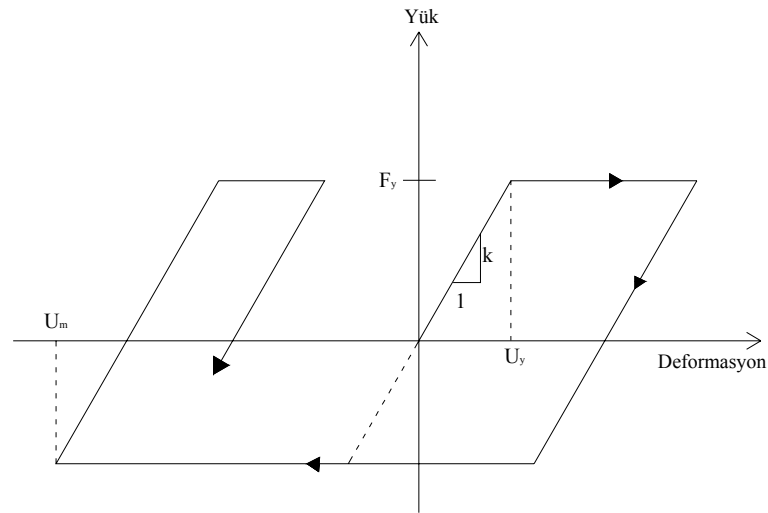
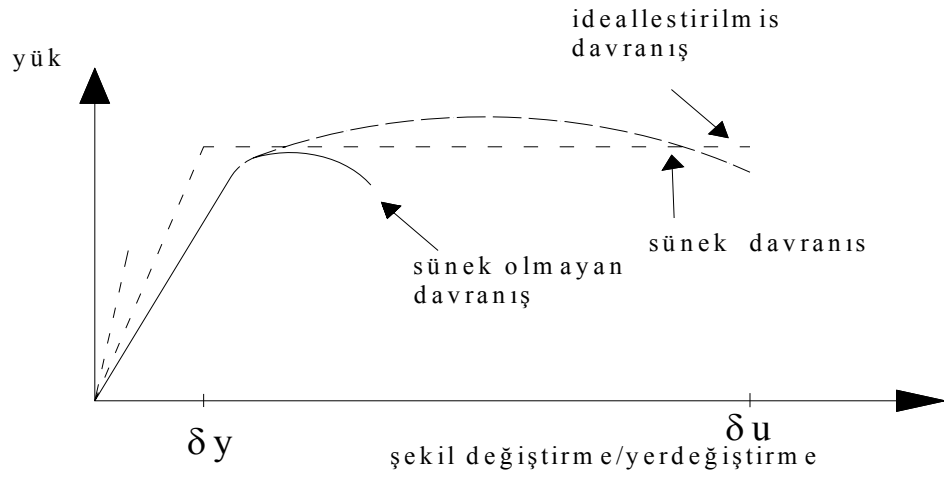
Çelik yapıların sünek davranışı, tek başına çelik malzemesinin süneklik özelliği ile sağlanamaz. Buna ek olarak çerçeveleri oluşturan yapı elemanlarının birleşimlerinde istenen plastikleşmelerin gerçekleşmesini sağlayacak yeterli dayanım, tasarımda dikkate alınan rijit çerçeve kabulüne ters düşmeyecek şekilde rijit bir davranış ve özellikle birleşim bölgelerinde tekrarlı yükler altında elastik olmayan deformasyonların oluşmasına engel olmayacak bir detaylandırma gerekir. Bu sayede kiriş – kolon birleşimlerindeki panel bölgeleri, kirişler ve bir ölçüde kolonlarda plastik dönme kapasitelerini kullanmak suretiyle depremin yapıya aktardığı enerjiyi sönmölemeye çalışırlar. Bahsedilen sünek davranış, ana taşıyıcı yapının tüm bölgelerinde yeterli sünek davranışın görölebilmesiyle mümkündür. Bu açıdan bakıldığında, birleşim araçları olarak kullanılan kaynak ve bulonların sünek olmayan davranışları özel dikkat gerektirmektedir. Söz konusu birleşim araçları, birleştirdikleri elemanlarda oluşabilecek maksimum kuvvetleri aktarabilecek düzeyde olmalıdırlar (Celep ve Kumbasar,2000).

2.1.1 Süneklik

Göçme sırasında toplam şekil değıştirmelerin lineer şekil değıştirmelere oranı sistem süneklik oranı olarak tanımlanmaktadır. Göçmeden önce yapı yeterli düzeyde lineer olmayan şekil değıştirme yapabilmeli, yani sistem süneklik oranı büyük değerler almalıdır. Sistem süneklik oranının büyük olması yüksek şiddetteki depremlerde meydana gelen elastoplastik davranış sırasında yapının tükettiğı deprem enerjisinin artmasını, deprem hasarlarının ve ani göçme riskinin azalmasını sağlamaktadır. Sistem süneklik oranı deprem etkileri altında yapının davranışını belirleyen önemli bir özelliktir. Bu nedenle modern deprem yönetmeliklerinde sistem

süneklik oranına bağlı olarak bir yapı davranış katsayısı (R) tanımlanmakta ve yapı sisteminin lineer – elastik teoriye göre hesabı ile elde edilen deprem iç kuvvetleri bu davranış katsayısına bölünerek azaltılmaktadır. Bu şekilde, sistem lineer elastik sınır ötesindeki davranışı hesaba katılmaya çalışılmaktadır.

Yapıda büyük hasarların ve toptan göçmenin önlenmesi, taşıyıcı sistemin yatay yük dayanımının büyük bir kısmını büyük elastik ötesi yerdeğiştirmelerde de devam ettirebilmesi ile mümkündür. Taşıyıcı sistemin veya elemanlarının veya kullanılan malzemelerin elastik ötesi davranışta da, şekil ve yer değiştirmeler artarken, dayanımının önemli bir kısmını sürdürme özelliği de sünekliliğe bağlıdır. Sünek kavramı aynı zamanda büyük şekil ve yer değiştirme yapabilme, tekrarlı yüklemede enerji söndürebilme özelliğini de içerir. Şekil 2.1’de sünek olan ve sünek olmayan davranışa ait yük-yerdeğiştirme eğrilerinde de görüldüğü gibi, eğrinin yataya yakın olarak devam etmesi durumunda, göçme olmadan yapı yük taşımaya devam edecektir. Bu durumda sisteme giren enerjinin bir kısmı doğrusal olmayan davranış sebebi ile söndürölürken, ortaya çıkan büyük şekil değiştirmeler, elemanlar arası yardımlaşmaya imkan verecek taşıma kapasiteleri olan elemanların devreye girmesi sağlanacaktır. Depremlerde sünekliğin sağlanamaması, büyük hasar nedenlerden biri olarak gözlenmiştir.



Şekil 2.1: Sünek Davranış

Çok katlı çelik yapıların yatay rüzgâr ve deprem etkilerine göre tasarımında, çok kere düşey çapraz sistemlerden yararlanılmaktadır. Bu çapraz sistemler, oluşturulan konstrüksiyonun geometrisine göre merkezi çapraz sistemler ve dışmerkez çapraz sistemler olarak isimlendirilirler. Çelik çevçeveller içine yerleştirilen merkezi çapraz sistemlerde, yatay yükler elemanlardaki eksenel kuvvetler ile karşılanmaktadır. Buna karşılık, çapraz elemanların kiriş ve kolonların orta bölgelerine bağlandığı dışmerkez çapraz sistemlerde ise eğilme etkileri oluşmaktadır. Bu özellik dışmerkez çapraz sistemlerin daha sünek bir davranış sergilemesine ve oluşan eğilme şekil değiştirmeleri ile deprem enerjisinin bir bölümünün tüketilmesine neden olmaktadır.

2.1.2. Rijitlik

Düşey ve yatay işletme yükleri altında, yapının deformasyonları lineer – elastik bölgede kalmalı ve sınırlı olmalıdır. Böylece, kullanılabilirlik sınır durumuna karşı belirli bir güvenlik sağlanabilmektedir. Yapı elemanlarının rijitliğini uygun seçerek; titreşim periyodunu belirli aralığa getirerek deprem etkilerini küçültmek mümkündür. Yapının rijitliğini artırarak, depremde meydana gelecek şekil ve yerdeğiştirmeleri azaltmak mümkündür. Bu suretle, taşıyıcı sistemle ona bağlı olarak bulunan taşıyıcı olmayan kısımlardaki hasarlar azaltılabilir.

2.1.3. Dayanım

Tasarım sırasında kullanılan düşey ve yatay hesap yüklerinin etkisiyle yapıda kısmi ve ani göçmeler meydana gelmemeli, ayrıca sistem burkulmamalıdır. Yapı tüm bu yüklere karşı yeterli bir dayanım kapasitesine sahip olmalıdır. Özellikle çok katlı yapılarda, stabilite yetersizliği nedeniyle dayanımın önemli oranda azalabileceği göz önünde bulundurulmalıdır.

2.2. Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçevelerin Tasarımı

2.2.1. Çeliğin Sünekliği, Enerji Yutma Özelliği ve Plastik Mafsallık Kavramı

2.2.1.1. Süneklik ve Enerji Yutma Özelliği

Çeliğin en önemli iki özelliği, sünekliği ve tekrarlı inelastik yükleme altında enerji yutma kapasitesidir. Bir çelik elemanın plastik uzaması veya kısılması için ihtiyaç duyulan enerji, plastik kuvvet ile deformasyonun çarpımı olarak hesaplanır ve histerik enerji olarak adlandırılır. Kinetik ve elastik deformasyon

enerjisinin tersine, histerik enerji geriye dönüşü olmayan, sarfedilmiş enerjidir. Artan daha sonrada boşalan yükleme halinde, E_H olarak gösterilecek histeretik enerji;

$$E_H = P_y (\delta_{\max} - \delta_y) \quad (2.1)$$

şeklinde hesaplanır (Celep ve Kumbasar, 2000)

Süneklik oranı ise aşağıdaki gibi tanımlanır.

$$\mu = \delta_{\max} / \delta_y \quad (2.2)$$

Bu basit tanımlara dayanarak şunu söylemek mümkündür. Bir taşıyıcı sisteme etkiyen deprem yükü, bu sisteme bir dış enerji uygular. Bu enerjinin karşılığı ise, sistemde harcanan plastik enerji ile depolanan deformasyon enerjisi ve kinetik enerjidir.

$$E_d = E_h + E_e + E_k \quad (2.3)$$

E_d = Deprem Enerjisi

E_k = Kinetik Enerji

E_e = Elastik Deformasyon Enerjisi

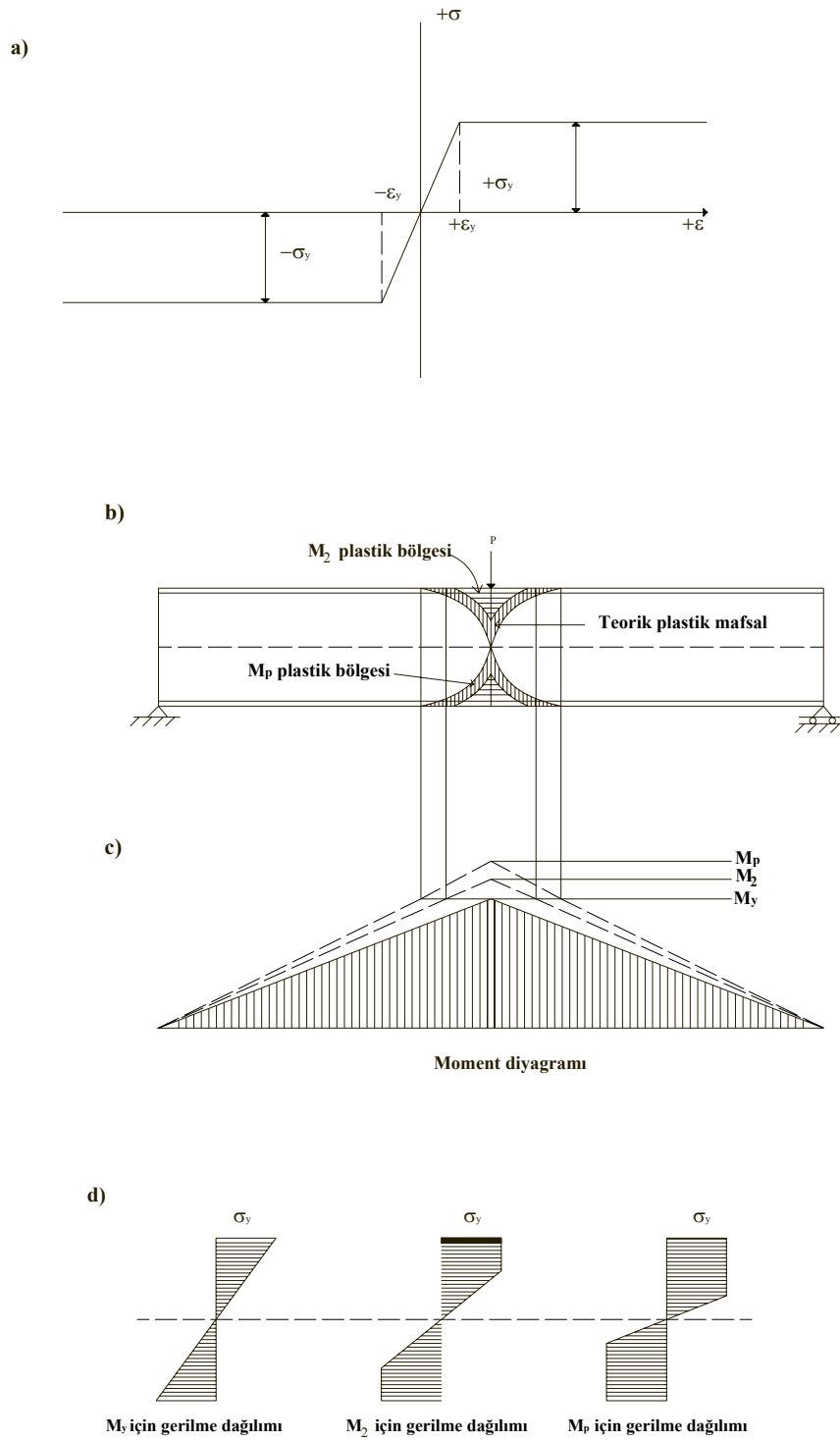
E_h = Harcanan Plastik Enerji

Bu ise, çelik yapıların yüksek enerji yutma kapasitesinin, deprem etkisi altında yapının dinamik cevabını sağlayan kinetik ve elastik enerji birikimini azalttığı, anlamına gelir.

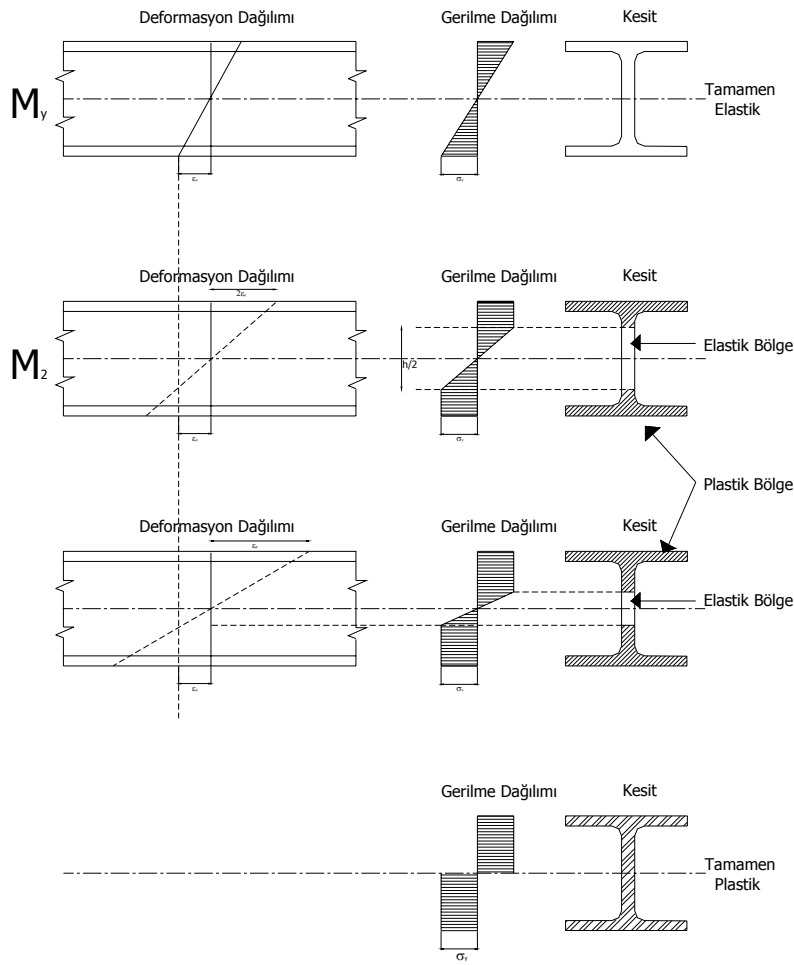
2.2.1.2. Plastik Mafsal Kavramı

Sünek çelik yapı tasarımını doğru anlayabilmek için, plastik mafsal kavramının bilinmesi gerekir. Bunun için şekil 2.2’ de görülen açıklık ortasından P tekil yükü ile yüklenmiş bir basit kirişi ele alalım. Ayrıca, şekil 2.2’ de verilmiş olan ve çelik yapıların elastik ve plastik tasarımında kullanılan idealleştirilmiş gerilme – deformasyon ilişkisini de göz önüne alarak, P yükünün belirli bir değerinde, kirişin en dış liflerinin akma sınır gerilmesinde (σ_y) ulaştığını düşünelim. P’ nin değeri daha da artırılırsa, bu sefer kesitin en dış liflerine ek olarak tarafsız eksene doğru daha başka lifleri de σ_y akma sınır gerilmesine ulaşır. σ_y akma gerilme sınırına ulaşan kiriş liflerinde, şekil 2.2’ de verilen gerilme – deformasyon ilişkisi uyarınca, yükün artırılmasıyla gerilme σ_y ’nin üstüne çıkamaz. Buna karşılık deformasyonlar çok büyük değerler ulaşabilir. Şekil 2.2a ve 2.2b ‘de görüldüğü gibi M_2 ve M_p momenti (bu moment, tüm kesitin liflerinin σ_y akma sınır gerilmesine ulaştığı duruma karşılık gelir.) için plastikleşmiş kiriş bölgesi, gerçekte kiriş üzerine yayılı durumdadır.

Ancak teorik mafsal kavramında, M_p momentine karşılık gelen plastikleşme, bu momentin oluştuğu noktada yer alan kiriş kesitinde meydana geldiği kabul edilir. Maksimum momentin oluştuğu noktada bütün kesitin plastikleştiği hale karşılık gelen M_p momentini oluşturan P yükü değeri tekrar artırılmaya çalışılırsa, M_p momentinin oluştuğu nokta, bu yük artımı için gerçek bir mafsal davranışı gösterir. Bu durumda, yani kesitin tümünün plastikleştiği ve M_p momentine ulaştığı anda, yani kesitin tümünün plastikleştiği ve M_p momentine ulaştığı anda bu kesitin yer aldığı kiriş noktasında ‘ plastik mafsal ’ oluşmuştur denir. Şekil 2.2 ‘de bu durum ayrıntılı olarak görülmektedir (Deren, H. , Uzgider, E. ve Piroğlu, F. , 2004).



Şekil 2.2: Çelik Yapıların Elastik ve Plastik Hesabında Kullanılan İdealleştirilmiş Gerilme – Deformasyon İlişkisi ile Kesitte Plastikleşme (Deren H. , Uzgider E. ve Piroğlu F. , 2004)

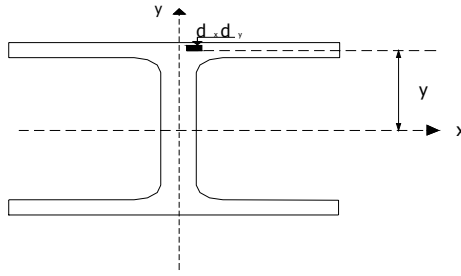


Şekil 2.3: Kesitte Plastikleşme Safhaları
(Deren H. , Uzgider E. ve Piroğlu F. , 2004).

Burada, M_p kesitin plastik moment taşıma kapasitesidir ve şöyle hesaplanır:

$$M_p = Z_x \cdot F_y \quad (2.4)$$

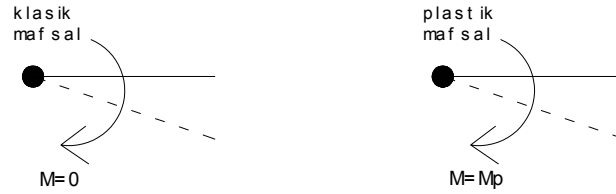
Bu ifadede, Z_x plastik kesit modülüdür.



$$Z_x = 2 S_x$$

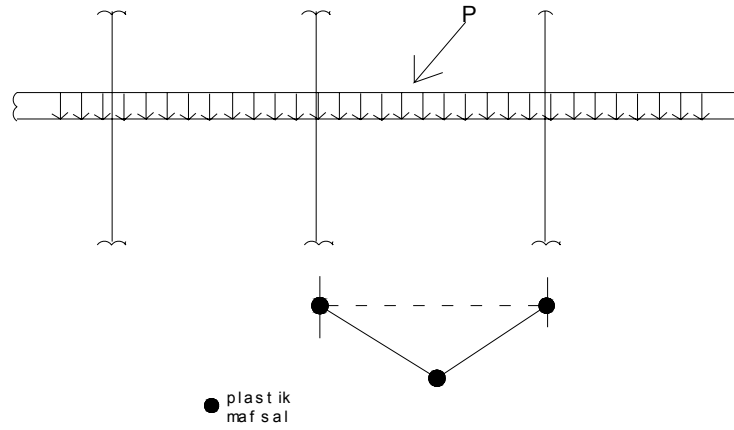
Şekil 2.4 : I Kesiti

Bu ifadedeki S_x ele alınan kesitin (x-x) asal eksenine göre statik momentini, σ_y ise akma sınır gerilmesini ifade etmektedir.

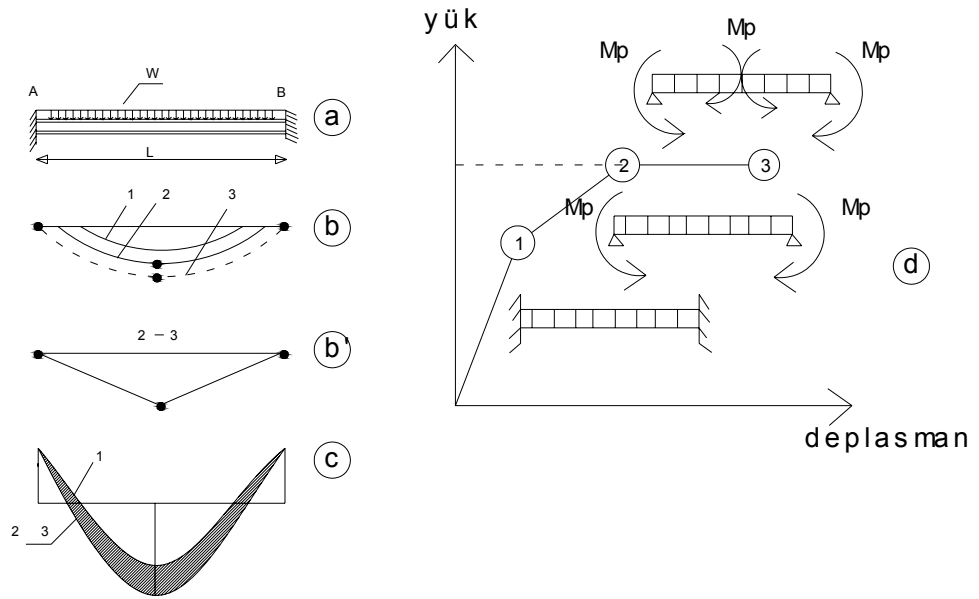


Şekil 2.5 : Klasik Mafsal ve Plastik Mafsal

Kısaca plastik dönmelerin belirli bir bölgede yoğunlaştırılması *Plastik Mafsal* kabulü olarak adlandırılır. Plastik mafsalın klasik bir mafsaldan tek farkı, kesit dönmesinin eğilme momenti değerine erişmesiyle meydana gelmesidir. Yani serbest dönmenin sabit bir moment altında olmasıdır (akma momenti $\approx$ taşıma gücü) Şekil 2.5. Plastik mafsallaşma, yani sabit moment altında birim dönmenin hızla artması moment uyumuna yol açar, diğer bir kesitte moment artarken mafsallaşan kesitte sabit kalır. Kiriş göçme konumuna üç mafsal oluştuktan sonra ulaşır Şekil 2.6. Göçme durumuna gelindiğinde oluşacak moment diyagramı doğrusal çözümlemeden elde edilecek diyagramdan çok farklı olabilir.



