

**SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇELİK YAPI SİSTEMLERİNDE
LİNEER OLMAYAN DAVRANIŞIN İNCELENMESİ VE
DEPREM DAVRANIŞ KATSAYISININ BELİRLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Erkut ŞAHALOĞLU

501011108

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği

TEMMUZ 2004

**SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇELİK YAPI SİSTEMLERİNDE
LİNEER OLMAYAN DAVRANIŞIN İNCELENMESİ VE
DEPREM DAVRANIŞ KATSAYISININ BELİRLENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Erkut ŞAHALOĞLU

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği

Tez Danışmanı : Doç . Dr . Filiz PİROĞLU

TEMMUZ 2004

ÖNSÖZ

Bu çalışmada süneklik düzeyi yüksek dışmerkez güçlendirilmiş çelik yapı sistemlerinin lineer olmayan davranışları incelenmiş ve buna bağlı olarak taşıyıcı sistem davranış katsayısı hesaplanmıştır .

Yüksek lisans tezi süresince , bilgi ve deneyimlerinden yararlanma fırsatını bulduğum danışman hocam Sayın Doç. Dr. Filiz PİROĞLU başta olmak üzere , ilgi ve yardımları ile bana destek olan Sayın Prof. Dr. Erdoğan UZGİDER ' e en içten teşekkürlerimi sunarım .

Üzerimde büyük emekleri olan aileme ve arkadaşlarıma çok teşekkür ederim .

Temmuz, 2004

İstanbul

Erkut ŞAHALOĞLU

İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ	ii
TABLO LİSTESİ	v
ŞEKİL LİSTESİ	vi
SEMBOL LİSTESİ	vii
ÖZET	ix
SUMMARY	xi
1 . GİRİŞ	1
1.1 Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımında Performans Seviyeleri	1
1.2 Depreme Dayanıklı Yapılarda Aranacak Özellikler	3
1.3 Süneklik Düzeyi Yüksek Çerçevelerin Tasarımı	4
1.3.1 Çeliğin Sünekliği , Enerji Yutma Özelliği ve Plastik Mafsal	4
1.3.1.1 Süneklik ve Enerji Yutma Özelliği	4
1.3.1.2 Plastik Mafsal Kavramı	5
1.4 Sünek Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri	6
1.4.1 Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri	6
1.4.2 Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri	9
2 . TAŞIYICI SİSTEM DAVRANIŞ KATSAYISI (R)	14
2.1 Davranış Katsayısı R ' nin Gelişim Süreci	14
2.1.1 Giriş	14
2.1.2 R Katsayısının Gelişimi	15
2.2 R_w Katsayısının Gelişim Süreci	20
2.3 K , R ve R_w Değerlerinin Karşılaştırılması	22
2.4 Deprem Davranış Katsayısının Kullanılışı	23
2.4.1 Giriş	23
2.4.2 Sismik Yapı Şartnamesinde R Katsayısı	23
2.4.2.1 Avrupa ' da Davranış Katsayısı	23
2.4.2.2 Japonya ' da Davranış Katsayısı	24
2.4.2.3 Meksika ' da Davranış Katsayısı	28
2.4.3 Özet	29

2.5	Deprem Davranış Katsayısının Bileşenleri	31
2.5.1	Giriş	31
2.5.2	Yapı Dizaynına R Katsayısının Etkisi	31
2.5.3	Yapının Kuvvet - Deformasyon Davranışı	33
2.5.4	Kuvvet Deformasyon İlişkisinin Deneysel Değerlendirmesi	35
2.5.5	R Katsayısının Ana Bileşenleri	37
2.5.5.1	Mukavemet Faktörü	38
2.5.5.2	Süneklik Faktörü	41
2.5.5.3	Sönüm Faktörü	43
2.6	Sonuçlar	44
3 .	LİNEER OLMAYAN STATİK ANALİZ (PUSHOVER ANALİZ)	47
3.1	Lineer Olmayan Analiz için Metotlar	47
3.2	Kapasite ve Talep Spektrumunun Belirlenmesi	48
3.2.1	Kapasite Spektrumu Metodunun Kavramsal Gelişimi	
	Kapasite Eğrisinin Kapasite Spektrumuna Dönüştürülmesi	49
3.2.2	Kapasite Spektrumunun Bilineer (iki lineer yaklaşım) Hale Dönüştürülmesi	54
4 .	SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK DIŞMERKEZ GÜÇLENDİRİLMİŞ ÇERÇEVE İÇİN TAŞIYICI SİSTEM DAVRANIŞ KATSAYISININ HESAPLANMASI	55
4.1	Giriş	55
4.2	Çerçeve Hakkında Genel Bilgi ve Kabuller	55
4.3	Ön boyutlandırma	59
4.3.1	Yükler	59
4.3.2	Deprem Yüklerinin Hesaplanması	60
4.3.2.1	Deprem Yüklerinin Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçevelere Dağıtılması	61
4.3.3	Çerçevenin Elastik Analizi	63
4.3.4	Bağlantı Kirişinin Boyutlandırılması	66
4.4	Çelik Çerçevenin Plastik Yüklere Göre Hesabı ve Boyutlandırılması	66
4.5	SAP 2000 Paket Programı Yardımıyla Lineer Olmayan Analiz	75
4.6	Yapı Davranış Katsayısının Hesaplanması	76
5 .	R KATSAYISININ HESAP ALGORİTMASI	78
5.1	Kuzey – Güney Doğrultusunda R Değerinin Hesaplanması	78
5.2	Doğu – Batı Doğrultusunda R Değerinin Hesaplanması	84
6 .	SONUÇLAR	89
	KAYNAKLAR	91
	ÖZGEÇMİŞ	93