Şekil 2.6 : Kirişlerde Plastik Mafsal Oluşumu



Şekil 2.7 : Kirişlerde Yük-Deplasman Değişimi

Hiperstatik taşıyıcı sistemler, elastik sınırın ötesinde de yük taşıyabilmekte, ancak bu durumda dış yükler altındaki moment dağılımı elastik moment dağılımından farklı olmakta ve moment dağılımındaki bu farklılık, sisteme ek bir yük taşıma kapasitesi sağlamaktadır. Çelik yapılar için çok önemli olan bu olgu Şekil 2.7’de iki ucundan ankastre ve düzgün yayılı yük etkisinde bulunan bir kiriş için incelenmiştir. Şekilden de görüldüğü gibi, ankastre kirişte yük yavaş yavaş

artırılıp belli bir değere ulaşınca mesnetler üzerinde plastik mafsallar oluşmakta, kiriş uçlarında plastik moment kapasitesi tamamen kullanıldığı halde, ortasında moment taşıma kapasitesi bulunmaktadır. Bu durumda yayılı yükün şiddeti arttığında, kiriş artık iki ucunda negatif M_p momenti olan basit bir kiriş gibi davranmaktadır. Yükün belli bir değere ulaşması halinde ise, kirişin ortasında da bir mafsal oluşmakta ve bundan sonra yükün şiddetinde bir artma olmaksızın büyük deplasmanlar oluşmaktadır. Sistemde oluşacak plastik mafsal sayısı hiperstatiklik derecesine bağlıdır ve her bir plastik mafsalın oluşumu ile sistemin hiperstatikliği bir derece azalmaktadır.

Bir yapının yer hareketi altında incelenmesindeki ilk adım, basit bir modelle temsil edilmesidir. Bir yapının titreşim durumundaki konumunun belirlenmesi için gerekli olan parametre sayısı serbestlik derecesi olarak isimlendirilir.

Plastik mafsallar arasında kalan kiriş parçaları yükün şiddetinde bir artışa gerek olmadan hareket edebilirler. Taşıyıcı sistemlerin bu haline mekanizma adı verilir. Bir mekanizma için yeterli sayıda plastik mafsal oluştuktan sonra taşıyıcı sistemin yapacağı ek bir hareket (mekanizma hareketi), gerçek mafsallara bağlı çubuklardan oluşan bir zincirinki gibi olmaktadır.

2.3. Sünek Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri

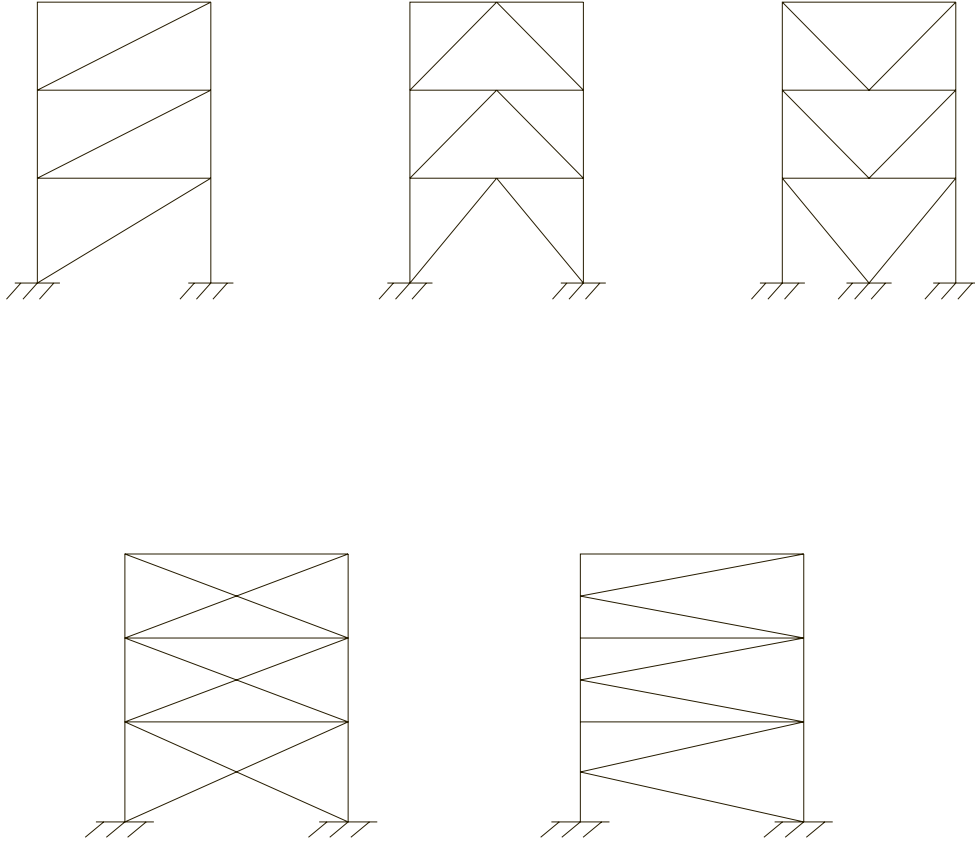
Esas itibarı ile burada irdelenecek iki tip sismik güçlendirilmiş çerçeve sistemi vardır. Bunlar sırasıyla Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeveler (MGÇ) ve Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeveler (DGÇ) şeklinde adlandırılır.

2.3.1. Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri(MGÇ)

Bu tip sistemlerin, güçlendirilmemiş sistemlere göre oldukça büyük elastik yatay rijitliği vardır. Diyagonal güçlendirilmiş elemanlar ve bunların birleşimleri, MGÇ sistemlerinin ana unsurlarını oluştururlar.

MGÇ sistemlerinin çoğu, rüzgâr yüklerini lineer elastik bölgede kalarak taşıyabilmesi amacıyla geliştirilmiştir. Diyagonal güçlendirme elemanları daima çekme kuvveti altında çalışacak şekilde tasarımı yapılan MGÇ sistemleri, genellikle yapılarda rüzgâr yüklerinin taşınması için kullanılır. Bu tip MGÇ sistemlerinde diyagonal güçlendirme elemanları X formunda yerleşmiş olup, her bir güçlendirme elemanının narinliği oldukça yüksektir ($\gamma > 300$) . Bu özellikteki güçlendirme elemanları genellikle korniyer, yuvarlak çubuk veya çelik lama elemanlarıdır. Her ne kadar bu tür MGÇ sistemleri deprem yüklerine karşı koymak üzere kullanılmış olsalar da, bu sistemlerin inelastik çevrimsel cevapları yeterli değildir.

Aşağıda en çok kullanılan MGÇ sistemleri Şekil 2.8' de verilmiştir.

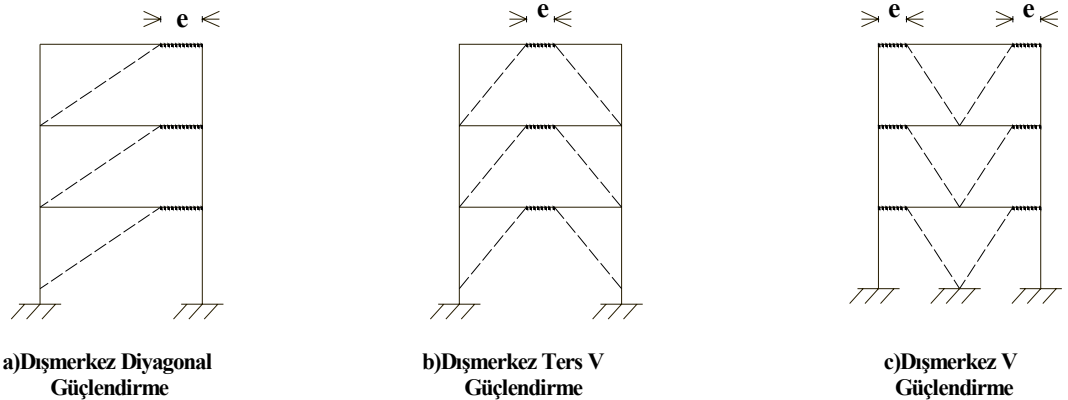


Şekil 2.8: Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri

2.3.2. Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri (DGÇ)

Dışmerkez olarak güçlendirilmiş çerçeve sistemleri (DGÇ), yüksek elastik rijitliğe, çevrimsel yatay yükler altında stabil bir elastik davranışa ve mükemmel bir süneklik ve enerji yutma kapasitesine sahiptir. Bu nedenle yüksek sismik aktivitesi olan bölgeler için oldukça uygun taşıyıcı sistemlerdir. Şekil 2.9’da en çok kullanılan DGÇ sistemleri gösterilmiştir.

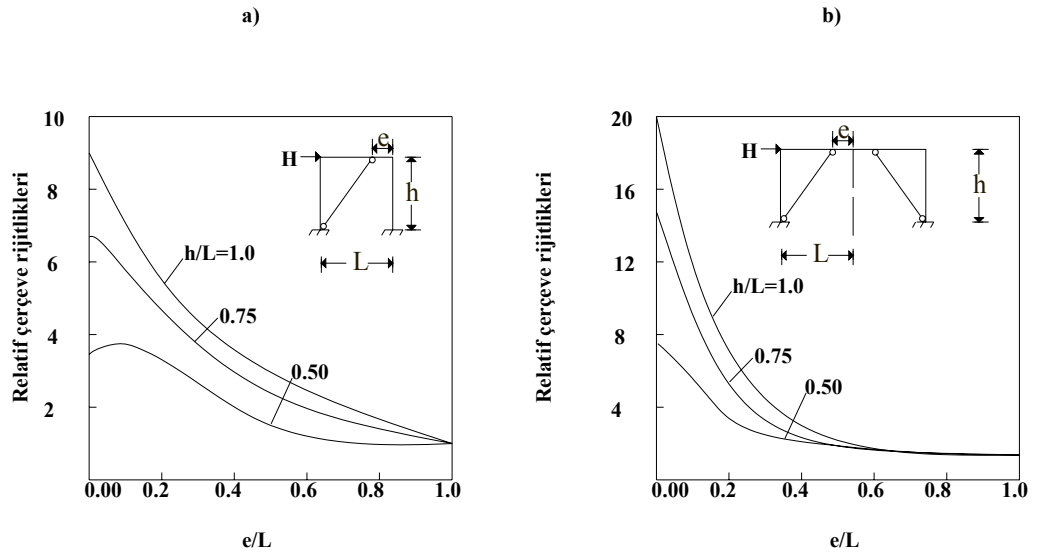
MGÇ sistemlerin yüksek yanal rijitlik kapasitesi ile, güçlendirilmiş çerçeve sistemlerin stabil enerji yutma kapasitesi ve sünekliği, DGÇ sistemlerinin karakteristikleridir. DGÇ sistemlerinin en belirgin ve ayırıcı özelliği, güçlendirme elemanının en az bir ucunun, kirişte “bağlantı kirişi” adı verilen bir parçayı oluşturacak şekilde bağlanmasıdır.



Şekil 2.9: Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri

Dışmerkez güçlendirilmiş çerçeve sistemleri, çeşitli geometrik formlarda oluşturulabilir. Ancak bunların süneklik düzeyi yüksek çelik çaprazlı çerçeveler olarak değerlendirebilmesi için, güçlendirme elemanları kiriş-kolon birleşim

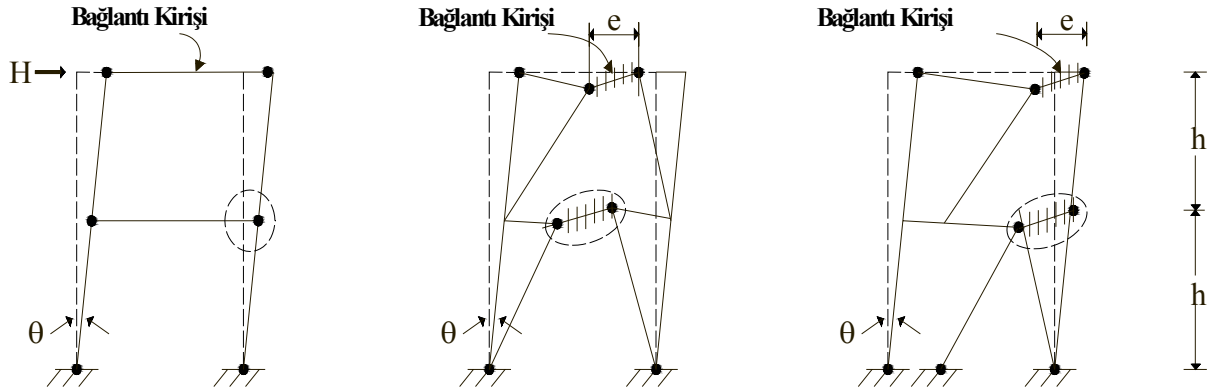
noktasından belirli uzunlukta, dışmerkez bir noktaya bağlanmalıdır. Birleşim noktası ile bu bağlantı arasında kiriş parçası büyük plastik deformasyonlar yapabilmelidir. Bu fikrin altında yatan prensip, dış yüklerin deprem tasarım yük değerlerinin üzerine çıkması halinde, güçlendirme elemanlarının burkulmasını önlemektir. Böylece, kolon – kiriş birleşim noktası ile güçlendirme elemanı arasında kalan kiriş parçasının plastik kayma deformasyonu yapmasına imkân verilerek enerji yutması sağlanır. Bağlantı kirişinin plastik deformasyon yapmasını sağlayacak teorik yükü hesaplamak mümkündür. Dışmerkez güçlendirilmiş çerçevelerin, güçlendirilmemiş rijit çerçeve sistemlerine yanal rijitlik açısından üstünlüğü, şekil 2.10' nın incelenmesinden açıkça görülmektedir. Bu şekilde verilen (a) ve (b) diyagramlarından açıkça görülmektedir ki : (e / L) oranı bire gittiğinde, yani güçlendirilmemiş rijit çerçeve sistemine geçildiğinde yanal rijitlik, dışmerkez ve merkezi güçlendirilmiş çerçeve sistemlerine göre minimum seviyeye düşmektedir.



Şekil 2.10: Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçevelerle Güçlendirilmemiş Rijit Çerçeve Sistemlerinin Yanal Rijitlik Açısından Kıyaslanması

Güçlendirilmemiş rijit çerçevelerle dışmerkez olarak güçlendirilmiş olanlar, elastik olmayan davranış bakımından mukayese edildiğinde Şekil 2.11'de sergilenen durum ortaya çıkmaktadır. Her iki sistem de aynı θ yanal açısal sapması için farklı sünek davranış göstermektedir. Güçlendirilmemiş rijit çerçeve sisteminde plastik

mafsallar θ kadar dönme yapmış olmaları nedeniyle, sünek davranış diğerlerine göre en azdır. Buna karşılık dışmerkez olarak güçlendirilmiş sistemlerde, kısa bağlantı kirişi önemli oranda plastik mafsallara dönme olmuştur.

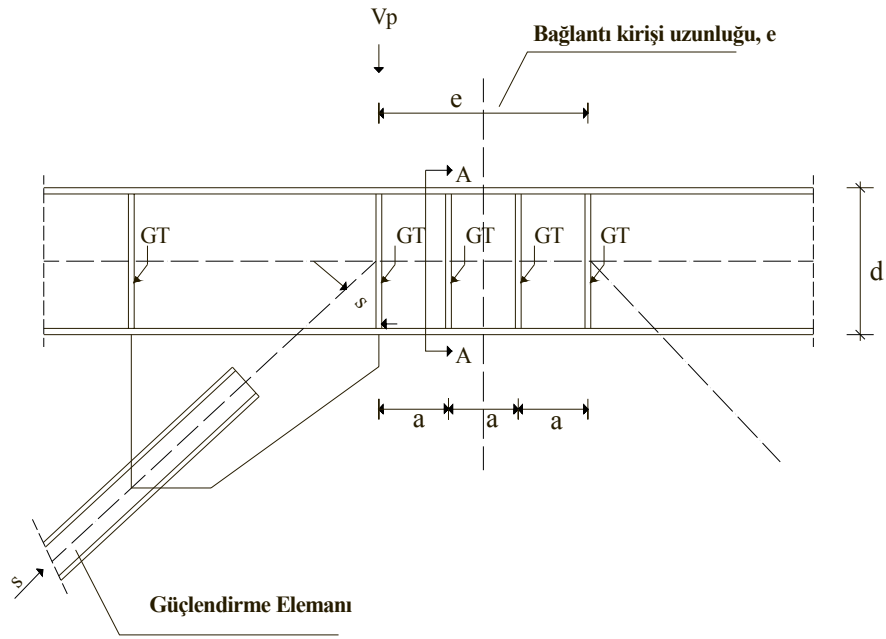


Şekil 2.11: Bağlantı Kirişinin Elastik Olmayan Davranışı

DGÇ sistemlerinin tasarımında izlenen yol şöyledir;

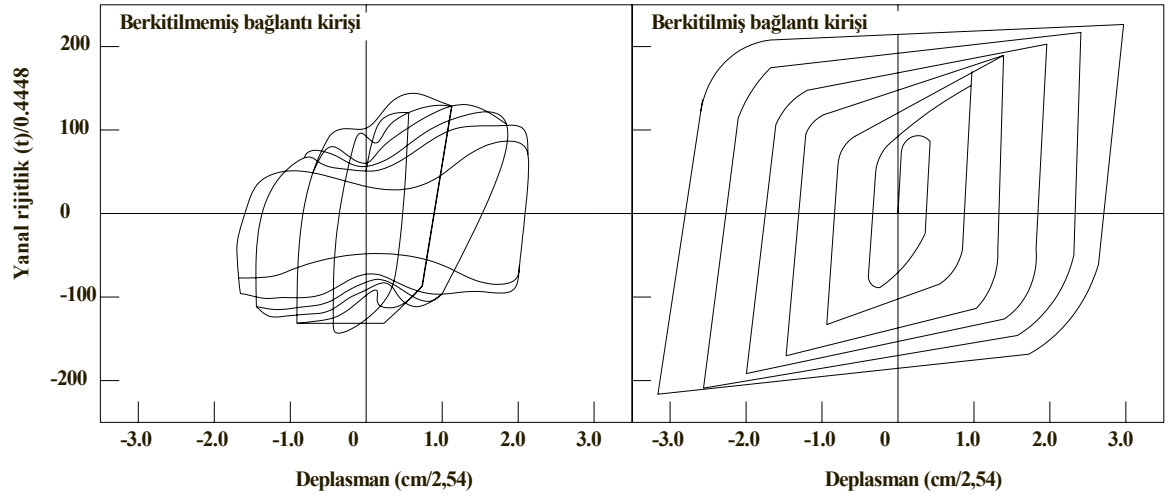
1. İn elastik davranışı bağlantı kirişi üzerinde sınırlandırmak,
2. Bağlantı kirişi etrafındaki çerçeve sistemini, bağlantı kirişinden gelecek maksimum kuvvetlere göre boyutlandırmak.

Bu stratejiyi kullanarak yapılan boyutlandırma, bağlantı kirişinin sünek ‘ sismik sigorta ’ olarak davranmasını sağlar ve bağlantı kirişi etrafındaki sistemin bütünlüğünü korur.



Şekil 2.12: Bağlantı Kirişinin Birleşim Detayı ve Gövde Takviye Levhalarının Teşkili

Kaliforniya ‘daki Berkeley Üniversitesi’nde yapılan deneysel çalışmalar göstermiştir ki, bağlantı kirişleri gövde takviye elemanları, Şekil 2.12, olmaksızın tekrarlı yüklere karşı koyacak kapasiteye sahip değildir ve bunların yük taşıma kapasitesi, gövde buruşması nedeniyle önemli oranda azalır. Bunun için gövde burkulmasını önleyecek şekilde bağlantı kirişine rijitlik verilmelidir. Bu durum Şekil 2.13’de açıkça görülmektedir.



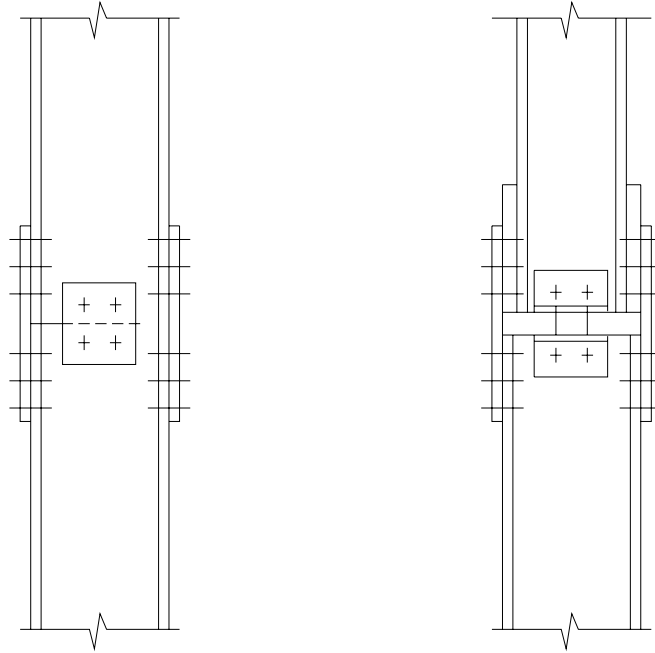
Şekil 2.13: Berkitilmiş ve Berkitilmemiş Bağlantı Kirişi Durumlarında Yanal Rijitlik

Deplasman ilişkisi (Deren H. , Uzgider E. ve Piroğlu F. , 2004).

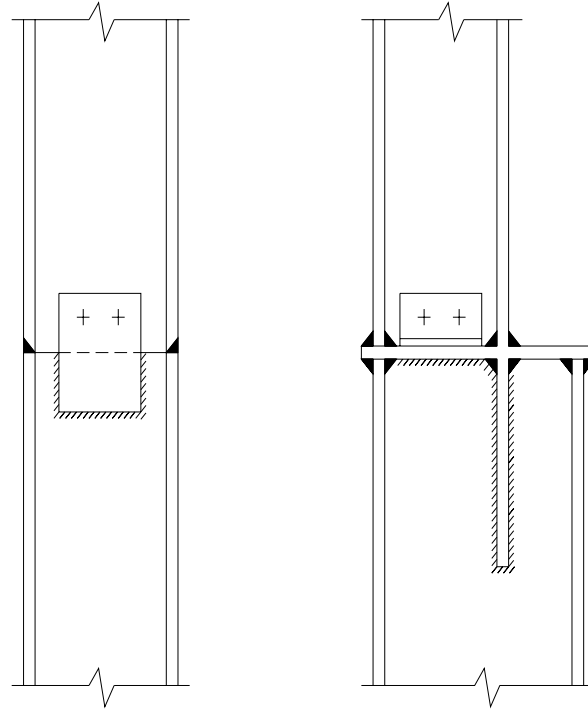
3. KOLON EKLERİ

Yapı teknik şartnamelerinde kabul edilen yük kombinezonlarıyla elde edilen yükün yapıya etki ettirilmesi sonucu, kolon-kiriş birleşim yerlerinde oluşan aksenal, eğilme ve kesme kuvvetleri mevcut kapasiteye eşit yada aşması durumunda birleşimlerde kolon ekleri kullanılır. Daha çokta kiriş- kolon birleşimlerinde meydana gelen eğilme etkilerini azaltmak için bu noktalara kolon ekleri yerleştirilir

Çelik yapılarda kolonlar, profil üretim boyu ve kat yüksekliğine bağlı olarak iki ya da üç katta bir eklenir. Üst katlarda kolon yükünün azalması nedeniyle yapılacak kesit küçültmelerinde zorunluluk olmadıkça her katta ek yapılmaz, aksi halde malzemedan edinilen kazancın büyük bir kısmı ek için harcanır. Kolon ekleri birleşecek iki kolonun gövde ve başlıklarından küt kaynakla birleştirilmesi, gövde ve başlıklarda ek levhaları düzenlenmesi, taban ve/veya üstünde alın levhaları kullanılması ile üç şekilde düzenlenir. Kolon ekleri aşağıdaki şekil 3.1 ve şekil 3.2’de görüldüğü gibi bulonlu ya da kaynaklı olarak yapılabilir.



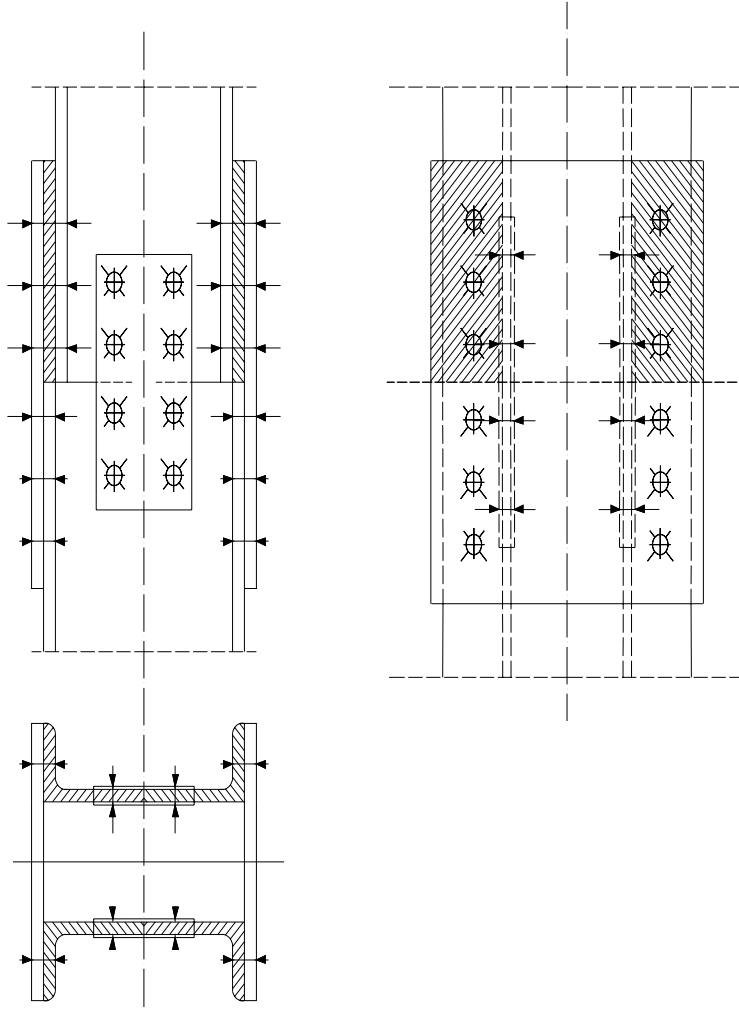
Şekil 3.1: Bulonlu Kolon Ekleri



Şekil 3.2: Kaynaklı Kolon Ekleri

Kolon ekleri, genellikle kat yükseklik ekseninden 4 ft (1.2 m) yüksekliğe yerleştirilmelidir (ATSC-2005). Pratikte üç katta bir kolon ekleri kullanılmaktadır. Az da olsa bazı özel yapılarda, kiriş üst başlığı ve kat bitimi arasındaki mesafeyi kapatmak için ve oluşacak olumsuz etkileri azaltmak için her katta da kolon ekleri yapılmaktadır.

Üst kolon profilinin alt kolon profiline uygun olması halinde, kolon eki gövde ve başlık ek levhaları kullanılarak yapılabilir (Şekil 3.3).



Şekil 3.3: Alt ve Üst Profilin Uygun Olduğu Bulonlu Kolon Ekleri

(Deren H. , Uzgider E. ve Piroğlu F. , 2004).

İki türlü ek bahis konusudur.

1.Tam ek,

2.Temas eki,

Tam ekte, ek hesabında kolunun tam yükü esas alınır. Kolon profillerinin uçları temas etse dahi, temas yoluyla kuvvet aktarıldığı kabul edilmez.

Şekil 3.3’de bir tam ek görülmektedir. Gövde ve başlık ek levhalarının (laşelerin) enkesit alanları, üst kolon profilinin gövde ve başlık alanlarından az olmayacak şekilde seçilir. Genellikle üst kolon profili alttakinden küçüktür. Böyle bir durumda üst kolon profilinin iki tarafına, başlık ek levhalarının altına gelmek üzere, besleme levhaları konulması gerekir. Bu şekilde taranarak gösterilmiştir. Besleme levhaları üst kolon profilinin ucuna atölyelerde bir çift bulonla veya kaynakla tespit edildikten sonra, birleşim bulonlarının delikleri açılır.

Gövde ve başlık eki bulonları ;

$$P_g = P \cdot \frac{F_g}{F} \quad (3.1)$$

$$P_b = P \cdot \frac{F_b}{F} \quad (3.2)$$

kuvvetlerine göre hesaplanır.

Burada;

P : Üst kolon profilindeki merkez basınç kuvveti,

F : Üst kolon profilinin enkesit alanı,

F_g : Aynı profilin gövde enkesit alanı,

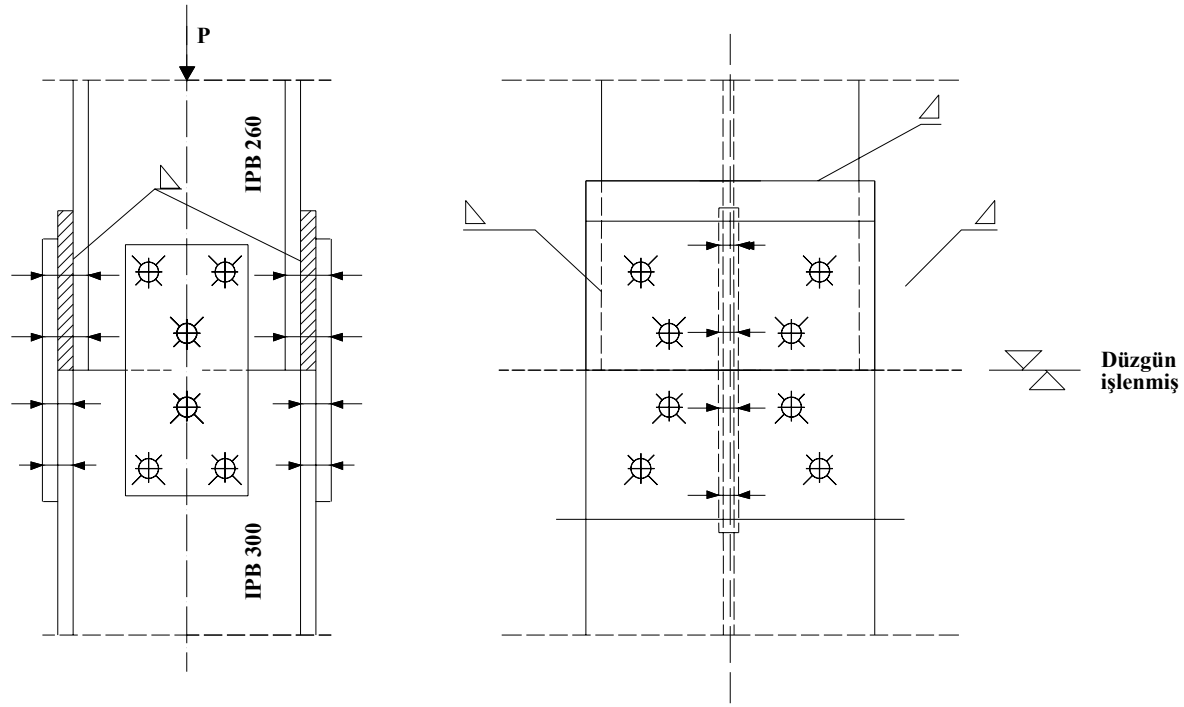
F_b : Aynı profilin bir başlığının enkesit alanı dır.

$$F_b = F_g + 2 F_b \quad (6)$$

Üst kolon profili ile alt kolon profilinin gövde kalınlıkları 1,5 mm' den fazla ise, üst profilde gövde ek levhalarının da altına besleme levhaları konmalıdır (Deren H. Uzgider E. ve Piroğlu F.,2004).

Şekil 3.3' de gövde bulonları çift tesirli, başlık bulonları ise tek tesirlidir. Başlıklara iç taraftan da ek levhaları konmak suretiyle, başlık bulonlarının da çift tesirli olması sağlanabilir. İçten konacak bu ek levhaların altına, alt profil bölgesinde besleme levhaları konması gerekir. Bu levhalar, profil gövdelerinin iki tarafına gelmek üzere, her bir başlıkta çift olur.

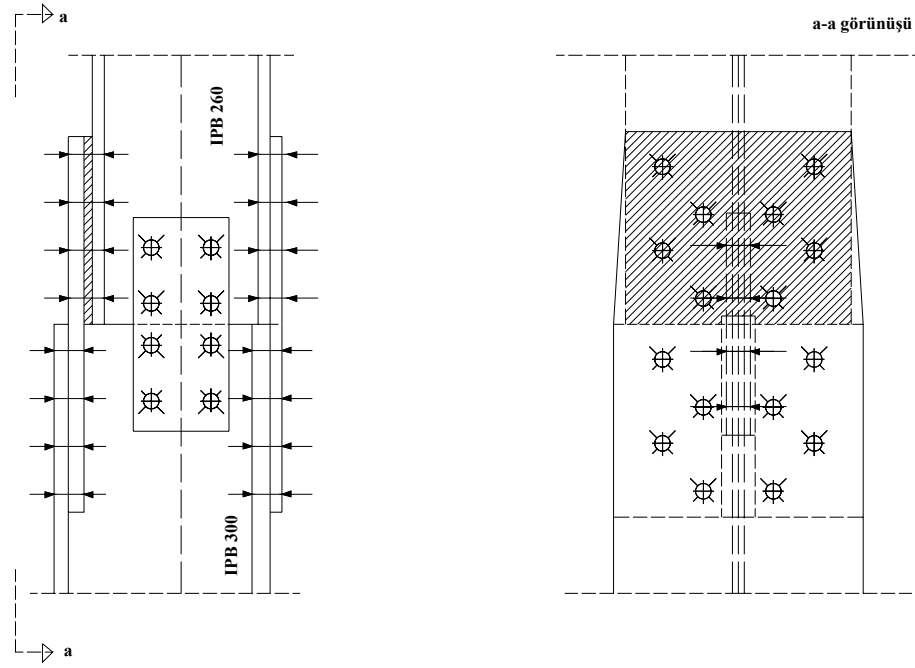
Şekil 3.4'de bir temas eki görülmektedir. Besleme levhaları, üst kolon profilinin başlıklarına atölyelerde köşe kaynağı dikişleriyle bağlandıktan sonra, bu levhaların ek kesitine gelen kenarları profil ucu ile birlikte düzgün işlenir. Bu kaynak dikişleri, P_b kuvvetinin tamamının temasla aktarıldığından kabul edilmesi halinde, besleme levhasının hissesine düşecek kuvvete göre boyutlandırılmalıdır. Temas ekinde de gövde ve başlık ek levhalarının enkesit alanları, tam ekte olduğu gibi seçilir. Bulonların hesabı da $(P/2)$ kuvvetine göre yapılır.



Şekil 3.4: Tam Temas Ekli Kolon Ekleri

(Deren H. , Uzgider E. ve Piroğlu F. , 2004).

Özellikle cephe kolonlarında, bazen kolon profillerinin dış başlık yüzleri aynı düzleme gelecek şekilde ek yapılması bahis konusu olabilir. Şekil 3.5’de böyle bir tam ek görülmektedir. Bu ekte sadece iç tarafa besleme levhası konulması gerekir. İç taraftaki ek levhası, üst kolon profili başlığının dış tarafına, alt kolon profili başlığının iç tarafına gelir. Montaj kolaylığı bakımından, besleme levhası montaj sırasında yerine konur. Böyle bir ekin temas eki olarak hesap ve teşkil edilmesi bahis konusu olamaz.



Şekil 3.5: Dış Başlık Yüzleri Aynı Düzlemde Olan Kolon Ekleri
(Deren H. , Uzgider E. ve Piroğlu F. , 2004).

Şekil 3.5’de iki profil teşkil edilen bir kolonun tam eki görülmektedir. Tek profille teşkil edilen kolonların ekinde olduğu gibi, gövde ve başlık ek levhaları ile uygun bulon veya yüksek mukavemetli bulon kullanılarak ek yapılır. Üst kolon profillerinin alt kolon profilinden daha küçük olması halinde, gene besleme levhaları kullanılır (şekilde taranarak gösterilmiştir.). Başlık ek levhaları da aynı zamanda bağ levhası görevini de yapar. Aynı ekin temas eki olması halinde, besleme levhalarının üst kolon profillerinin başlıklarına atölyelerde kaynaklanmış ve ek kesitin gelen kenarlarının, profil uçlarıyla birlikte düzgün işlenmiş olması gerekir.

Çelik yapı imalatı sırasında; Steel Erection Negotiated Rulemaking Advisory Committee (SENRAAC) tarafından geliştirilen, yapı güvenliği standartlarına uymayan durumlarda kolon ekleri yapılmaz. Çekme yükleri altında, kalın kolon başlıklarının kısmi nüfuzlu küt kaynak sonucunda hemen hemen hiç düktilite olmadığı görülmüştür (Popov and Stephen, 1977; Bruneau, Mahin and Popov,1987).

Sonuç olarak; kolon ekleri yapılırken, Charpy V-Notch (CVN) dayanıklılık özelliği taşıyan metal kaynak yapılması ve birleşim yerlerindeki kaynak yivlerinin

tamamen kaynaklanmış olması gerekir. Tam nüfuzlu küt kaynak, oluşan bu talepleri tamamen karşılar. Kısmi nüfuzlu küt kaynak ise; yapıya etkiyecek maksimum deprem yükü sırasında kolon ek yerlerinde oluşabilecek çekme etkileri dikkate alınarak yapılmalıdır. Bu tip kaynak ile eğilme etkisindeki sistemde yanal harekette karşılanmış olur. Bu da ek levha başlıklarının kullanılmasıyla başarılabilir.

Yapılan Shake-table deneyleri göstermiştir ki; yapıda temelin tekrarlı oturmasında temele bağlı olmayan kolonlarda oluşacak ek talepler tolere edilebilir (Huckelbridge and Clough,1977). Bu kabuller genel moment çelik çerçeve sistemleri için kullanılabilir. Ayrıca; çelik moment çerçeve sistemlerinin kolonlarda ve dar-yüksek boyutlu devrilme etkisi olan kolonlarda da bu kabuller geçerlidir. Bu tip devrilme ve burkulma etkisi olan yüksek katlı ve yüksek kat yükseklikli çelik çerçeve sistemlerinde oluşacak ek talepler için kolon ekleri tasarlanırken, elde edilen minimum dayanımlar dikkate alınmalıdır.

Kısmi nüfuzlu küt kaynak yapılan birleşimlerde tam nüfuzlu küt kaynak kullanılmaz. Kısmi nüfuzlu küt kaynak olan kesitlerde kaynak yapılmayan kısımlarda oluşabilecek çatlak-çentik tarzı olumsuzlukları gidermek için tam nüfuzlu küt kaynak yapılmalıdır (Barson and Rolfe,1999). Bu kaynaklama yöntemi ile tüm köşelerde oluşmuş olan gözle görülmeyen gizli çatlak ve çentikler de etkisiz hale getirilmiş olur.

Mevcut Amerikan Çelik İnşaat Enstitüsü Deprem Yönetmeliği (ANSI/AISC 341-05,2005) bölüm 9.9 süneklik düzeyi yüksek çelik moment çerçevelerde eğer küt kaynak kullanılarak kolon eki yapılacaksa kısmi nüfuzlu küt kaynak yapılmasını şart koşturmaktadır. Bu şart, Kasım 2000’de yayınlanan Amerika Çelik Yapılar Deprem Yönetmeliği, Ek 2-1997’de ANSI/AISC 341-02 (2002) ve ANSI/AISC 341-05 (2005)’de yeni bir bölüm olarak Bölüm 9.9 , yönetmeliğe eklenmiştir.

Şekillerine, geometrisine ve deformasyonuna bağlı olarak özel tasarım gerektiren çelik çerçevelerde, düğüm noktasına teşkil eden yapı elemanlarının plastik veya elasto-plastik analizleri gerekebilir. Yapıda yerleştirilecek kolon ekleri, kolon yükleriyle eşzamanlı olarak dikkate alınmalıdır.

4. DEPREM HAREKETİNİN ÖZELLİKLERİ

4.1. Temel Hareket Denklemi

Bir yapının yer hareketi altında incelenmesi sırasında ilk adım, basit bir modelle temsil edilmesidir. Bir yapının titreşim durumundaki konumunun belirlenmesi için gerekli olan parametre sayısı serbestlik derecesi olarak isimlendirilir. Her ne kadar sürekli sistemlerse de, günümüzde yaygın olan bilgisayar çözümü için sistem ayrıklaştırılır ve çok serbestlik dereceli sistem haline getirilir. Bu ayrıklaştırmada genellikle, kütle kat seviyesinde toplu olarak alınır. Çok serbestlik dereceli sistemlerin incelenmesinde de tek serbestlik dereceli sistemlerin ana kavramları kullanıldığı için tek serbestlik dereceli sistemlerin ayrıntılı olarak incelenmesi faydalıdır. Bunun yanında çok serbestlik dereceli sistemlerin çoğu, basit yaklaşımla, tek serbestlik dereceli kabul edilerek uygun yaklaşımda sonuçlar elde edilebilir (Celep ve Kumbasar, 2000).

4.1.1. Tek Serbestlik Dereceli Sistemler (TSD)

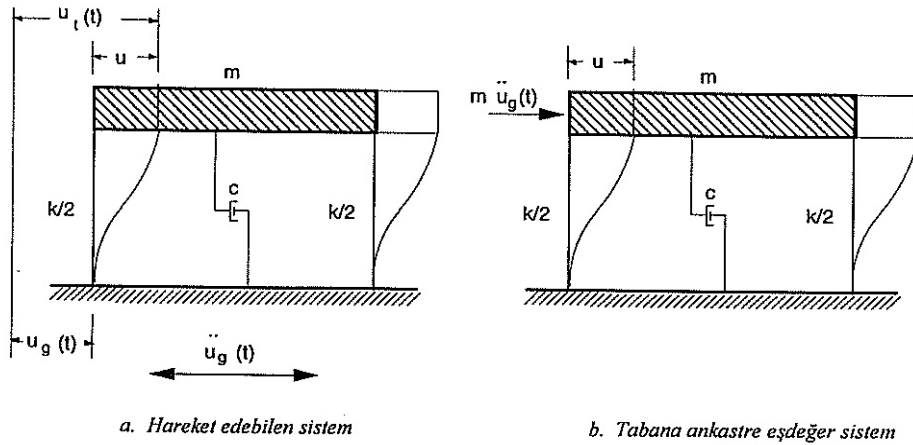
Bir sistemin hareket halinde bulunduğu konum, tek bir parametrenin verilmesi ile belirlenebiliyorsa, bu tür sistem tek serbestlik dereceli (TSD) olarak isimlendirilir (Şekil 4.1) (Celep ve Kumbasar, 2000). Yatay bir yer hareketi etkisindeki viskoz sönümlü tek serbestlik dereceli bir sistemin hareket denklemi:

$$m\ddot{u}_t + c\dot{u} + f_s = 0 \quad (4.1)$$

olarak ifade edilebilir (Chopra, 2000). Burada m , kütle; c , viskoz sönüm katsayısı; f_s , yay kuvveti (doğrusal bir sistem için $f_s = ku, k = \text{rijitlik}$); u , kütle için yere göre relatif yer değiştirmesi; u_g , yer hareketi yer değiştirmesi; $u_t = u + u_g$ 'dir. Buna göre (4.1) denklemi yeniden yazılırsa,

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (4.2)$$

ifadesi elde edilir. (4.2) denkleminde görüleceği gibi sistem tabana ankastre ve büyüklüğü $-m\ddot{u}_g(t)$ olan etkili bir yatay dinamik kuvvet (P_{eff}) etkisindeki bir sisteme dönüşmektedir.



Şekil 4.1: Yer Hareketine Maruz TSD Bir Sistemin Matematiksel Modeli
(Celep ve Kumbasar, 2000).

4.1.2. Çok Serbestlik Dereceli Sistemler (ÇSD)

Bir sistemin hareket halinde bulunduğu konum, eğer birden fazla parametrenin verilmesi ile belirlenebiliyorsa, bu tür sistem çok serbestlik dereceli (ÇSD) olarak isimlendirilir. Sistemin serbestlik derecesi, hareket halindeki konumunu tam olarak belirlemek için gerekli ve yeterli bağımsız parametre sayısına eşittir. Böyle bir sistem, serbestlik derecesi sayısı kadar birbirinden bağımsız hareket türüne sahiptir. Sistemin hareketini, serbestlik derecesi kadar yazılacak diferansiyel denklem yönetir. Hareket denklemleri, sisteme etkiyen atalet kuvvetleri, sönüm etkileri ve şekil değiştirme sonucu meydana gelen elastik kuvvetlerle, varsa dış kuvvetlerin dengesiyle ibarettir. Sadece yer hareketinin varlığı kabul edilirse, (4.2) denklemi,

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{c}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{k}\mathbf{u} = -\mathbf{m}\mathbf{1}\ddot{u}_g(t) \quad (4.3)$$

olarak yazılabilir. Burada;

$\mathbf{m} = [m_{ij}]$ Kütle matrisi $\mathbf{c} = [c_{ij}]$ Sönüm matrisi

$\mathbf{k} = [k_{ij}]$ Rijitlik matrisi

$\mathbf{u} = [u_i]$ Yer değiştirme vektörü

u_g Yer hareketi

$\mathbf{1} = [1 \ 1 \dots 1]^T$

olarak isimlendirilir (Celep ve Kumbasar, 2000).

4.2. Doğrusal Olmayan Sistemler İçin Hareket Denkleminin Normalleştirilmesi

(4.2) denklemi, doğrusal olmayan sistemlerde doğrusal olmayan davranışı etkileyen belirli parametreleri tanımlamak için normalleştirilmiş bir formda düzenlenebilir (Mahin and Lin, 1983). Dış yükleme durumunda, normalleştirme aşağıdaki tanımlanan parametrelere göre yapılabilir:

$$\mu(t) = \frac{u(t)}{u_y} \quad (4.4)$$

$$\rho(t) = \frac{R(t)}{R_y}$$

Burada u_y akma yer değiştirmesi, R_y akma kuvvetidir. $\mu(t)$ değeri genellikle yer değiştirme sünekliliği olarak adlandırılır. Yer değiştirme sünekliliğinin

maksimum değeri, $\mu_{\max}$, yapının tasarımında dikkate alınması gereken bir parametredir.

(4.2) denklemi, u_y ile bölünürse,

$$\frac{\ddot{u}(t)}{u_y} + 2\omega\zeta \frac{\dot{u}(t)}{u_y} + \frac{R(t)}{mu_y} = -\frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} \quad (4.5)$$

şekline dönüşür. Burada ω açısal frekanstır. (5) denklemini daha uygun bir forma sokmak için aşağıdaki dönüşümler tanımlanabilir:

$$\frac{R(t)}{mu_y} = \frac{k}{m} \frac{R(t)}{ku_y} = \omega^2 \frac{R(t)}{R_y} = \omega^2 \rho(t) \quad (4.6)$$

$$\frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} = \frac{k}{k} \frac{\ddot{u}_g(t)}{u_y} = \frac{\omega^2 m \ddot{u}_g(t)}{R_y}$$

(4.5) denklemi yeniden yazılırsa,

$$\ddot{\mu}(t) + 2\omega\zeta \dot{\mu}(t) + \omega^2 \rho(t) = -\omega^2 \left[\frac{m}{R_y} \right] \ddot{u}_g(t) \quad (4.7)$$

şekline dönüşür. (4.7) denkleminin sağ tarafını basitleştirmek için bir parametre, η , tanımlanabilir:

$$\eta = \frac{R_y}{m \ddot{u}_{g,\max}} \quad (4.8)$$

Burada η , bir sistemin akma dayanımının sonsuz rijit bir sistemin yer hareketi sırasında maruz kalacağı maksimum atalet kuvvetine oranını ifade eder ve atalet kuvveti indisi olarak adlandırılır. η parametresi yapının akma dayanımı katsayısı (C_y) cinsinden yazılarak da ifade edilebilir:

$$R_y = C_y W = C_y mg \quad (4.9)$$

$$\eta = \frac{C_y}{\ddot{u}_{g,\max}/g} \quad (4.10)$$

Burada W yapının ağırlığı, g yerçekimi ivmesidir. (4.8) ve (4.10) denklemleri kullanılarak (4.7) denklemi yeniden yazılırsa:

$$\ddot{\mu}(t) + 2\omega\zeta \dot{\mu}(t) + \omega^2 \rho(t) = -\frac{\omega^2}{\eta} \frac{\ddot{u}_g(t)}{\ddot{u}_{g,\max}} \quad (4.11)$$

ifadesi elde edilir.

5. ANALİTİK ÇALIŞMA

5.1. Binaların Tanımı

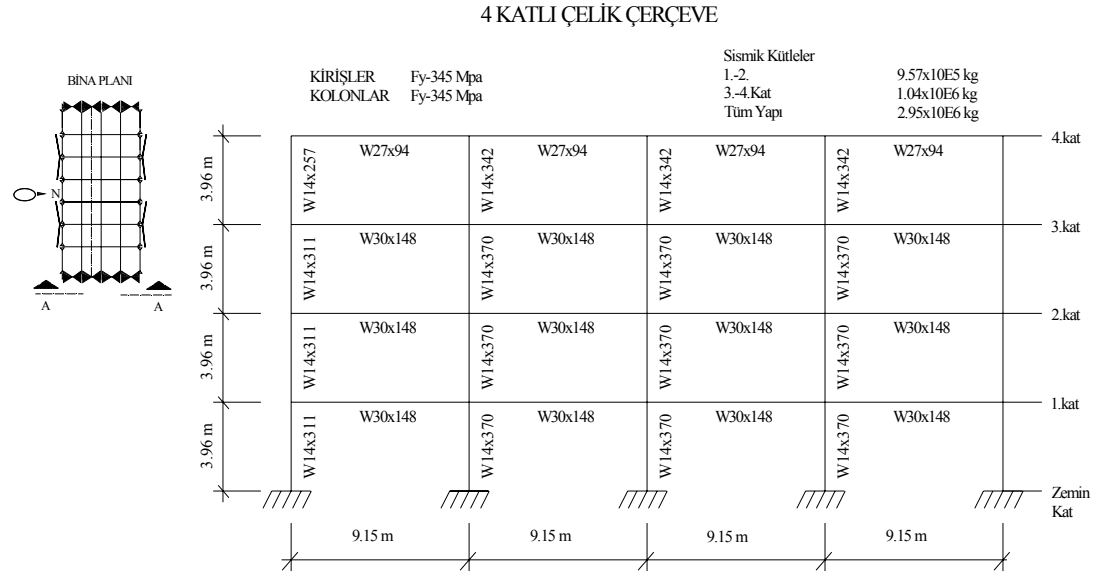
Bu çalışmada; 4- ve 9- katlı çelik binalar ASCE/7-05 yönetmelik hükümlerine göre tasarlanmıştır. Her iki bina içinde taşıyıcı sistem; K-G doğrultusunda moment aktaran, D-B doğrultusunda çapraz kuşaklı dış çerçevelerden ve sadece düşey yük taşıyan iç çerçevelerden oluşmaktadır. Yatay yükler, dış çerçeveler tarafından taşınmakta, iç çerçevelerin depremin yükünü karşılamakta bir katkısı bulunmamaktadır. Yapı düzlemleri simetriktir.

4- katlı yapı planda 36.60 m x 54.90 m olup, (K-G) doğrultusunda 4, (D-B) doğrultusunda 6 adet 9.15 m'lik açıklıklara sahiptir (Şekil 5.1). Kat yükseklikleri kat kiriş eksenleri olarak alınmış olup, 3.95m'dir. Kolonlar temele ankastre bağlıdır.

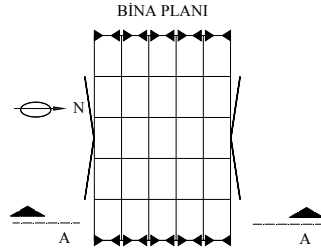
9- katlı yapı planda 45.75 m x 45.75 m olup, (K-G) ve (D-B) doğrultularında 5'er adet 9.15 m'lik açıklıklara sahiptir (Şekil 5.2). Yapının zemin kat yüksekliği 5,50 m ve diğer tüm kat yükseklikleri ise 3,96 m'dir.

4- katlı binada kolon ekleri; 2. kat seviyesinden 1.2 m yukarıda tanımlanmıştır. 9- katlı binada kolon ekleri 2.,4.,6. ve 8. kat seviyelerinden 1.2 m yukarıda tanımlanmıştır.

Kolonların akma dayanımları $F_y=345$ Mpa olarak belirtilmiştir. Kolonlar ve kirişler geniş başlıklı (W) profillerden teşkil edilmiş olup, 4- ve 9- katlı binalardaki moment çerçeveler için sırasıyla Şekil 5.1 ve Şekil 5.2'de verilmiştir. Yapıların kat sistemi kompozit olarak tasarlanmış olup, döşeme ile birlikte kompozit olarak çalışan $F_y=345$ Mpa akma dayanımına sahip kirişlerden oluşmaktadır.



Şekil 5.1: 4- Katlı Yapının Plan ve Görünüşü



9 KATLI ÇELİK ÇERÇEVE

Sismik Kütleler	
Zemin Kat	9.65x10E05kg
1. Kat	1.01x10E06kg
2.-8.Kat	9.89x10E05kg
9.Kat	1.07x10E06kg
Tüm Yapı	9.00x10E06kg

KİRİŞLER F_y -345 Mpa
KOLONLAR F_y -345 Mpa

3.96 m	W14x257	W24x55	W14x311	W24x55	W14x311	W24x55	W14x311	W24x55	W14x311	W24x55	9.kat
3.96 m	W14x311	W33x169	W14x426	W33x169	W14x426	W33x169	W14x426	W33x169	W14x426	W33x169	8.kat
3.96 m	W14x311	W33x169	W14x426	W33x169	W14x426	W33x169	W14x426	W33x169	W14x426	W33x169	7.kat
3.96 m	W14x398	W36x230	W14x500	W36x230	W14x500	W36x230	W14x500	W36x230	W14x500	W36x230	6.kat
3.96 m	W14x398	W36x230	W14x500	W36x230	W14x500	W36x230	W14x500	W36x230	W14x500	W36x230	5.kat
3.96 m	W14x455	W36x230	W14x550	W36x230	W14x550	W36x230	W14x550	W36x230	W14x550	W36x230	4.kat
3.96 m	W14x455	W36x230	W14x550	W36x230	W14x550	W36x230	W14x550	W36x230	W14x550	W36x230	3.kat
3.96 m	W14x550	W36x230	W14x730	W36x230	W14x730	W36x230	W14x730	W36x230	W14x730	W36x230	2.kat
5.49 m	W14x550	W36x300	W14x730	W36x300	W14x730	W36x300	W14x730	W36x300	W14x730	W36x300	1.kat
											Zemin Kat

Şekil 5.2: 9- Katlı Yapının Plan ve Görünüşü

5.2. Dış Çerçevelerin Tasarımı ve 2 Boyutlu Modellemesi

Çalışmada kullanılacak olan 4- ve 9- katlı binalara ait dış moment çerçeveleri ASCE/7-05 hükümlerine göre tasarlanmıştır. Bu yapıların modellemesinde non-lineer dinamik analiz programı SAP 2000 kullanılmıştır. Tasarım 3 aşamada gerçekleştirilmiştir.

1. Mukavemet tasarımı
2. Göreli Kat Ötelemesi Tasarımı
3. Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Tasarımı

5.2.1. Mukavemet Tasarımı

Mukavemet tasarımı LRFD (2005) yönetmelik hükümlerine göre yapılmıştır. Tüm yapılarda her kat seviyesinde oluşan atalet etkilerinin moment çerçeveleri tarafından karşılandığı kabul edilmiştir. Dolayısıyla moment çerçeveleri her doğrultuda yapının sismik kütesinin yarısını taşımaktadır. Bu sismik kütleler 4-ve 9-katlı binalar için sırasıyla 4860t ve 8000t olarak verilmiştir.

❖ 4 katlı ve 9 katlı çelik çerçeveler için mukavemet tasarım değerleri :

Normal katlarda ;

$$\text{Ölü yük} = 4,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hareketli yük} = 2,4 \text{ kN/m}^2$$

Çatı katında ;

$$\text{Ölü yük} = 5,6 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Hareketli yük} = 0,96 \text{ kN/m}^2$$

❖ Düşey Yükler:

4 katlı yapıda ;

Sırasıyla 1. katta 294 kN, ikinci katta 463 kN, üçüncü katta 623 kN, dördüncü katta 1428 kN olarak her katta kolon-kiriş düğüm noktasına etki ettirilmiştir.

9 katlı yapıda;

Sırasıyla 1.katta 67 kN, ikinci katta 142 kN, üçüncü katta 231 kN, dördüncü katta 329 kN, beşinci katta 445 kN, altıncı katta 560 kN, yedinci katta 689 kN, sekizinci katta 823 kN ve dokuzuncu katta 1041 kN olarak yine kolon- kiriş noktalarına etki ettirilmiştir.

❖ Kütller :

4 katlı çelik çerçeve için;

$$\text{Çatı} = 10200 \text{ kN}$$

$$\text{Normal katlar} = 9830 \text{ kN}$$

$$\sum w = 38311 \text{ kN}$$

9 katlı çelik çerçeve için;

$$\text{Çatı} = 10470 \text{ kN}$$

$$\text{Normal katlarda} = 9843 \text{ kN}$$

$$\sum w = 88391 \text{ kN}$$

❖ Efektif Sismik Momentler ;

4 katlı çelik çerçeve için;

$$\text{Çatı} = 1154 \text{ ton (kN.sn}^2\text{/m)}$$

$$1-4 \text{ Normal katlarda} = 924 \text{ ton}$$

$$\sum m = 4860 \text{ ton}$$

9 katlı çelik çerçeve için;

$$\text{Çatı} = 1067 \text{ ton}$$

$$2-8 \text{ Normal katlarda} = 990 \text{ ton}$$

$$1. \text{ Normal katta} = 993 \text{ ton}$$

$$\sum m = 8000 \text{ ton}$$

değerleri alınmıştır.

5.2.2. Göreli Kat Ötelemesi Tasarımı

Bu tasarımda; seçilen kesitlere aşağıda gösterilen yük kombinezyonları altında elastik analizler yapılarak göreli kat ötelemesi kontrolleri yapılmıştır (ASCE/7-05, 2005).

$$\text{Kombinezyon 1} = (1.466 D + Q_E + 0.5 L)$$

$$\text{Kombinezyon 2} = (0.6334 D + Q_E)$$

$$\delta_x = \frac{(C_d \cdot \delta_{xe})}{I} \quad (5.1)$$

Burada:

δ_x = Elastik olmayan kat ötelemesi

C_d = 5.5 (moment çerçeveleri için sabit değer)

I = 1.0 (Önem katsayısı)

δ_{xe} = Elastik analiz sonuçlarından elde edilen kat öteleme değerleri

Rölatif ötelemeler, Δ_a ve Δ değerleri;

4 katlı çelik yapı için;

$$\Delta_a = 0.025 h_{sx} \quad (5.2)$$

9 katlı çelik çerçeve için;

$$\Delta_a = 0.020 h_{sx} \quad (5.3)$$

bağıntılarından elde edilmiştir.

Bu bağıntılarda;

h_{sx} = yapının kat yüksekliği

tüm katlarda rölatif ötelemelerin

$\Delta < \Delta_a$ şartını sağlaması gerekmektedir.

4- ve 9- katlı çelik çerçevelerde yapılan elastik analizler sonucunda; 4 katlı çelik çerçevenin birinci ve ikinci periyodu sırasıyla $T_1=1.109$ sn ve $T_2=0,364$ sn olarak bulunmuştur. 9 katlı çerçevede ise; birinci periyotları $T_1=2.164$ sn ve $T_2=0.741$ sn olarak bulunmuştur.

Elastik analizlerden elde edilen veriler ışığında 4- ve 9- katlı çelik çerçeveler için, göreli kat öteleme kontrolleri yapılmıştır ve bu sonuçlar aşağıdaki tablolarda gösterilmiştir. Bu tablolarda görüldüğü gibi tüm katlarda $\Delta < \Delta_a$ şartının sağlandığı görülmektedir.

Tablo 5.1: 4 Katlı Çelik Çerçeve İçin Kat Öteleme Kontrol Tablosu

4 Katlı Çelik Çerçeve						
Kat Seviyesi	δ_{xe}	C_d	I	δ_x	Δ	Δ_a
1,00	0,042075	5,50	1,00	0,23	0,2314	0,33
2,00	0,089124	5,50	1,00	0,49	0,2588	0,33
3,00	0,129051	5,50	1,00	0,71	0,2196	0,33
4,00	0,156448	5,50	1,00	0,86	0,1507	0,33

Tablo 5.2: 9 Katlı Çelik Çerçeve İçin Kat Öteleme Kontrol Tablosu

9 Katlı Çelik Çerçeve						
Kat Seviyesi	δ_{xe}	C_d	I	δ_x	Δ	Δ_a
1	0,06235	5,50	1,00	0,34	0,34294	0,36
2	0,10856	5,50	1,00	0,60	0,25414	0,26
3	0,15862	5,50	1,00	0,87	0,27533	0,26
4	0,20825	5,50	1,00	1,15	0,27298	0,26
5	0,25525	5,50	1,00	1,40	0,25851	0,26
6	0,29955	5,50	1,00	1,65	0,24364	0,26
7	0,34192	5,50	1,00	1,88	0,23302	0,26
8	0,38134	5,50	1,00	2,10	0,21682	0,26
9	0,41747	5,50	1,00	2,30	0,19872	0,26

5.2.3. Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Tasarımı

Çelik yapılarda yapı elemanları tasarlanırken; güçlü kolon- zayıf kiriş prensibi dikkate alınır. Buna göre yapı elemanının kolon-kiriş birleşim noktasında kolon plastik momenti, kiriş plastik momentinden büyük olmalıdır. Bu hüküm aşağıdaki bağıntıyla ifade edilir.

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} > 1.0 \quad (5.4)$$

olmalıdır.

Burada;

$\sum M_{pc}$ = Birleşimlerin düğüm noktalarındaki alt ve üst kesitlerdeki kolonların

plastik moment toplamaları

$\sum M_{pb}$ = Birleşimlerin düğüm noktalarında sağ ve sol taraftaki kesitlerdeki

kirişlerin plastik moment toplamaları

$\sum M_{pc}$ aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$\sum M_{pc} = \sum Z_x \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right) \quad (5.5)$$

(ANSI/AISC,341-05)

Kirişlerde hesaplanacak olan $\sum M_{pb}$ 'de :

$$\sum M_{pb} = \sum (1,1 \cdot R_y \cdot Z_b \cdot F_y) \quad (5.6)$$

formülünden hesaplanır.

Bu bağıntıda;

A_g = Kolonun brüt alanı (m^2)

F_{yc} = Kolonun akma dayanımı (Kn/m^2)

P_{uc} = Elastik analizde elde edilecek olan basınç dayanımı

Z_b = Kirişin plastik kesit modülü

Z_x = Kolonun plastik kesit modülü

R_y =1,1 (sabit değer)

Seçilen ve kat öteleme kontrolü yapılmış olan 4- katlı ve 9- katlı çelik çerçevelere bu bağıntılar kullanılarak kesitleri tayin edilmeye çalışılmıştır.

Bu çalışmada 4 katlı ve 9 katlı çerçeveler için elde ettiğimiz kesitler aşağıdaki tablolardaki gibidir.

Tablo 5.3: 4- Katlı Çelik Çerçeve Tasarım Kesitleri

Kat Seviyesi	Dış Kolonlar	İç Kolonlar	Kirişler
4 (Çatı)	W14x257	W14x342	W27x94
3	W14x311	W14x370	W30x148
2	W14x311	W14x370	W30x148
1	W14x311	W14x370	W30x148

Tablo 5.4 : 9- Katlı Çelik Çerçeve Tasarım Kesitleri

Kat Seviyesi	Dış Kolonlar	İç Kolonlar	Kirişler
9 (Çatı)	W14x257	W14x311	W24x55
8	W14x311	W14x426	W33x169
7	W14x311	W14x426	W33x169
6	W14x398	W14x500	W36x230
5	W14x398	W14x500	W36x230
4	W14x455	W14x550	W36x230
3	W14x455	W14x550	W36x230
2	W14x550	W14x730	W36x230
1	W14x550	W14x730	W36x300

Bu çelik çerçeve elemanların plastik momentleri;

❖ 4 katlı için;

- 3. kat dış kolonlar için;

$$\sum M_{pc} = \sum Z_x \cdot (F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g}) \text{ bağıntısından:}$$

$$\sum M_{pc} = 0,009881 \cdot (344714 - \frac{8,77}{0,059}) \cdot 2 = 6810 \text{ kN.m}$$

- kirişler için;

$$\sum M_{pb} = \sum (1,1 \cdot R_y \cdot Z_b \cdot F_y) \text{ bağıntısından:}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0082 \cdot 344714 = 3420 \text{ kN.m}$$

3.kat dış kolonlar için;

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,99$$

- 3. kat iç kolonlar için;

$$\sum M_{pc} = 0,0121 \cdot (344714 - \frac{129}{0,0703}) \cdot 2 = 8398 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0082 \cdot 344714 \cdot 2 = 6840 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,23$$

- 2. kat dış kolonlar için :

$$\sum M_{pc} = 0,009881 \cdot (344714 - \frac{223}{0,059}) \cdot 2 = 6738 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0082 \cdot 344714 = 3420 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,97$$

- 2. kat iç kolonlar için :

$$\sum M_{pc} = 0,0121 \cdot (344714 - \frac{259}{0,0703}) \cdot 2 = 8253 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0082 \cdot 344714 \cdot 2 = 6840 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,21$$

- 1. kat dış kolonlar için :

$$\sum M_{pc} = 0,009881 \cdot (344714 - \frac{375}{0,059}) \cdot 2 = 6687 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0082 \cdot 344714 = 3420 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,95$$

- 1.kat iç kolonlar için :

$$\sum M_{pc} = 0,0121 \cdot (344714 - \frac{393}{0,0703}) \cdot 2 = 8206 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0082 \cdot 344714 \cdot 2 = 6840 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,20$$

Bu hesaplardan elde edilen güçlü kolon-zayıf kiriş oranları aşağıda gösterilmiştir.

Tablo 5.5 : 4- Katlı Çerçeve Birleşim Noktalarındaki Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Oranları

Kat Seviyesi	M _{pc} /M _{pb} Oranları	
	Dış Kolonlar	İç Kolonlar
3	1.99	1.23
2	1.97	1.21
1	1.95	1.20

Bu uygulamaları 9 katlı çelik çerçeve içinde uygularsak;

- 8. kat dış kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,009881 \cdot (344714 - \frac{43}{0,059}) \cdot 2 = 6798 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0103 \cdot 344714 = 4296 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,58$$

- 8. kat iç kolonlar için :

$$\sum M_{pc} = 0,0142. (344714 - \frac{72}{0,0806}) .2 = 9765 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1. 1,1 . 0,0103. 344714. 2 = 8592 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,13$$

- 7. kat dış kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,009881. (344714 - \frac{82}{0,059}) .2 = 6785 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1. 1,1 . 0,0103. 344714 = 4296 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,58$$

- 7. kat iç kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,0142. (344714 - \frac{144}{0,0806}) .2 = 9739 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1. 1,1 . 0,0103. 344714. 2 = 8592 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,13$$

- 6. kat dış kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,0131 \cdot (344714 - \frac{123}{0,0755}) \cdot 2 = 8989 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0155 \cdot 344714 = 6465 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,39$$

- 6. kat iç kolonlar için :

$$\sum M_{pc} = 0,0172 \cdot (344714 - \frac{208}{0,0948}) \cdot 2 = 12409 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0155 \cdot 344714 \cdot 2 = 12930 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 0,96$$

- 5. kat dış kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,0131 \cdot (344714 - \frac{166}{0,0755}) \cdot 2 = 8950 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0155 \cdot 344714 = 6465 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,38$$

- 5. kat iç kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,0172 \cdot (344714 - \frac{296}{0,0948}) \cdot 2 = 12310 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0155 \cdot 344714 \cdot 2 = 12930 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 0,95$$

- 4. kat dış kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,0153 \cdot (344714 - \frac{212}{0,0865}) \cdot 2 = 10473 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0155 \cdot 344714 = 6465 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,62$$

- 4. kat iç kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,0193 \cdot (344714 - \frac{375}{0,1045}) \cdot 2 = 13167 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0155 \cdot 344714 \cdot 2 = 12930 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,02$$

- 3. kat dış kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,0153 \cdot (344714 - \frac{255}{0,0865}) \cdot 2 = 10458 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0155 \cdot 344714 = 6465 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,62$$

- 3. kat iç kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,0193 \cdot (344714 - \frac{454}{0,1045}) \cdot 2 = 13138 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0155 \cdot 344714 \cdot 2 = 12930 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,02$$

- 2. kat dış kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,0193 \cdot (344714 - \frac{302}{0,1045}) \cdot 2 = 13174 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0155 \cdot 344714 = 6465 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 2,04$$

- 2. kat iç kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,0272 \cdot (344714 - \frac{375}{0,1387}) \cdot 2 = 18605 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0155 \cdot 344714 \cdot 2 = 12930 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,44$$

- 1. kat dış kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,0193 \cdot (344714 - \frac{346}{0,1045}) \cdot 2 = 13178 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0206 \cdot 344714 = 8592 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,53$$

- 1. kat iç kolonlar için:

$$\sum M_{pc} = 0,0272 \cdot (344714 - \frac{615}{0,1387}) \cdot 2 = 18511 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{pb} = 1,1 \cdot 1,1 \cdot 0,0206 \cdot 344714 \cdot 2 = 17184 \text{ kN.m}$$

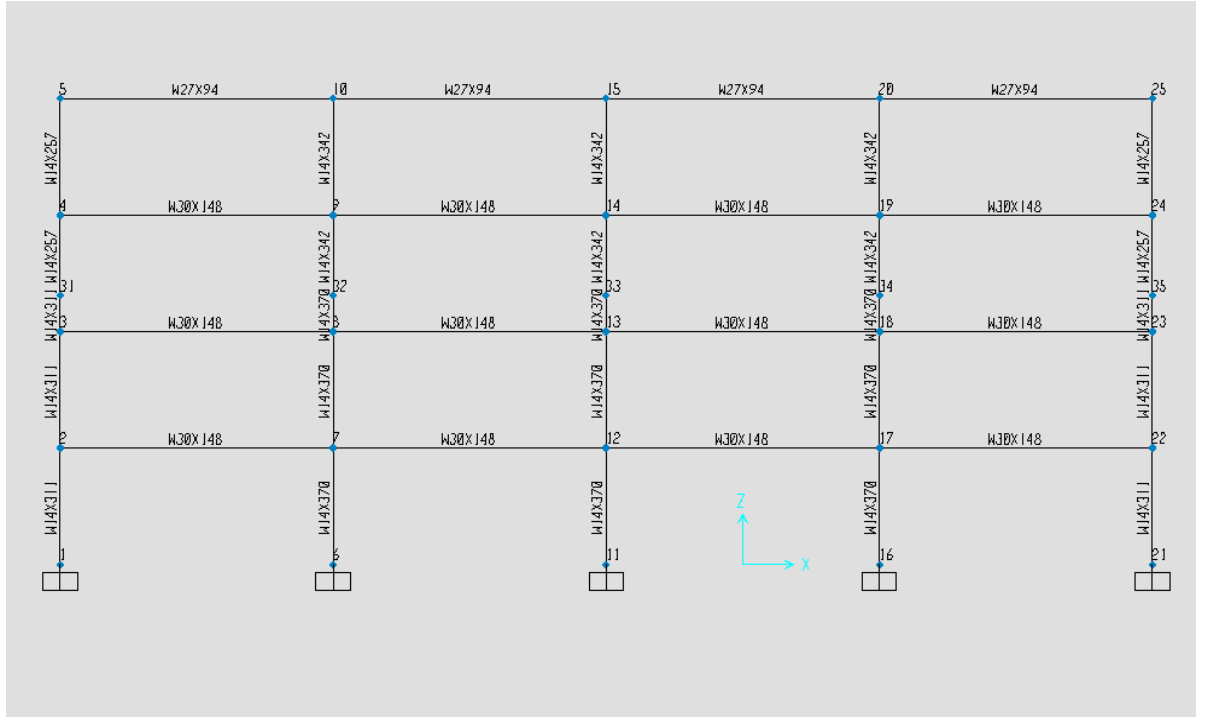
$$\sum M_{pc} / \sum M_{pb} = 1,08$$

Hesaplanan bu sonuçlardan 9 katlı çelik çerçeve için düğüm noktalarındaki güçlü kolon- zayıf kiriş oranları aşağıda gösterilmiştir.

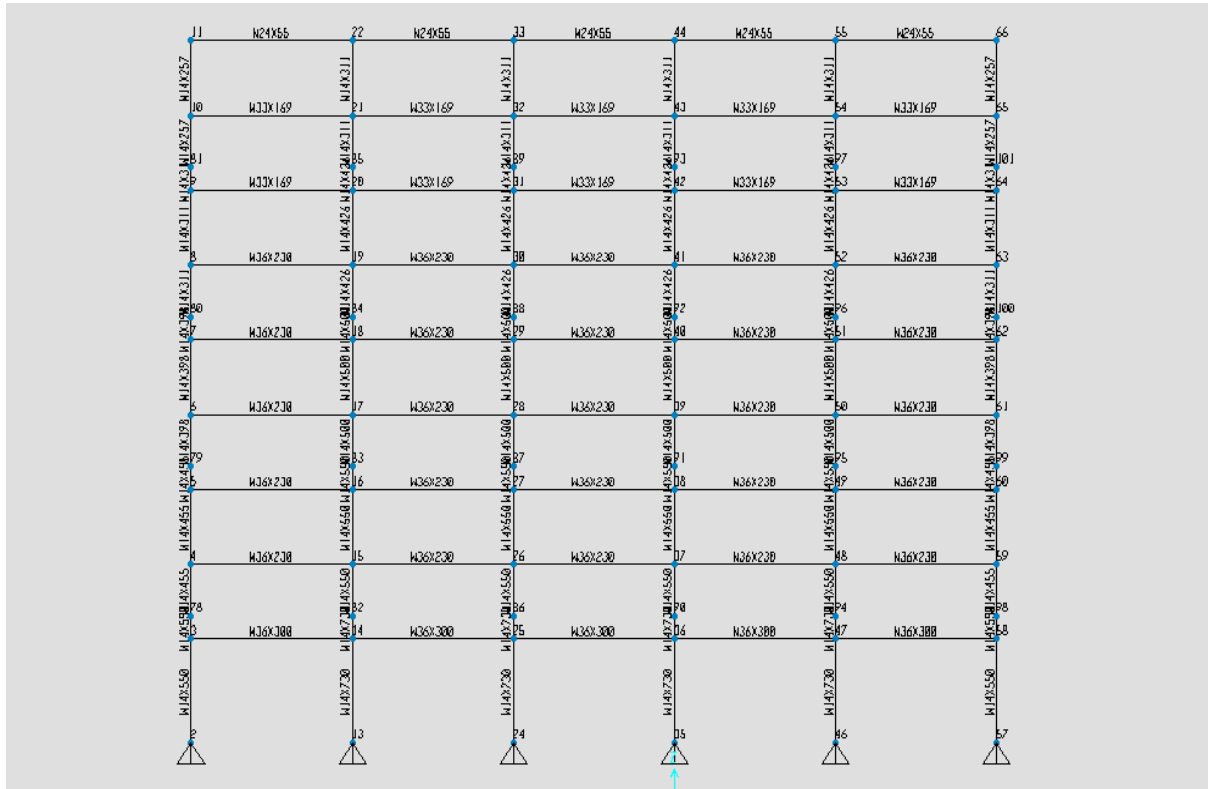
Tablo 5.6: 9- Katlı Çerçeve de düğüm noktasındaki Güçlü Kolon-Zayıf Kiriş Oranları

Kat Seviyesi	M_{pc}/M_{pb}	
	Dış Kolonlar	İç kolonlar
8	1.58	1.13
7	1.58	1.13
6	1.39	0.96
5	1.38	0.95
4	1.62	1.02
2	2.04	1.44
1	1.53	1.08

Bu şartlar sağladıktan sonra 4 katlı ve 9 katlı çelik çerçeveler için aşağıdaki şekil (5.3) ve şekil(5.4)'de görüldüğü gibi tasarım kesitleri elde edilmiştir.



Şekil 5.3: SAP 2000’de Modellenen 4- Katlı Çelik Çerçevenin Kesitleri



Şekil 5.4: SAP 2000’de Modellenen 9- Katlı Çelik Çerçevenin Kesitleri

- ❖ Doğrusal olmayan etkilerin kiriş- kolon birleşim yerlerinde oluşacağı kabul edilmiştir. Bu nedenle, plastik mafsallar kolon-kiriş ek yerlerine yerleştirilmiştir.
- ❖ SAP 2000’de bu çelik çerçevelerin kesit özellikleri, mafsal özellikleri girildikten sonra zaman geçmişi analizleri (Time History Analysis) yapılmıştır.

5.3. Doğrusal Olmayan Dinamik Zaman Geçmişi Analizleri

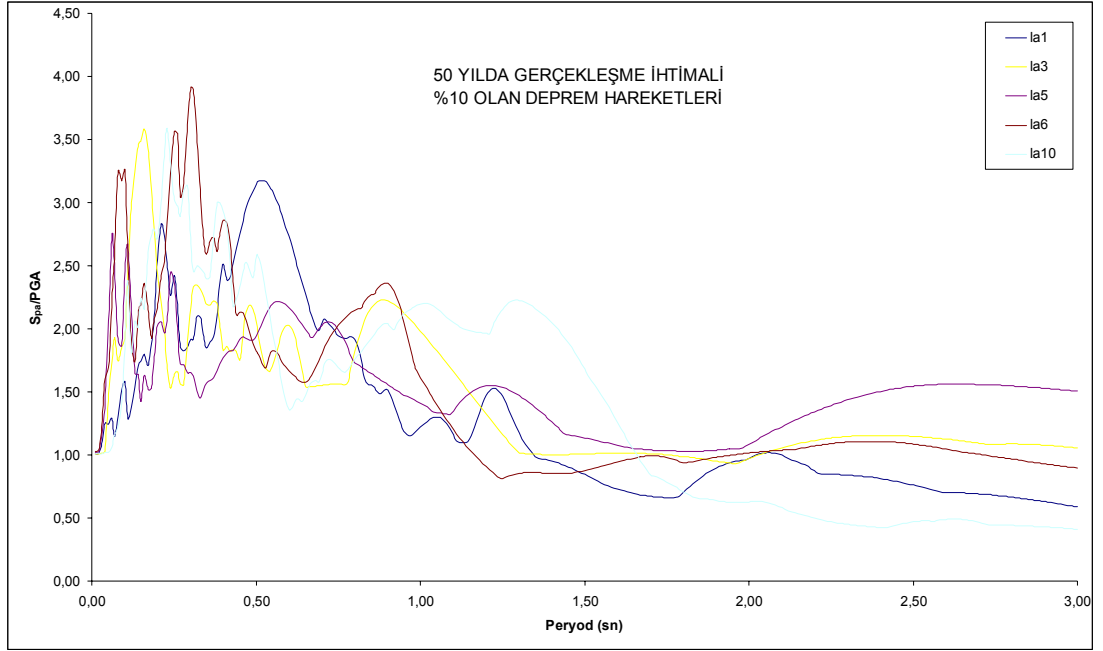
5.3.1. Deprem Hareketleri

Tasarlanan 4 katlı ve 9 katlı çelik çerçeve yapılarına doğrusal olmayan zaman geçmişi analizleri yapmak için;10 ayrı deprem hareketi kullanılmıştır.

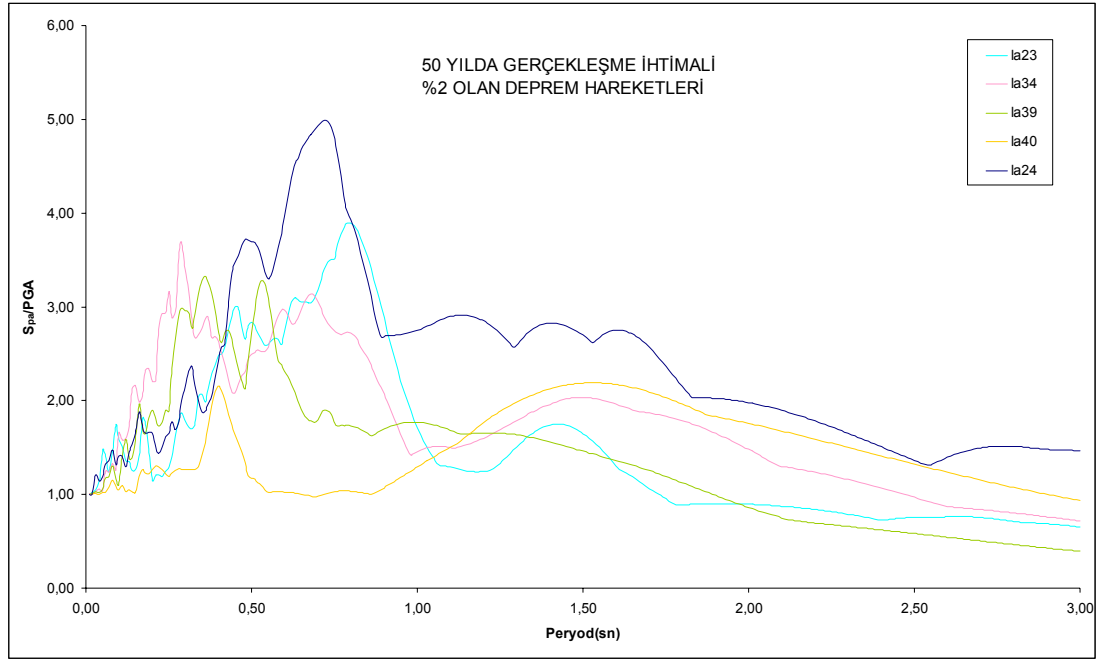
Gerçekleşme ihtimali 50 yılda %10 olan ülkemizde de projelendirmede dikkate alınan şiddetli deprem hareketleri ve gerçekleşme ihtimali 50 yılda %2 olan daha şiddetli deprem hareketleri özellikleri olmak üzere bu 10 depremi iki gruba ayırabiliriz. Bu depremlerle ilgili özellikler tablo (5.7) ve tablo (5.8)’de verilmiştir.

Bir zaman ekseninde çizilmiş bulunan bir kayda zaman geçmişi denir. Zamana bağlı taban ivmesi şeklinde deprem yükü üretilir. Zaman tanım alanı dönüştürülerek davranış spektrumu üretilir. Zaman tanım alanı belirli zaman dilimlerinde, belirli bir yönde depreme ait ivmelerin kayıdır. Kayıt genellikle normalize edilir. Mutlaka yerçekimi ivmesi (g) veya uygun bir katsayı ile çarpılmalıdır. Ölçek davranış spektrumunu normalize etmek için kullanılır.

Bu çalışmada kullanılan iki grup deprem hareketi için elde edilen mukabele spektrumları aşağıdaki şekil (5.5) ve şekil (5.6)'de gösterilmiştir.



Şekil 5.5: Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %10 Olan Depremler için Normalleştirilmiş Mukabele Spektrumu



Şekil 5.6: Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %2 Olan Depremler için Normalleştirilmiş Mukabele Spektrumu

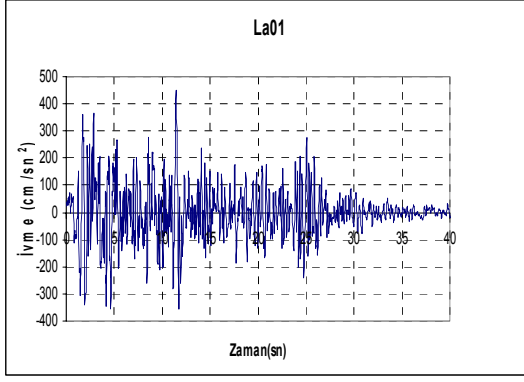
Tablo 5.7: 50 Yılda Gerçekleşme İhtimali % 2 olan Deprem Hareketlerinin Karakteristik Özellikleri

Deprem Adı	Kayıt Yeri	Deprem Şiddeti	Faya Olan Uzaklık (Km)	Deprem Hareketinin Data sayısı	Zaman Aralığı (sn)	Süresi (sn)	PGA (sn/cm ²)	PGA/g
LA23	Loma Prieta (1989)	7	3.5	2500	0.01	25	409.95	0,42 g
LA24	Loma Prieta (1989)	7	3.5	2500	0.01	25	463.56	0,47 g
LA34	Elysian Park	7.1	10.7	3000	0.01	30	667.59	0,68 g
LA39	Palos Verdes	7.1	1.5	3000	0.02	60	490.58	0,50 g
LA40	Palos Verdes	7.1	1.5	3000	0.02	60	613.28	0,63 g

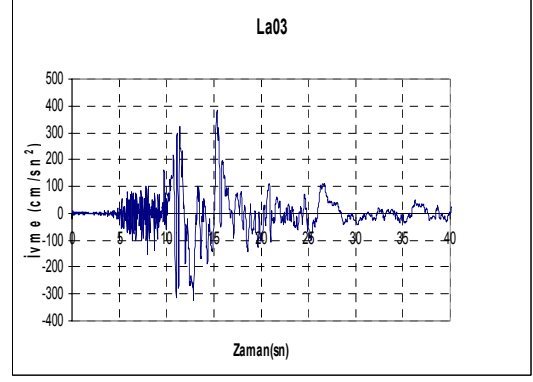
Tablo 5.8 : 50 yılda Gerçekleşme İhtimali %10 olan Deprem Hareketlerinin Karakteristik Özellikleri

Deprem Adı	Kayıt Yeri	Deprem Şiddeti	Faya Olan Uzaklık (Km)	Deprem Hareketinin Data sayısı	Zaman Aralığı (sn)	Süresi (sn)	PGA (sn/cm ²)	PGA/g
LA01	ElCentro (1940)	6.9	10	2674	0.02	39.38	452.53	0,46 g
LA03	Imperial Valley 1979)	6.5	4.1	3939	0.02	39.38	386.04	0,39 g
LA05	Imperial Valley 1979)	6.5	1.2	3909	0.01	39.09	295.69	0,30 g
LA06	Imperial Valley 1979)	6.5	1.2	3909	0.01	39.09	230.08	0,23 g
LA10	Lander Yermo (1992)	7.3	25	4000	0.02	80	353.35	0,36 g

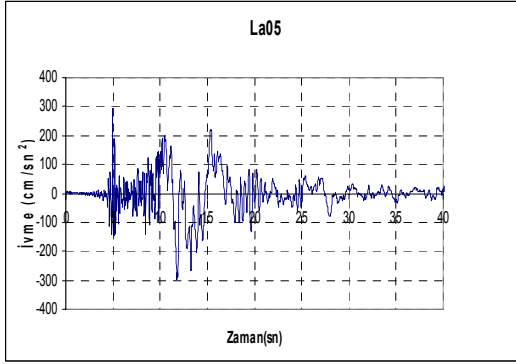
Bu iki grup deprem hareketlerinin ivme-zaman grafikleri aşağıdaki şekillerdeki gibidir.



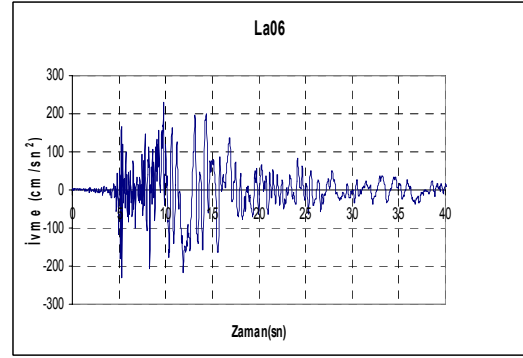
a.



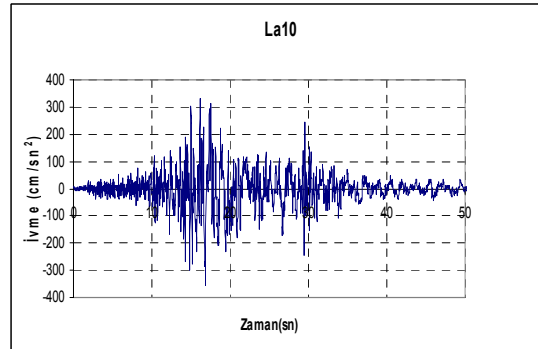
b.



c.

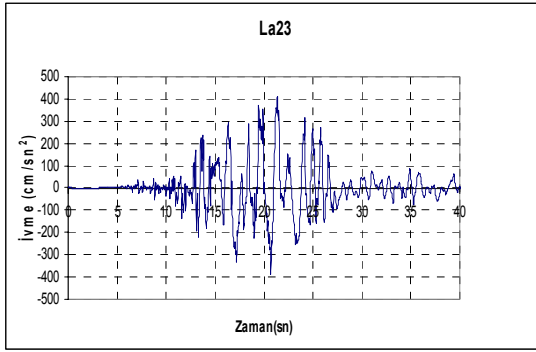


d.

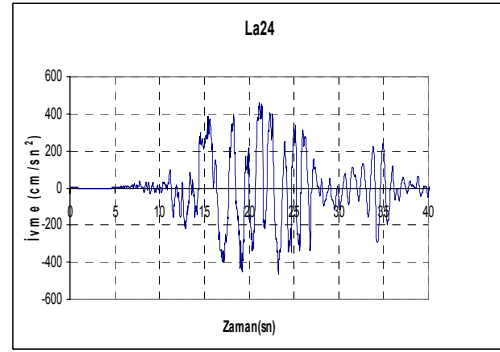


e.

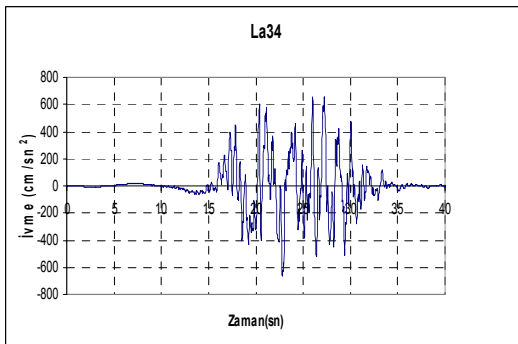
Şekil 5.7: Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %10 olan Depremlerin İvme – zaman Grafikleri



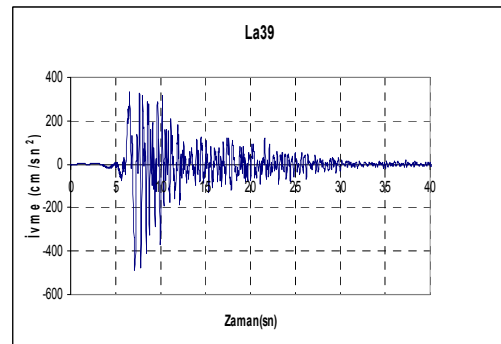
a.



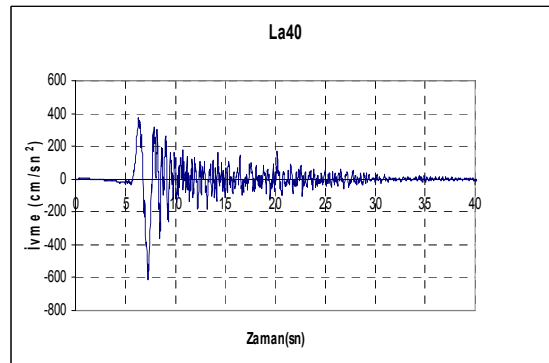
b.



c.



d.



e.

Şekil 5.8: Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %2 olan Depremlerin İvme - zaman Grafikleri

5.3.2. Zaman Geçmişi Analizleri

Tasarlanan 4- ve 9- katlı çelik yapılara zaman geçmişi analizleri; 1. grup ve 2. grup deprem hareketleri etki ettirilerek kolon eklerinde oluşan talep/kapasite oranları elde edilmiştir.

Çelik çerçevelerdeki elemanların plastik moment ve eksenel kuvvet kapasiteleri aşağıdaki bağıntılardan hesaplanmıştır.

❖ Plastik moment kapasitesinin hesabı için:

$$M_p = F_y \cdot Z_x \quad (5.7)$$

❖ Eksenel kuvvet kapasitesinin hesabı için: (5.8)

$$P_{ty} = F_y \cdot A$$

Yapılan analiz sonuçlarından :

❖ 9 katlı çelik çerçeve için;

2, 4, 6 ve 8. katlarda bulunan kolon eklerinde oluşan maksimum eksenel kuvvet ve moment değerleri 1.grup ve 2. grup deprem hareketleri için tablo (5.9) ve tablo (5.10)' da gösterildiği şekilde elde edilmiştir.

Tablo 5.9: Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %10 olan Yer Hareketleri Sonucu 9- katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eklerinde Oluşan Eksenel Kuvvet ve Moment Değerleri

Deprem Adı	Kat Seviyesi	Dış Kolonlar		İç Kolonlar	
		Ps (kN)	Ms (kN.m)	Ps (kN)	Ms (kN.m)
LA01	8	249,26	38,65	174,38	74,41
	6	716,11	65,74	355,35	121,89
	4	1366,91	81,20	541,74	145,20
	2	2072,31	176,60	736,96	207,24
LA03	8	229,97	34,22	172,69	65,90
	6	623,43	50,21	354,02	91,35
	4	1077,73	53,11	530,89	94,65
	2	1545,53	34,31	717,18	89,39
LA05	8	241,44	36,49	171,22	70,90
	6	695,70	62,48	354,84	113,35
	4	1289,04	71,42	545,45	126,22
	2	2024,09	157,71	2024,09	230,03
LA06	8	212,26	28,94	173,25	53,93
	6	212,26	53,93	356,42	86,28
	4	1094,25	56,96	541,37	96,83
	2	1607,43	90,50	728,17	109,39
LA10	8	229,76	34,14	172,68	65,88
	6	622,76	50,22	354,00	91,35
	4	1076,83	53,11	532,26	94,65
	2	1545,52	30,79	716,38	89,27

Tablo 5.10: Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %2 olan Yer Hareketleri Sonucu 9- katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eklerinde Oluşan Eksenel Kuvvet ve Moment Değerleri

Deprem Adı	Kat Seviyesi	Dış Kolonlar		İç Kolonlar	
		Ps (kN)	Ms (kN.m)	Ps (kN)	Ms (kN.m)
LA23	8	304,06	49,34	173,04	91,07
	6	918,15	84,671	360,10	144,95
	4	1709,37	122,01	1383,32	177,44
	2	2527,81	222,80	795,68	339,96
LA24	8	375,82	54,92	527,89	126,27
	6	1063,38	111,67	1407,34	201,90
	4	1908,13	236,35	2440,72	359,74
	2	2922,50	300,39	2671,37	466,09
LA34	8	402,23	82,71	195,13	229,13
	6	1123,09	127,64	395,08	193,75
	4	1972,32	191,42	590,19	273,29
	2	2977,41	316,50	780,75	491,26
LA39	8	269,22	42,87	171,73	79,78
	6	747,01	62,75	354,71	112,91
	4	1356,28	77,72	542,52	136,97
	2	2065,67	137,01	733,20	190,88
LA40	8	392,97	58,96	197,74	120,23
	6	1148,27	105,56	735,37	172,74
	4	1959,52	206,35	1472,67	217,20
	2	2912,63	278,77	2253,84	417,66

❖ 4 katlı çelik çerçeve için;

Yapının 2. katında bulunan kolon eklerinde doğrusal olmayan zaman geçmişi analizlerinden elde edilen maksimum eksenel kuvvet ve moment değerleri tablo (5.11) ve tablo (5.12)' de verilmiştir.

Tablo 5.11: Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %10 olan Yer Hareketleri Sonucu 4-Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eklerinde Eksenel Kuvvet ve Moment Değerleri

Deprem Adı	Kat Seviyesi	Dış Kolonlar		İç Kolonlar	
		Ps (kN)	Ms (kN.m)	Ps (kN)	Ms (kN.m)
LA01	2	318,05	52,27	159,30	80,85
LA03	2	386,67	64,87	204,91	113,08
LA05	2	349,06	80,85	167,90	110,04
LA06	2	270,75	31,41	158,08	68,63
LA10	2	349,06	80,85	167,90	110,04

Tablo 5.12 : Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %2 olan Yer Hareketleri Sonucu 4-katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eklerinde Oluşan Eksenel Kuvvet ve Moment Değerleri

Deprem Adı	Kat Seviyesi	Dış Kolonlar		İç Kolonlar	
		Ps (kN)	Ms (kN.m)	Ps (kN)	Ms (kN.m)
LA23	2	363,66	99,24	161,20	143,62
LA24	2	402,01	137,56	176,35	179,42
LA34	2	411,24	122,37	174,59	176,19
LA39	2	326,26	98,91	157,41	120,86
LA40	2	390,28	101,26	170,87	15,04

Yapılan zaman geçmişi analizinden elde edilen veriler, dış kolon ve iç kolon olarak iki durum için incelenmiştir. Analizlerden elde edilen bu sonuçlarla, kesitlerin plastik kapasiteleri karşılaştırılarak talep/kapasite oranları elde edilmiştir.

Bu bağıntılardan hesaplanan eksenel kuvvet ve maksimum moment kapasiteleri aşağıdaki tablolarda gösterilmektedir.

Tablo 5.13: 9- Katlı Çelik Çerçevenin Eksenel Kuvvet Kapasitesi

Kat Seviyesi	Dış Kolonlar		İç Kolonlar	
	Kesitler	Pty (kN)	Kesitler	Pty (kN)
9 Çatı)	W14x257	5231	W14x311	6324
8	W14x311	6324	W14x426	8649
7	W14x311	6324	W14x426	8649
6	W14x398	8095	W14x500	10171
5	W14x398	8095	W14x500	10171
4	W14x455	9271	W14x550	11209
3	W14x455	9271	W14x550	11209
2	W14x550	11209	W14x730	14876
1	W14x550	11209	W14x730	14876

Tablo 5.14: 4- Katlı Çelik Çerçevenin Eksenel Kuvvet Kapasitesi

Kat Seviyesi	Dış Kolonlar		İç Kolonlar	
	Kesitler	Pty (kN)	Kesitler	Pty (kN)
4 (Çatı)	W14x257	5092	W14x342	6988
3	W14x311	6324	W14x370	7542
2	W14x311	6324	W14x370	7542
1	W14x311	6324	W14x370	7542

Tablo 5.15: 9- Katlı Çelik Çerçevenin Moment Kapasitesi

Kat Seviyesi	Dış Kolonlar		İç Kolonlar		Kirişler	
	Kesitler	Mp (kN.m)	Kesitler	Mp (kN.m)	Kesitler	Mp (kN.m)
9 Çatı)	W14x257	234	W14x311	290	W24x55	64
8	W14x311	290	W14x426	418	W33x169	302
7	W14x311	290	W14x426	418	W33x169	302
6	W14x398	385	W14x500	505	W36x230	453
5	W14x398	385	W14x500	505	W36x230	453
4	W14x455	450	W14x550	567	W36x230	453
3	W14x455	450	W14x550	567	W36x230	453
2	W14x550	567	W14x730	798	W36x230	453
1	W14x550	567	W14x730	798	W36x300	605

Tablo 5.16: 4- Katlı Çelik Çerçevenin Moment Kapasitesi

Kat Seviyesi	Dış Kolonlar		İç Kolonlar		Kirişler	
	Kesitler	Mp (kN.m)	Kesitler	Mp (kN.m)	Kesitler	Mp (kN.m)
4 (Çatı)	W14x257	324	W14x342	447	W27x94	185
3	W14x311	401	W14x370	489	W30x148	332
2	W14x311	401	W14x370	489	W30x148	332
1	W14x311	401	W14x370	489	W30x148	332

Zaman geçmişi analizlerinden elde edilen maksimum moment M_s , kesit özelliklerinden hesaplanan M_p karşılaştırılarak kolon eklerindeki talep/kapasite yani M_s/M_p oranları hesaplanmıştır.

- ❖ 4 katlı elik çerçevede 2. katta bulunan kolon eklerinde talep/kapasite oranları 1. grup ve 2. grup deprem hareketleri için hesaplanarak aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.
- ❖ 9 Katlı elik çerçevede; 2.,4.,6. ve 8.katlarda bulunan kolon ek yerlerindeki talep/kapasite oranları aynı şekilde her iki deprem grubu için hesaplanmıştır.

Yine zaman geçmişi analizlerinden elde edilen maksimum eksenel kuvvet P_s , kesit özelliklerinden hesaplanan P_{ty} karşılaştırılarak kolon eklerindeki eksenel kuvvet talep/kapasite, P_s/P_{ty} oranları hesaplanarak aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Tablo 5.17: Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %2 olan Yer Hareketleri Sonucu 4-katlı elik çerçevenin Kolon Ek Yerlerindeki Maksimum M_s/M_p ve P_s/P_{ty} Oranları

Deprem Adı	Dış Kolon (M_s/M_p)	İ Kolon (M_s/M_p)	Dış Kolon (P_s/P_{ty})	İ Kolon (P_s/P_{ty})
	Kat 2	Kat 2	Kat 2	Kat 2
LA01	0,1804	0,2286	0,0503	0,0211
LA03	0,2239	0,3197	0,0611	0,0272
LA05	0,2790	0,3111	0,0552	0,0223
LA06	0,1084	0,1941	0,0428	0,0210
LA10	0,2790	0,3111	0,0552	0,0223

Tablo 5.18 : Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %2 olan Yer Hareketleri Sonucu
4- katlı Çelik Çerçevenin Kolon Ek Yerlerindeki Maksimum Ms/Mp ve Ps/Pty Oranları

Deprem Adı	Dış Kolon (Ms/Mp)	İç Kolon (Ms/Mp)	Dış Kolon (Ps/Pty)	İç Kolon (Ps/Pty)
	Kat 2	Kat 2	Kat 2	Kat 2
LA23	0,3424	0,4061	0,0575	0,0214
LA24	0,4747	0,5073	0,0636	0,0234
LA34	0,4223	0,4982	0,0650	0,0232
LA39	0,3413	0,3417	0,0516	0,0209
LA40	0,3494	0,0425	0,0612	0,0227

4- katlı çelik çerçevede kolon eklerinin bulunduğu yerdeki alt ve üst katlarındaki kolonların talep/kapasite oranları karşılaştırılmıştır.

Eksenel kuvvetler için elde edilen sonuçlar aşağıdaki tablodaki gibidir. Aynı şekilde alt ve üst kattaki kolonlarda oluşan moment talep/kapasite oranları karşılaştırılmıştır. Moment değerleri için elde edilen sonuçlar aşağıdaki tabloda gösterilmiştir.

Tablo 5.19: Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %10 olan Yer Hareketleri Sonucu 4-katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eki ve Alt ve Üst Kolonlarda Oluşan Moment Değerleri

Deprem Adı	Dış Kolonlar			İç Kolonlar		
	Üst Kolon Kesiti (kN.m)	Kolon Eki (kN.m)	Alt Kolon Kesiti (kN.m)	Üst Kolon Kesiti (kN.m)	Kolon Eki (kN.m)	Alt Kolon Kesiti (kN.m)
LA01	84	52	178	158	81	313
LA03	95	65	176	157	113	307
LA05	99	81	172	191	110	312
LA06	57	31	140	113	69	263
LA10	99	81	169	191	110	312

Tablo 5.20 : Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %2 olan Yer Hareketleri Sonucu 4-katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eki ve Alt ve Üst Kolonlarda Oluşan Moment Değerleri

Deprem Adı	Dış Kolonlar			İç Kolonlar		
	Üst Kolon Kesiti (kN.m)	Kolon Eki (kN.m)	Alt Kolon Kesiti (kN.m)	Üst Kolon Kesiti (kN.m)	Kolon Eki (kN.m)	Alt Kolon Kesiti (kN.m)
LA23	103	99	239	184	144	351
LA24	165	138	294	257	179	478
LA34	155	122	273	243	176	426
LA39	107	99	179	167	121	312
LA40	131	101	248	210	155	360

Tablo 5.21 : Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %10 olan Yer Hareketleri Sonucu 4-Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eki ve Alt ve Üst Kolonlarda Eksenel Kuvvet Talep/Kapasite Oranları

Deprem Adı	Dış Kolonlar			İç Kolonlar		
	Üst Kolon Kesiti Ps/Pty	Kolon Eki Ps/Pty	Alt Kolon Kesiti Ps/Pty	Üst Kolon Kesiti Ps/Pty	Kolon Eki Ps/Pty	Alt Kolon Kesiti Ps/Pty
LA01	0,01759	0,0503	0,0866	0,0106	0,0211	0,2512
LA03	0,0234	0,0611	0,1000	0,0121	0,0306	0,0367
LA05	0,0196	0,0551	0,0921	0,0107	0,0222	0,0286
LA06	0,0147	0,0428	0,0780	0,0105	0,0209	0,0325
LA10	0,0196	0,0551	0,0921	0,0107	0,0222	0,0341
Ortalama	0,0190	0,0529	0,0898	0,0109	0,0234	0,0766

Tablo 5.22 : Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %2 olan Yer Hareketleri Sonucu 4-Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eki ve Alt ve Üst Kolonlarda Eksenel Kuvvet Talep/Kapasite Oranları

Deprem Adı	Dış Kolonlar			İç Kolonlar		
	Üst Kolon Kesiti Ps/Pty	Kolon Eki Ps/Pty	Alt Kolon Kesiti Ps/Pty	Üst Kolon Kesiti Ps/Pty	Kolon Eki Ps/Pty	Alt Kolon Kesiti Ps/Pty
LA23	0,0240	0,0575	0,0957	0,0106	0,0213	0,0335
LA24	0,0240	0,0635	0,1113	0,0111	0,0233	0,0362
LA34	0,0244	0,0650	0,1117	0,0117	0,0232	0,0362
LA39	0,0186	0,0515	0,0895	0,0105	0,0208	0,0326
LA40	0,0231	0,0617	0,1024	0,0111	0,0226	0,0352
Ortalama	0,0228	0,0598	0,1021	0,0110	0,0222	0,034

Tablo 5.23 : Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %10 olan Yer Hareketleri Sonucu
4- Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eki ve Alt ve Üst Kolonlarda Moment
Talep/Kapasite Oranları

Deprem Adı	Dış Kolonlar			İç Kolonlar		
	Üst Kolon Kesiti Ms/Mp	Kolon Eki Ms/Mp	Alt Kolon Kesiti Ms/Mp	Üst Kolon Kesiti Ms/Mp	Kolon Eki Ms/Mp	Alt Kolon Kesiti Ms/Mp
LA01	0,2914	0,1803	0,6117	0,4464	0,2286	0,8857
LA03	0,3270	0,2238	0,6072	0,4449	0,3197	0,8680
LA05	0,3408	0,2789	0,5925	0,5397	0,3111	0,8822
LA06	0,1975	0,1083	0,4817	0,3199	0,1940	0,7432
LA10	0,3408	0,2789	0,5810	0,5397	0,3111	0,8822
Ortalama	0,2995	0,2141	0,5748	0,4581	0,2729	0,8523

Tablo 5.24: Gerçekleşme İhtimali 50 yılda %2 olan Depremler Hareketleri
Sonucu 4- Katlı Çelik Çerçevenin Kolon Eki ve Alt ve Üst Kolonlarda Moment
Talep/Kapasite Oranları

Deprem Adı	Dış Kolonlar			İç Kolonlar		
	Üst Kolon Kesiti Ms/Mp	Kolon Eki Ms/Mp	Alt Kolon Kesiti Ms/Mp	Üst Kolon Kesiti Ms/Mp	Kolon Eki Ms/Mp	Alt Kolon Kesiti Ms/Mp
LA23	0,3565	0,3424	0,8247	0,5204	0,4060	0,9928
LA24	0,5681	0,4746	1,0132	0,7279	0,5073	1,3516
LA34	0,5349	0,4222	0,9414	0,6878	0,4981	1,2031
LA39	0,3695	0,3413	0,6152	0,4726	0,3417	0,8814
LA40	0,4528	0,3494	0,8542	0,5936	0,4370	1,0186
Ortalama	0,4564	0,3860	0,8497	0,6005	0,4380	1,0895

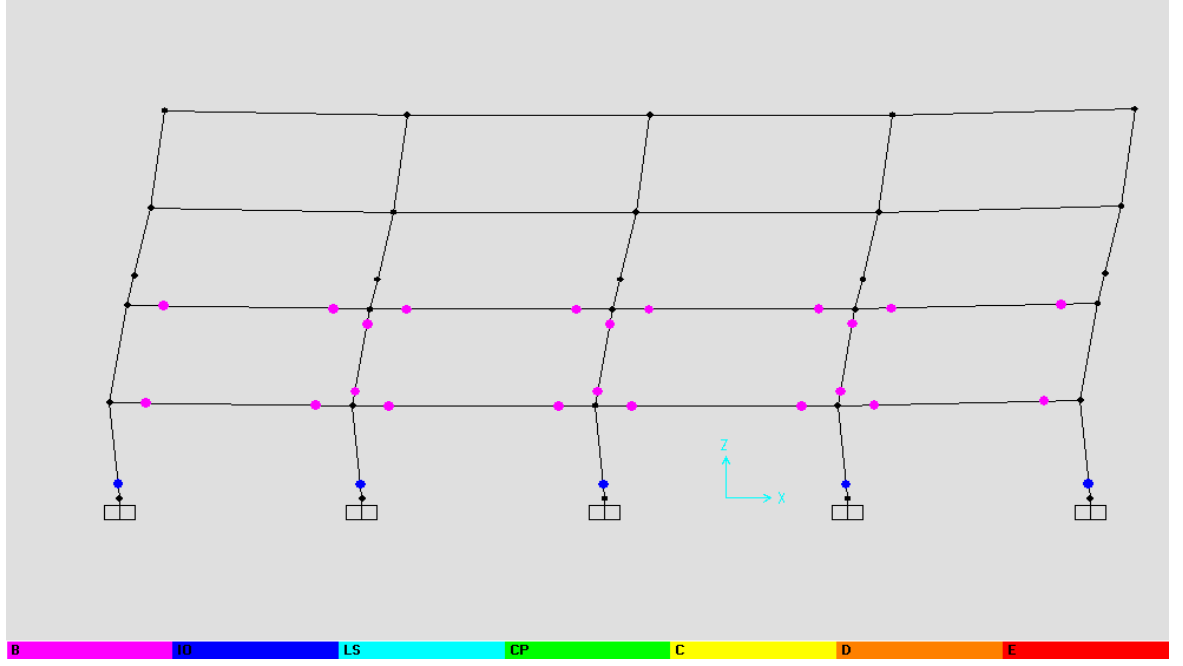
5.4. Zaman Geçmişi Analizleri Sonucu Oluşan Plastik Mafsallar ve Şekil değiştirmeler

Doğrusal olmayan zaman geçmişi analizler sonucunda 4- ve 9- katlı çelik çerçevelerde oluşan şekildeğiştirme ve plastik mafsalları şekilleri aşağıdaki gibi oluşmuştur. Her iki çelik çerçeveye de 2 grup deprem hareketleri etki ettirilmiştir.

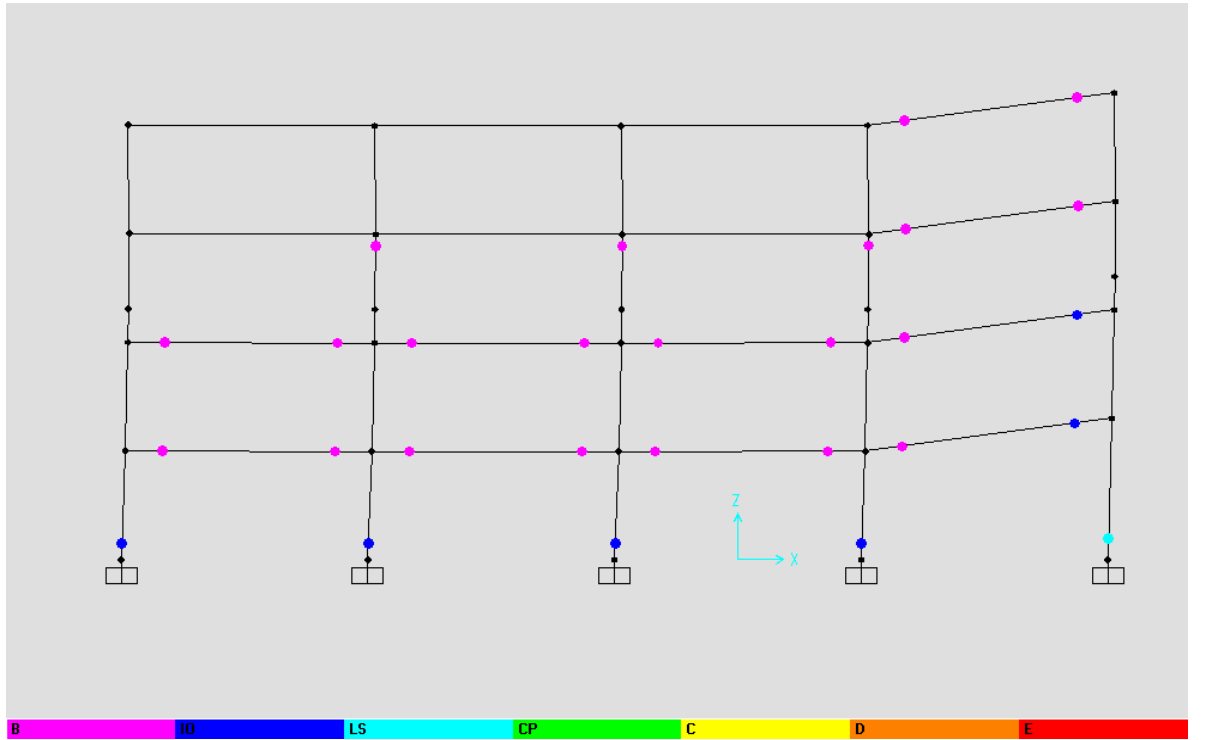
Bu şekillerden görüleceği üzere;

4- ve 9- katlı çelik çerçevelerde:

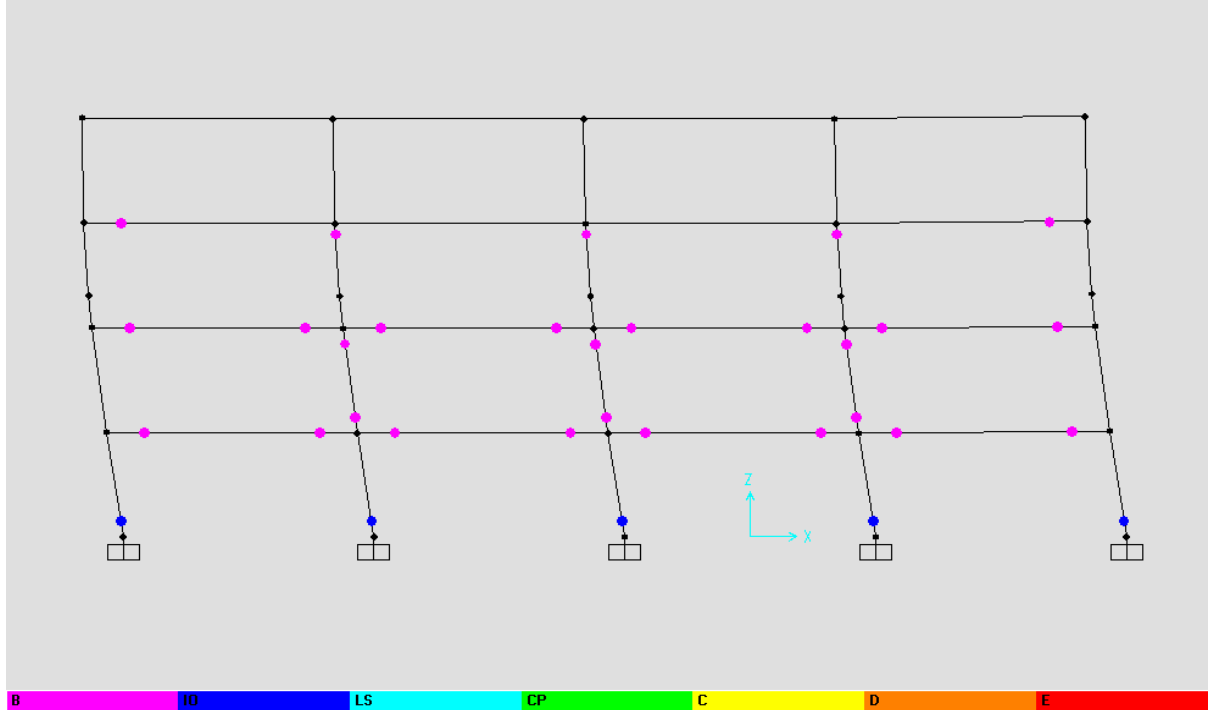
Deprem şiddetleri artıkça plastik mafsalları sayısında artış olduğu gözlenmiştir.



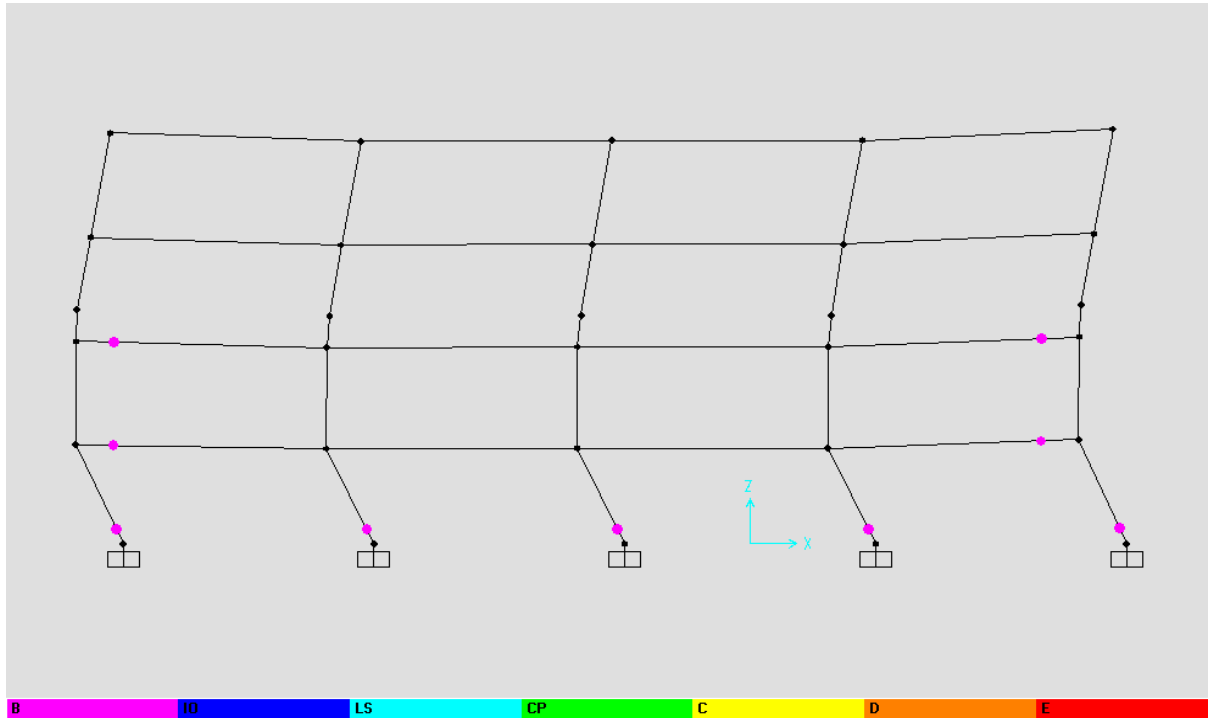
Şekil 5.9: 4- Katlı Çelik Çerçevede Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA01 Deprem Hareketi)



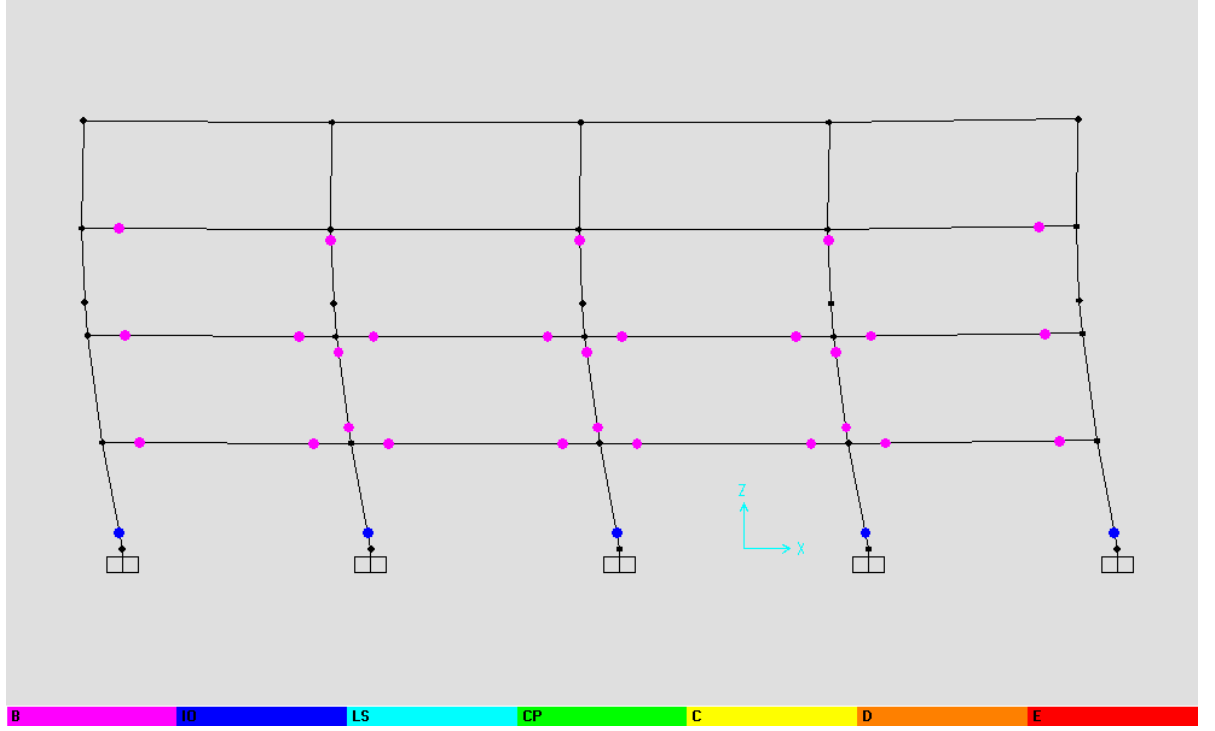
Şekil 5.10: 4- Katlı Çelik Çerçevede Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA03 Deprem Hareketi)



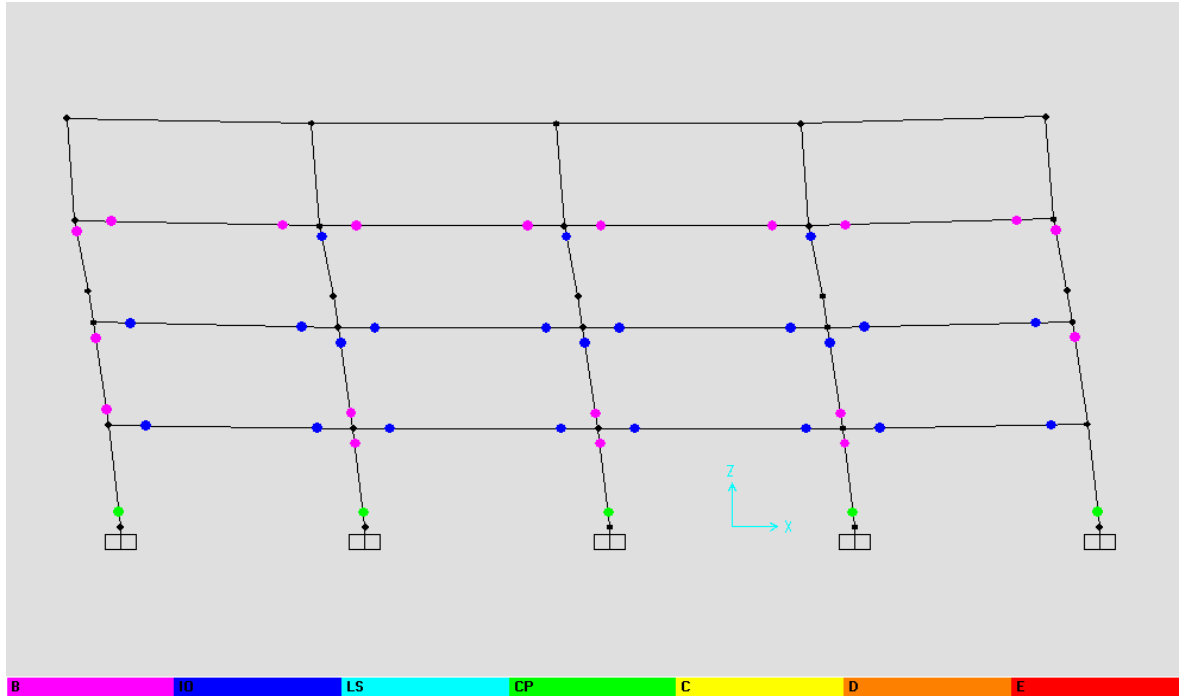
Şekil 5.11: 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA05 Deprem Hareketi)



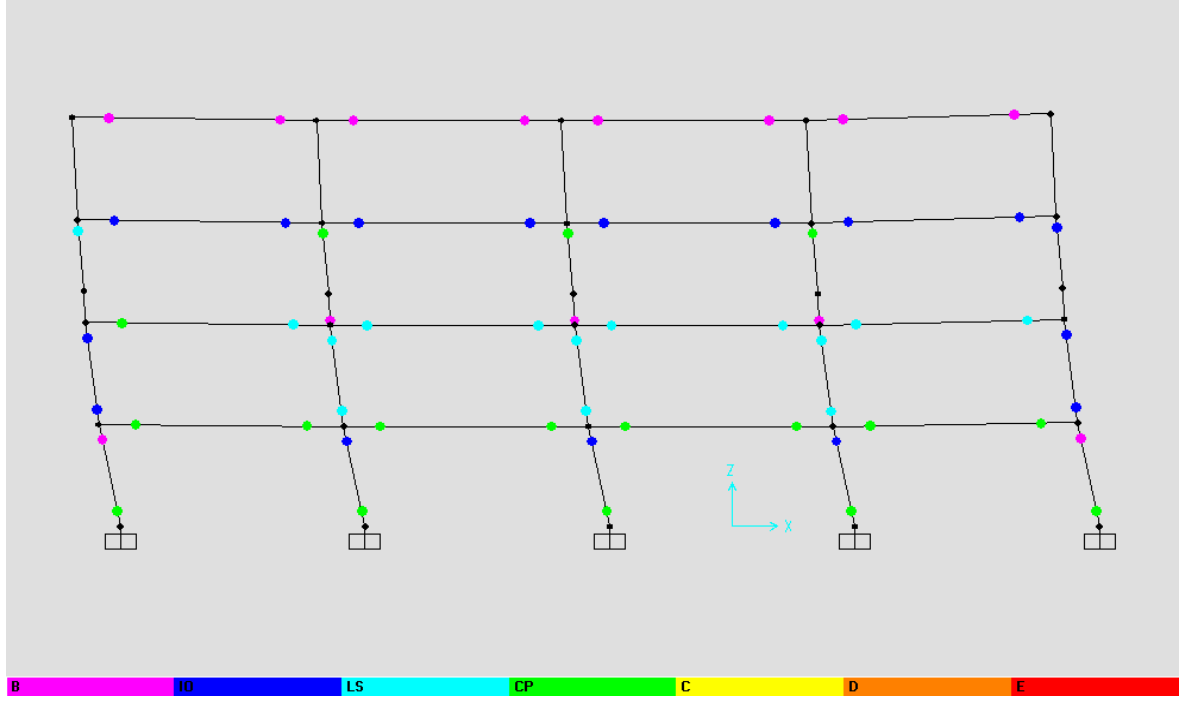
Şekil 5.12: 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA06 Deprem Hareketi)



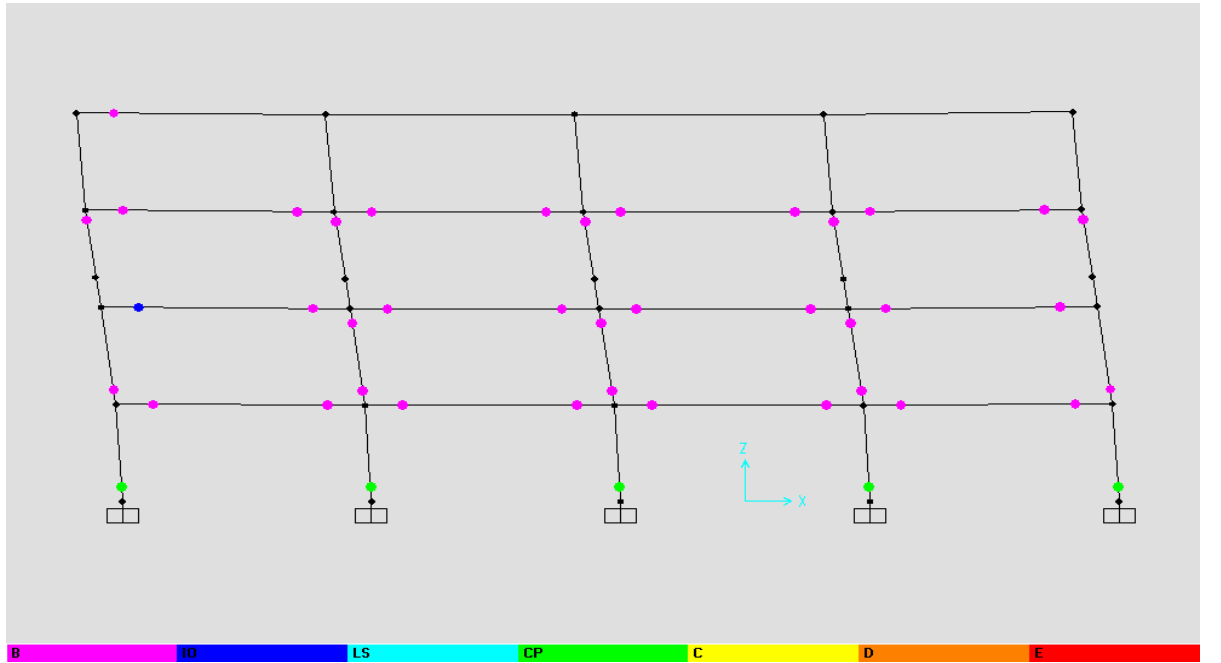
Şekil 5.13: 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA10 Deprem Hareketi)



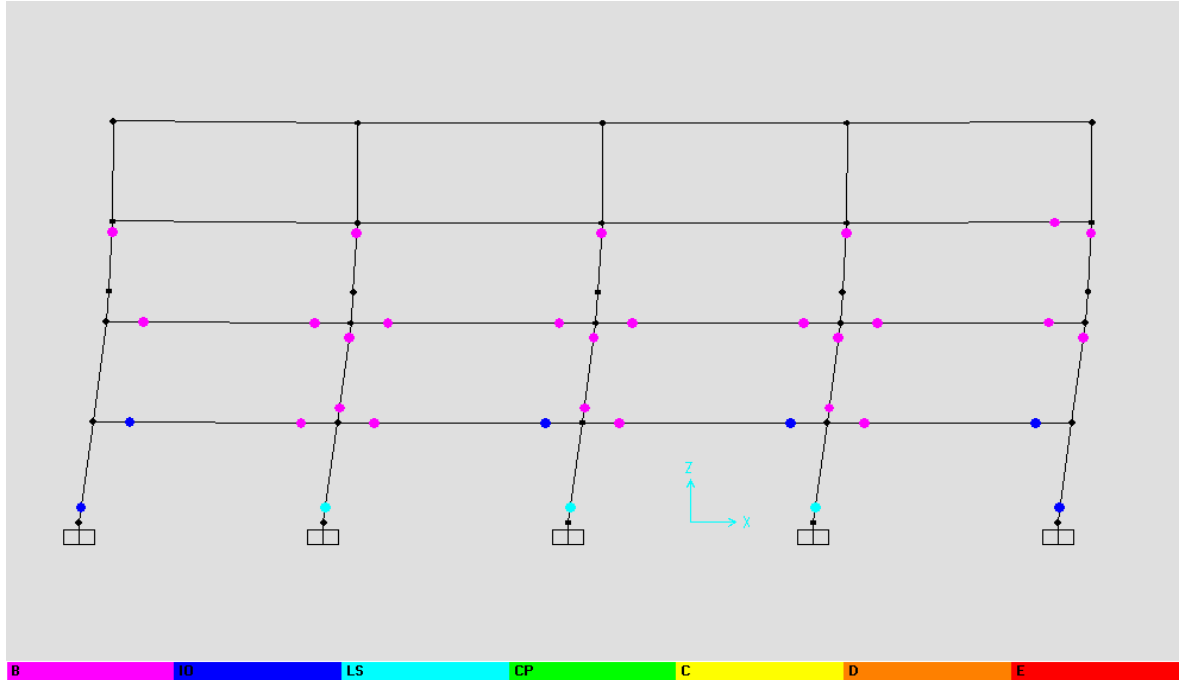
Şekil 5.14: 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA23 Deprem Hareketi)



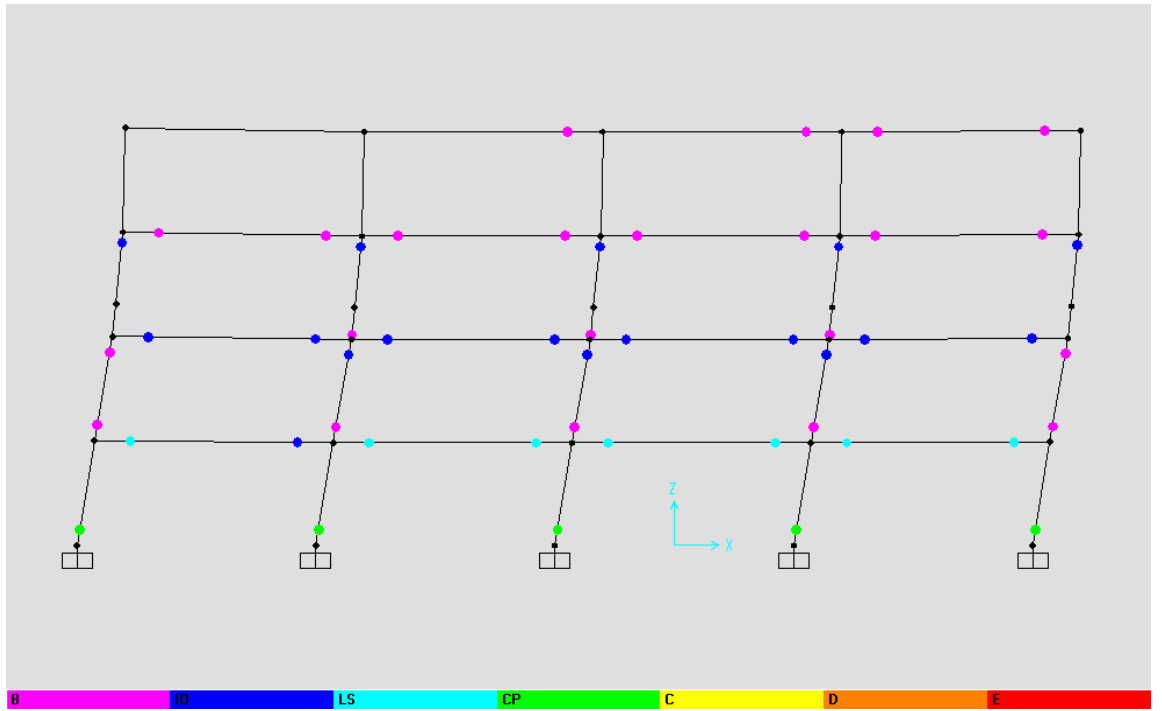
Şekil 5.15: 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA24 Deprem Hareketi)



Şekil 5.16 : 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA34 Deprem Hareketi)

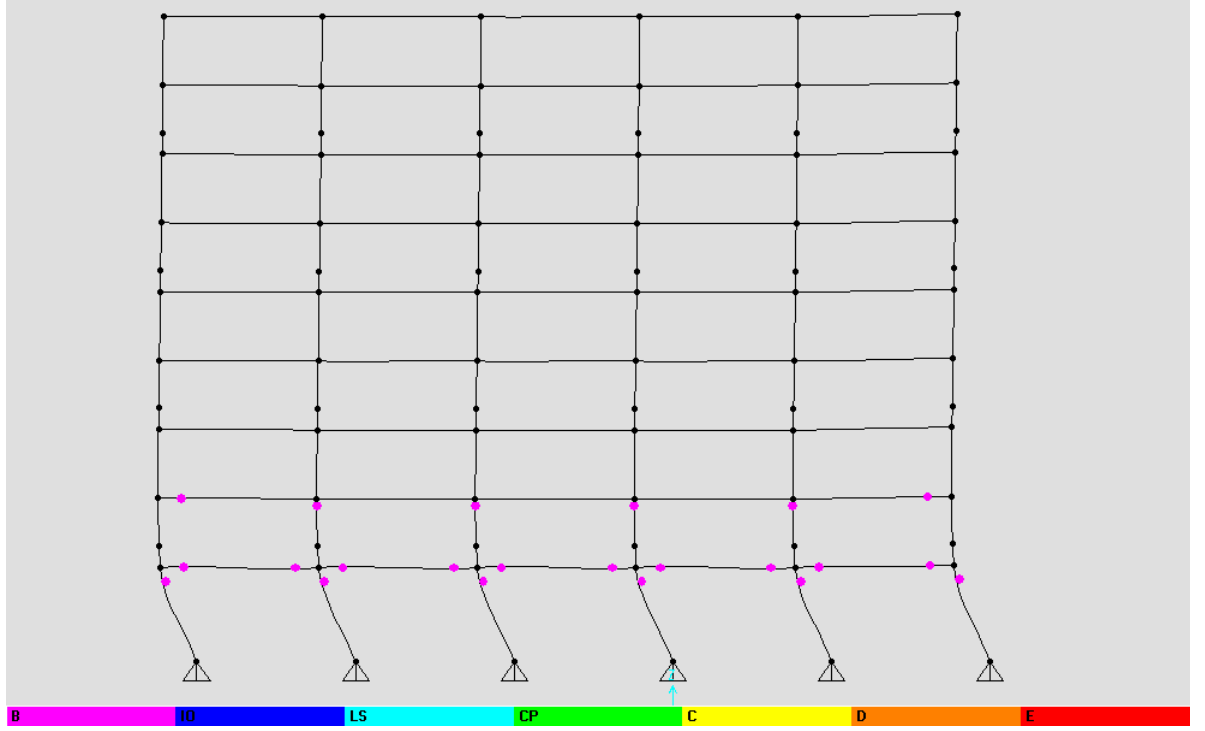


Şekil 5.17: 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA39 Deprem Hareketi)

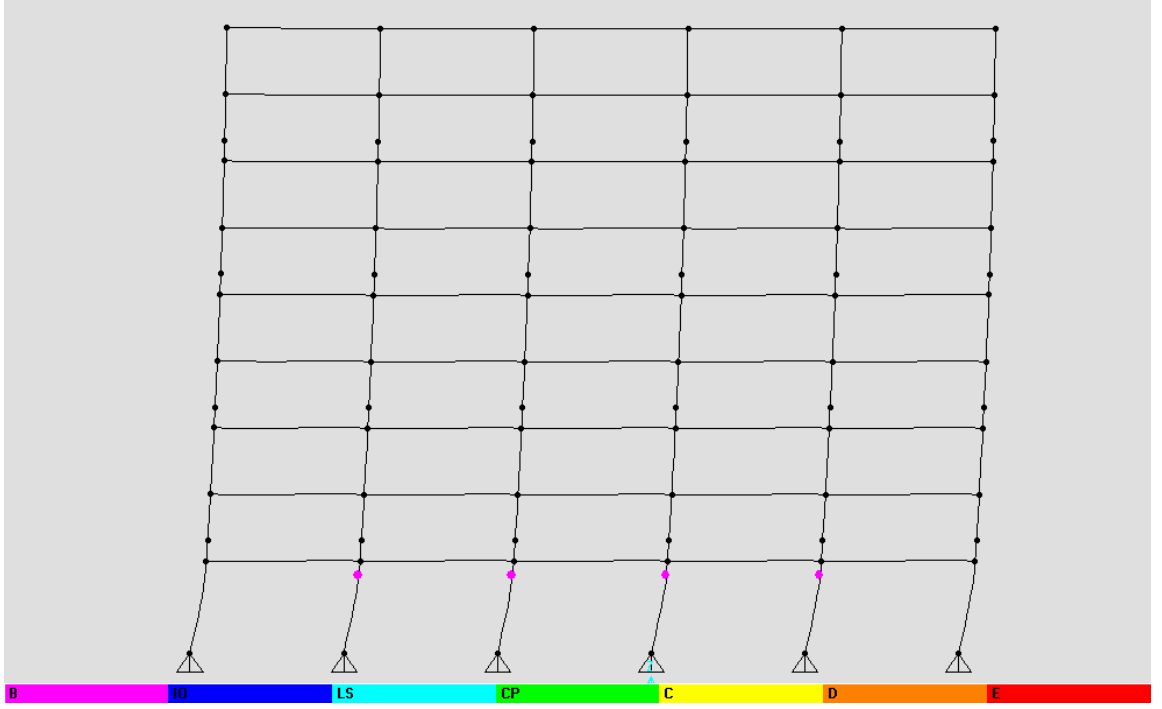


Şekil 5.18: 4- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA40 Deprem Hareketi)

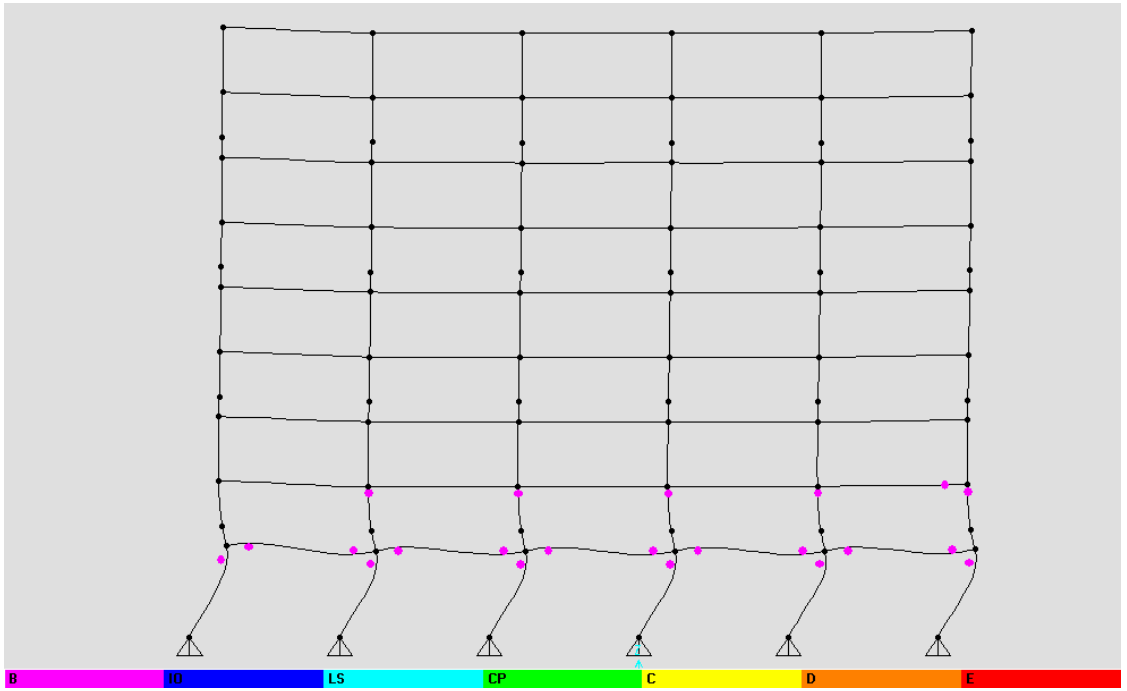
Aynı şekilde 9- katlı çelik çerçeve için şekildeğiştirme ve plastik mafsalları aşağıda şekillerde görülmektedir.



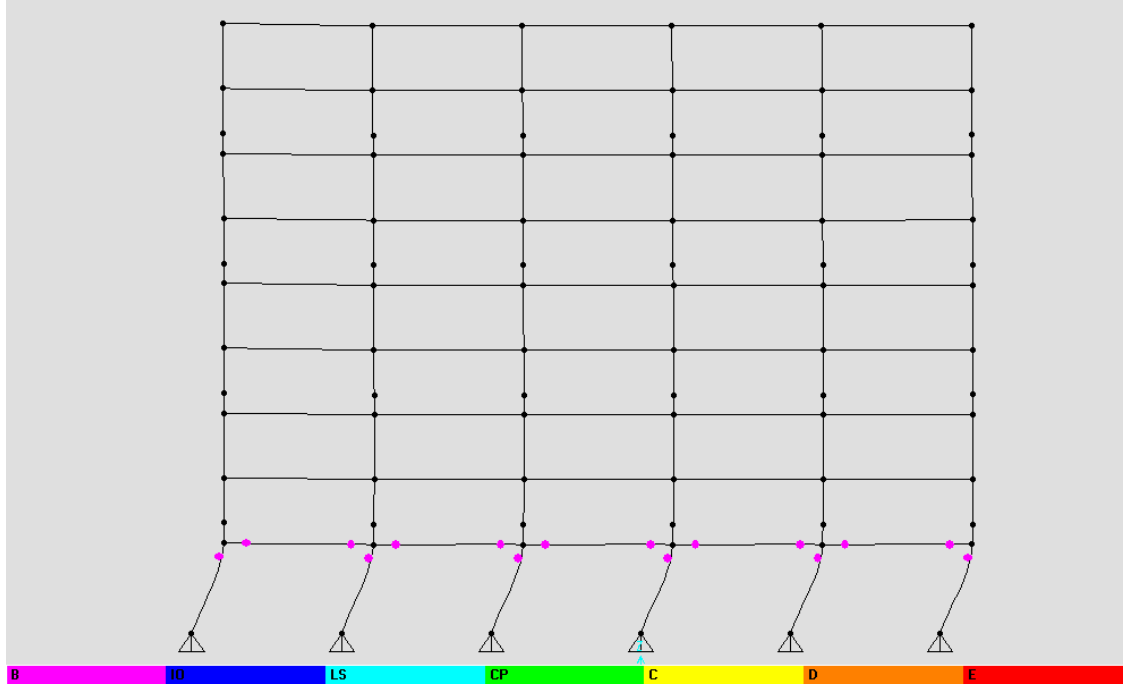
Şekil 5.19: 9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA01 Deprem Hareketi)



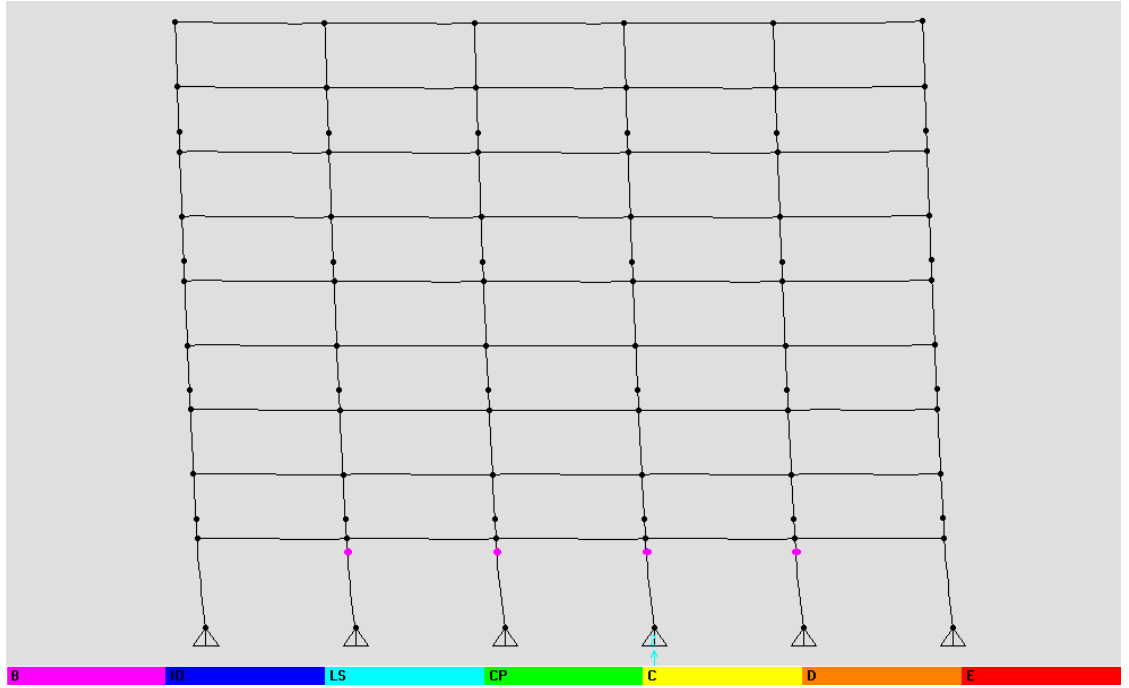
Şekil 5.20: 9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA03 Deprem Hareketi)



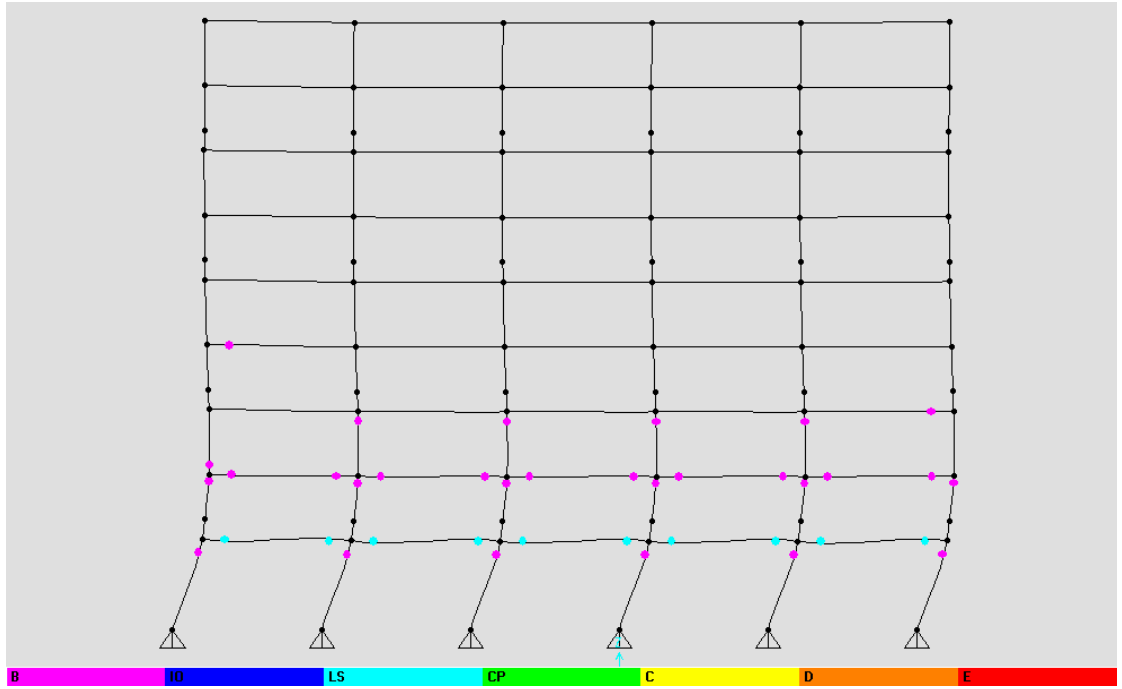
Şekil 5.21 : 9 Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA05 Deprem Hareketi)



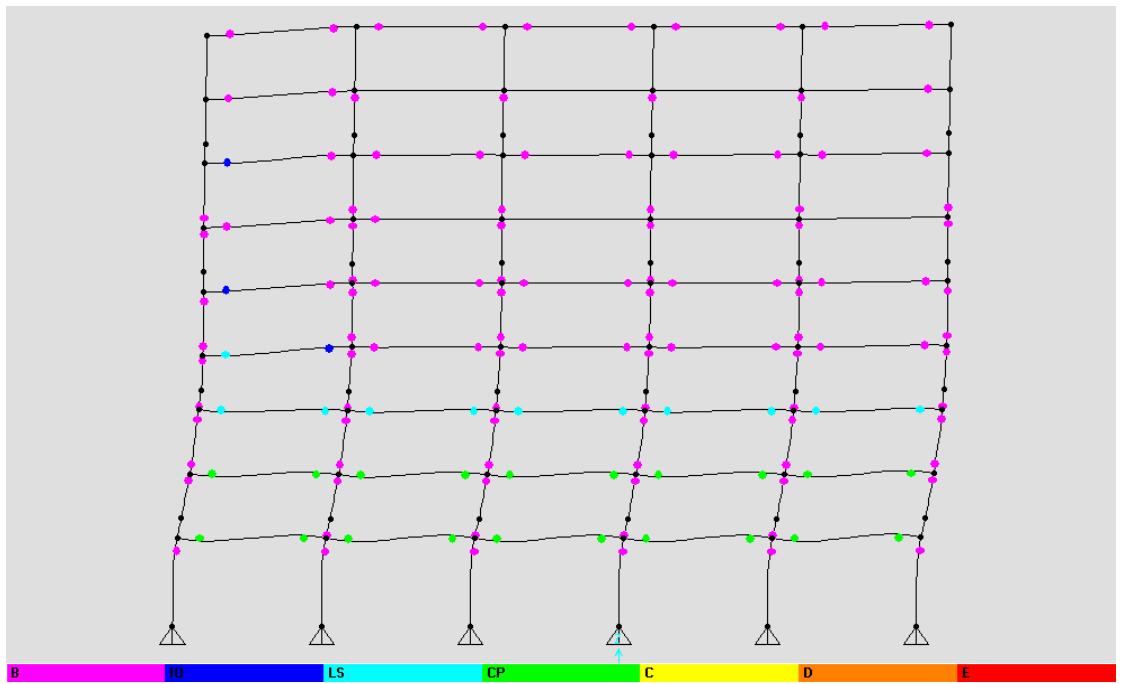
Şekil 5.22: 9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA06 Deprem Hareketi)



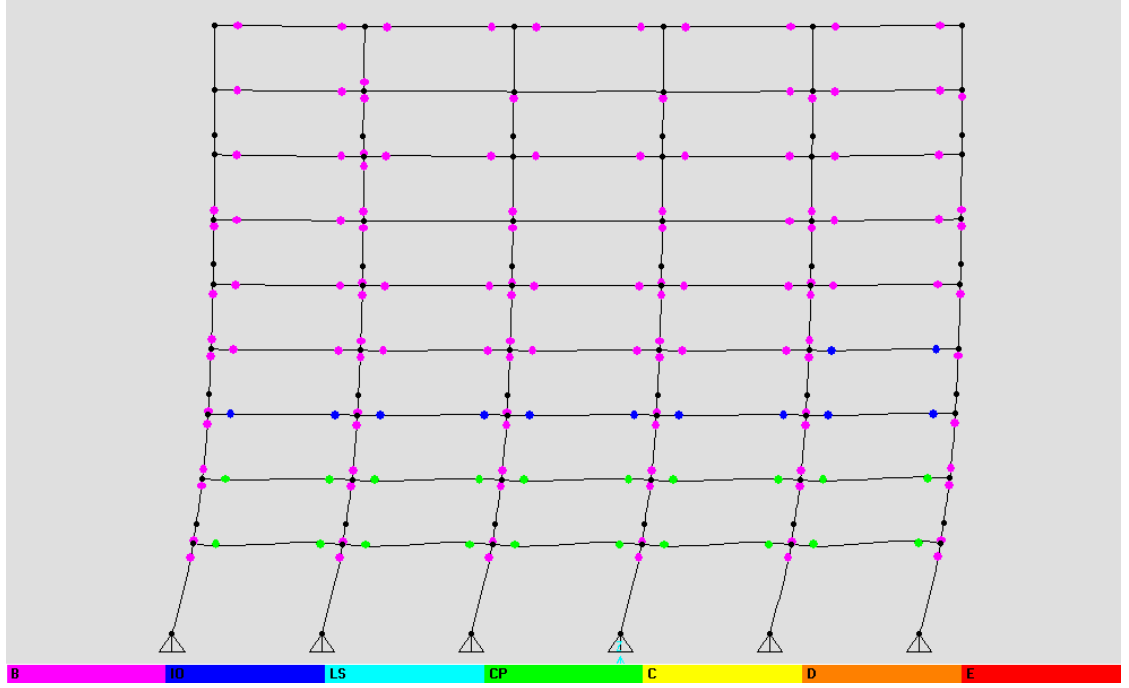
Şekil 5.23 : 9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA10 Deprem Hareketi)



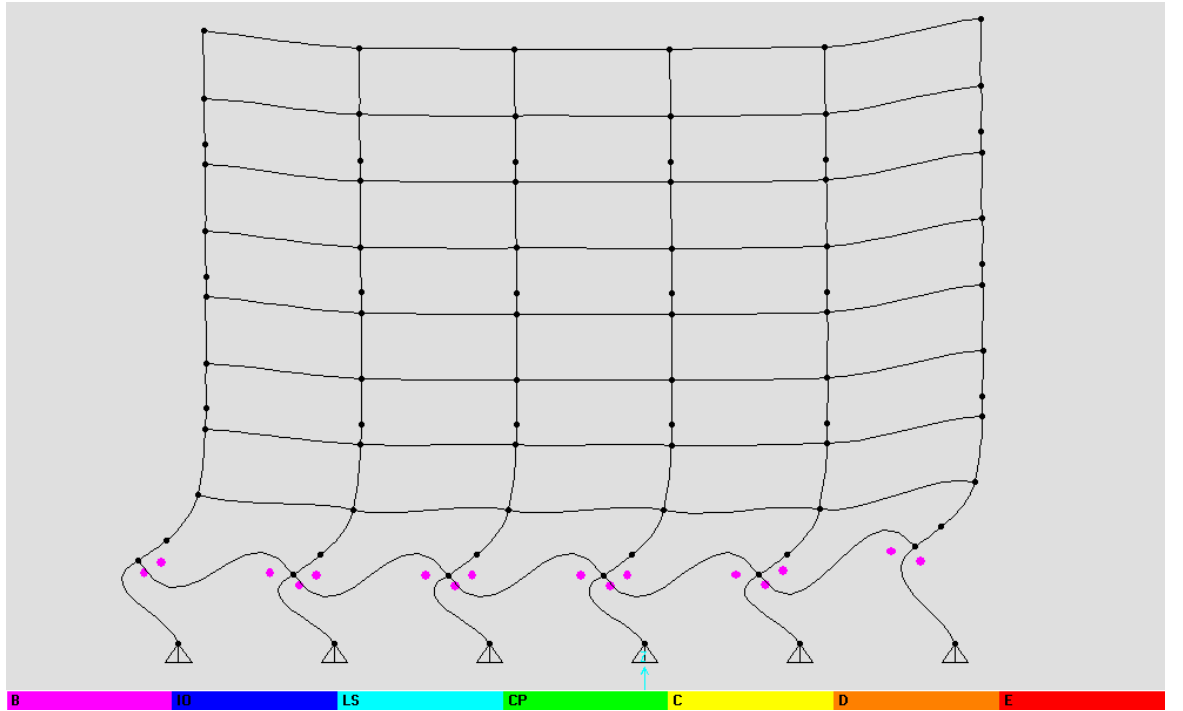
Şekil 5.24: 9- Katlı Çelik Çerçevede Zaman Geçmişi Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA23 Deprem Hareketi)



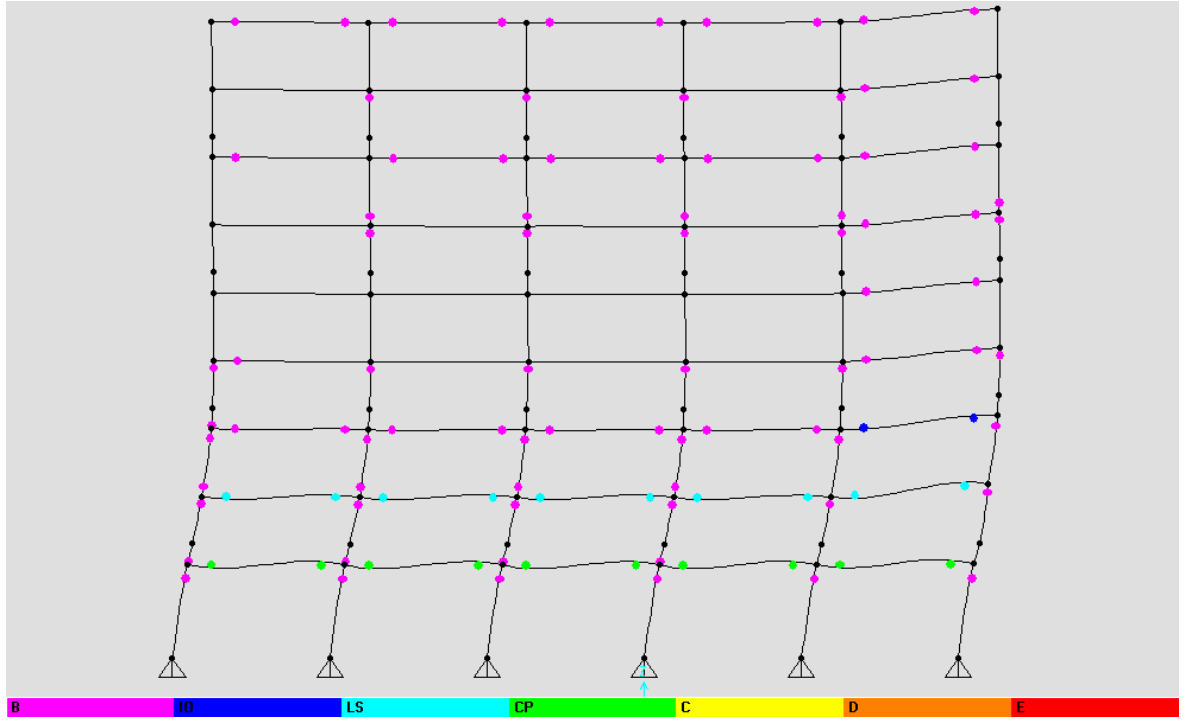
Şekil 5.25: 9- Katlı Çelik Çerçevede Zaman Geçmişi Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA24 Deprem Hareketi)



Şekil 5.26: 9- Katlı Çelik Çerçevede Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA34 Deprem Hareketi)



Şekil 5.27: 9- Katlı Çelik Çerçevede Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA39 Deprem Hareketi)



Şekil 5.28: 9- Katlı Çelik Çerçeve Zaman Geçmiş Analizleri Sonucu Oluşan Şekildeğiştirme ve Plastik Mafsallar (LA40 Deprem Hareketi)

6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

6.1. Sonuçlar

Bu çalışmada; yapılan doğrusal olmayan zaman geçmişi analizleri sonucunda aşağıda yorumlar çıkarılmıştır.

6.1.1. Ps/Pty Oranları

- ❖ 4- ve 9- katlı çelik çerçevelerde, kolon eklerinin bulunduğu katlarda eksenel kuvvet talep/kapasite oranları, dış kolonlarda iç kolonlara nazaran iki katına yakın fazla değerler olduğu görülmüştür.
- ❖ Deprem şiddetlerine göre eksenel kuvvet talep/kapasite oranlarına bakıldığında, deprem şiddetlerine bağlı olarak bir artış gözlemlense de bu artışın çok az olduğu görülmüştür.
- ❖ En şiddetli deprem LA34 (0,68 g) ile en az şiddetli LA06 (0,23 g) etkisindeki eksenel kuvvet talep/kapasite oranlarına bakıldığında %10 bir farkın olduğu görülmüştür.
- ❖ Kolon eklerinin bulunduğu katların üstündeki ve altındaki kolonlardaki eksenel kuvvet talep/kapasite oranlarına baktığımızda üst kolondan-alt kolona doğru bir artışın olduğu görülmüştür.

6.1.2. Ms/Mp Oranları

- ❖ 4- ve 9- katlı çelik çerçevelerde, kolon eklerinin bulunduğu katlarda; iç kolonlardaki moment talep/kapasite oranlarının dış kolonlardaki oranlara göre daha fazla görülmüştür.

- ❖ En şiddetli deprem LA34 (0,68 g) ile en az şiddetli LA06 (0,23 g) etkisindeki moment talep/kapasite oranlarına baktığımızda, kolon eklerinde bakıldığında yaklaşık 4 katlık bir farkın olduğu görülmüştür.
- ❖ Kolon ekleri bulunduğu katların üstündeki ve altındaki kolonlarda moment talep/kapasite oranlarına bakıldığında, kolon eklerinde bu oranların azaldığı görülmüştür.
- ❖ Deprem şiddetleri artıkça kolon eklerindeki moment talep/kapasite oranlarının arttığı görülmüştür.

6.2. Öneriler

Bu çalışmadan elde edilen sonuçlara göre aşağıdaki önerilerde bulunabilir.

- a. Bu çalışmada alçak ve orta yükseklikteki binalar kullanılmıştır. Aynı çalışma yüksek katlı yapılar içinde yapılabilir.
- b. Bu çalışmada 5'er adet gerçekleşme olasılığı %2 ve % 10 olan deprem hareketleri kullanılmıştır. Daha fazla deprem hareketi kullanılarak daha gerçekçi sonuçlar elde edilebilir.
- c. Detaylı bir sonlu elemanlar modeli yardımıyla kısmi ve tam nüfuzlu küt kaynakların davranışları incelenmeli ve yönetmelikte tam nüfuzlu küt kaynak çatı bu çalışmalardan elde edilen sonuçlarla birlikte değerlendirilmiştir.

KAYNAKLAR

- 1) Ohtori, Y. ; Christenson, R.E. and Spencer, B.F. (2000), Benchmark Control Problems for Seismically Excited Nonlinear Buildings, University of Notre Dame, Indiana 46556-0767,USA
- 2) Akbaş, B., and Shen, J., “Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı ve Enerji Kavramları”, İMO Teknik Dergi, 2877-2901, Nisan 2003.
- 3) Akbaş, B., Kara, F.İ., ve Mert Tuğsal, Ü., “Alçak-, Orta- ve Yüksek Katlı Çelik Çerçevelerde Öteleme Analizleri ve Doğrusal Olmayan Zaman Geçmiş Analizlerinin Karşılaştırılması”, GYTE-BAP, 02-A-02-01-03,Eylül 2003.
- 4) AISC-LRFD, Seismic Design Provisions,2002.
- 5) Akbaş, B. “ Çelik Yapılar Ders Notları ” ,(2000) , GYTE.
- 6) Shen, J. and Akbaş B. (1999) “ Seismic Energy Demand in Steel Moment Frames.” Journal of Earthquake Engineering 3(4), 519-559.
- 7) Beam –Column Element for Nonlinear Seismic Analysis of Steel Frames Kim, K.D. and Engelhardt, M.D. ,Member, ASCE Journal of Structural Engineering / August 2000.
- 8) Shen, J. and Akbaş, B. (2000) “ Hysteresis Energy in Moment Frames ,” in The Engineering Science of Structures, A Special Volume Honoring Sidney A. Guralnick, ed. J. Shen., Illinois Institute of Technology, pp. 112-138
- 9) Astanek, A. Steel Column-Tree Moment Resisting Frames, Departmen of Civil and Evironmental Engineering University of Clifornia,1997, USA.

- 10) Gregory, A. ; Macrae A. ; Kimura, Y. and Roeder, C.W. System Considerations for Concentrically Braced Steel Frames with CFT Columns, University of Washington, USA.
- 11) Bertero, R.D., and Bertero, V.V., Teran-Gilmore A. "Performance-Based Earthquake-Resistant Design Based on Comprehensive Design Philosophy and Energy Concepts. Proceedings of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering", Acapulco, Mexico. Paper No. 2125. Oxford: Pergamon, 1996.
- 12) Tezer, Övünç "Zayıflatılmış Kiriş Enkesitli Kiriş- Kolon Birleşimleri, TMH Türkiye Mühendislik Haberleri sayı 435-2005/1
- 13) Bertero, V.V., and Teran-Gilmore, A., "Use of Energy Concepts in Earthquake-Resistant Analysis and Design: Issues and Future Directions, Advances in Earthquake Engineering Practice: Series 2", University of California, Berkeley, 1994.
- 14) Youssef, N.F.G. ; Bonowitz, D. And Gross J.L. , A Survey of Steel Moment-Resisting Frame Buildings Affected by The Northridge Earthquake, Building Fire Research Laboratory National Institute of Standards and Technology Gaithersburg, 1995
- 15) Bertero, V.V., and Bertero, R.D., (1994), "Earthquake-Resistant Design of Structures: Conceptual Numerical Earthquake-Resistant Design of Tall Reinforced Concrete Buildings", Advances in Earthquake Engineering Practice: Series 2, University of California, Berkeley.
- 16) Bertero, V.V., "Comprehensive Earthquake-Resistant Design Approach", Vision 2000-Part 2, 1995.
- 17) Celep, Z., ve Kumbasar, N., "Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı", İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2000.

- 18) FEMA 273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, 1997.

- 19) Conte, J.P., Pister, K.S., and Mahin, S.A., “Influence of the Earthquake Ground Motion Process and Structural Properties on Response Characteristics of Simple Structures”, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-90/09, 1990.

- 20) Housner, G.W., “Limit Design of Structures to Resist Earthquakes”, Proc. of the First World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, California, 5-1 to 5-3, 1956.

- 21) Krawinkler, H., and Al-Ali, A., “Seismic Demand Evaluation for a 4-Story Steel Frame Structure Damaged in the Northridge Earthquake”, The Structural Design of Tall Buildings, 5, 1-27, 1996.

- 22) SAP-2000, Version 9.03, Structural Analyses Program, CSI, USA,

- 23) Mahin, S.A., and Lin, J., “Construction of Inelastic Response Spectra for Single-Degree-of-Freedom Systems”, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Report No. UCB/EERC-83/17, 1983.

- 24) Deren, H. ; Uzgider, E ve Piroğlu, F. “ Çelik Yapılar ” İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul, 2004

- 25) Fajfar, P., and Gasperic, P., “The N2 Method for the Seismic Damaga Analysis of RC Buildings”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25, 1996.

- 26) Fajfar, P., Vidic, T., and Fischinger, M., "On the Energy Input Into Structures, Proc. of the Pacific Conference on Earthquake Engineering, Auckland", New Zealand, 1, 81-92, 1991.
- 27) Fajfar, P., and Vidic, T., "Consistent Inelastic Design Spectra: Hysteretic and Input Energy", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 23, 523-537, 1994.
- 28) Hadjian, A.H., "A Re-Evaluation of Equivalent Linear Models for Simple Yielding Systems", Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 10, 759-767, 1982.
- 29) Kilar, V., and Fajfar, P., "Simplified Pushover Analysis of Building Structures", 11th WCEE, Acapulco, Mexico, 1996.
- 30) Kuwamura, H., and Galambos, T.V., "Earthquake Load for Structural Reliability", Journal of Structural Engineering, 115, 6, 1989.
- 31) Kuwamura, H., Akiyama, H., and Kirino, Y., "Prediction of Earthquake Energy Input from Smoothed Fourier Amplitude Spectrum", Journal of Construction Engineering: Transaction of AIJ, No. 442, 53-60, 1992.
- 32) Li, R., and Pourzani, M., "Sensitivity Of Buildings Response To Nonlinear Analysis Models", Struct. Design Tall Buildings, 8, 15-35, 1999.
- 33) Nicoletti, J., "Static Nonlinear Pushover Analysis", Vision 2000, Part2, 1995.

- 34) Nurtuğ, A., and Sucuoğlu, H., "Prediction of Seismic Energy Dissipation in SDOF Systems", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24, 1215-1223, 1995.
- 35) Qi, X., and Moehle, J.P., "Displacement Design Approach for Reinforced Concrete Structures Subjected to Earthquakes", Report No. UCB/EERC-91/02, University of California, Berkeley, 1991.
- 36) Penzien, P., "Elasto-Plastic Response of Idealized Multi-Story Structures Subjected to a Strong Motion Earthquake", *Proc. of the Second World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo and Kyoto, 1960.
- 37) Saaidi, M. and Sözen, M.A., "Simple Nonlinear Seismic Analysis of RC Structures", *Journal of Structural Division, ASCE*, 107, 937-952, 1981.
- 38) SEAOC, "Performance Based Seismic Engineering of Buildings", San Francisco, Vision 2000, 1995.
- 39) Sucuoğlu, H., Dicleli, M., and Nurtuğ, A., "An Analytical Assessment of Elastic and Inelastic Response Spectra", *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21, 386-395, 1994.
- 40) Tso, W.K., Zhu, T.J., and Heidebrecht, A.C., "Seismic Energy Demands on Reinforced Concrete Moment-Resisting Frames", *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22, 533-545, 1993.
- 41) Uang, C.M., and Bertero, V.V., "Use of Energy as a Design Criterion in Earthquake-Resistant Design", *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*, Report No. UCB/EERC-88/18, 1988.
- 42) Veletsos, A.S., and Newmark, N.M., "Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Engineering", *Proc. of the*

Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo and Kyoto,
895-912, 1960.

ÖZGEÇMİŞ

1977 yılında Besni, Adıyaman’da doğdu. İlk ve orta öğretimini İstanbul Halkalı İlköğretim Okulunda tamamladıktan sonra lise eğitimini İstanbul K.Çekmece Mehmet Akif Ersoy Lise’sinde yaptı. 1995 senesinde Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazandı. 1999 yılında mezun olduktan sonra 1 sene özel sektörde inşaat mühendisi olarak çalıştı. 2001 yılında İstanbul, Esenler Belediyesi’nde göreve başladı. Halen, Esenler Belediyesi Yapı Kontrol Müdürlüğünde İnşaat Mühendisi olarak görev yapmaktadır.