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1. : Birçok Çerçeve Sistemi İçin K (1985 UBC) ve R_w (1988 UBC) Değerleri	21
Tablo 2.2. : 1981 Japon Yapı Standartları Kanunu İçerisindeki Çelik Çerçeve Binalar İçin D_s Katsayıları	27
Tablo 2.3. : 1981 Japon Yapı Standartları Kanunu İçerisindeki Betonarme Binalar İçin D_s Katsayıları	28
Tablo 2.4. : Sağlam Zeminler İçin Deprem Davranış Katsayılarının Karşılaştırılması	30
Tablo 2.5. : Çelik Çerçeveler İçin Deneysel Azaltma Katsayıları	37
Tablo 2.6. : Tek Açıklıklı İki Örnek Çerçeve İçin Sismik Davranış Katsayısı	41
Tablo 2.7. : Viskoz Sönümün Bir Fonksiyonu Olarak Sönüm Katsayıları	44
Tablo 4.1. : Katlara Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri	61
Tablo 4.2. : Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçevelere Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri	63
Tablo 4.3. : Çerçevenin Yatay Deplasmanlarına Kesme Kuvveti Nedeniyle Oluşan Deformasyonların Etkisi	64
Tablo 4.4. : Elastik Analiz Sonuçları (1 -1 Aksı)	64
Tablo 4.5. : Çerçevenin Yatay Deplasmanlarına Kesme Kuvveti Nedeniyle Oluşan Deformasyonların Etkisi	65
Tablo 4.6. : Elastik Analiz Sonuçları (A - A Aksı)	65

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 1.1 :	Yapı Performans Seviyeleri	2
Şekil 1.2 :	Çelik Yapıların Elastik ve Plastik Hesabında Kullanılan İdealleştirilmiş Gerilme - Deformasyon İlişkisi	7
Şekil 1.3 :	Kesitte Plastikleşme Safhaları	8
Şekil 1.4 :	Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri	9
Şekil 1.5 :	Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri	10
Şekil 1.6 :	Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçevelerle , Güçlendirilmemiş Rijit Çerçeve Sistemlerinin Yanal Rijitlik Bakımından Kıyaslanması	11
Şekil 1.7 :	Bağlantı Kirişinin Elastik Olmayan Davranışı	11
Şekil 1.8 :	Bağlantı Kirişinin Birleşim Detayı ve Gövde Takviye Levhalarının Teşkili	12
Şekil 1.9 :	Berkitilmiş ve Berkitilmemiş Bağlantı Kirişi Durumlarında Yanal Rijitlik - Deplasman İlişkisi	13
Şekil 2.1 :	R Katsayısının Kullanımıyla Elastik Spektral Davranışın Dizayn Spektrumu Seviyesine İndirgenmesi	16
Şekil 2.2 :	Tek Serbestlik Dereceli Sistem.....	32
Şekil 2.3 :	Taban Kesme Kuvveti - Çatı Deplasmanı İlişkisi	33
Şekil 2.4 :	Kuvvet - Deplasman İlişkisine İki Lineer Doğru Yaklaşımı	34
Şekil 2.5 :	Dayanım ve Süneklik Katsayılarının Deneysel Gelişimi.....	36
Şekil 2.6 :	Tek Açıklıklı İki Çerçeve İçin Terimlerin Tanımlanması.....	42
Şekil 3.1 :	Taban Kesme Kuvveti - Çatı Deplasmanı İlişkisi.....	49
Şekil 3.2 :	Modal Katılma Katsayıları ve Modal Kütle Katsayıları	51
Şekil 3.3 :	ADRS Formatında Karşılık Spektrumları.....	52
Şekil 3.4 :	Kapasite Spektrumu İle Karşılık Spektrumunun Üst Üste Çizilmiş Şekli.....	52
Şekil 3.5 :	ADRS Spektrumuna Dönüştürme	53
Şekil 3.6 :	Kapasite Spektrumunun Bilineer Gösterilişi	54
Şekil 4.1 :	Binanın Plan Görünüşü.....	56
Şekil 4.2a :	1 - 1 Aksına Etkiyen Yatay Deprem Yükleri	57
Şekil 4.2b :	A - A Aksına Etkiyen Yatay Deprem Yükleri	58
Şekil 4.3 :	Yapı elastoplastik eğrisi ve onun elastik yük altındaki davranış eğrisinin durumu.....	76

SEMBOL LİSTESİ

A_0	: Etkin yer ivmesi katsayısı
E	: Elastisite Modülü
I	: Yapı önem katsayısı
W	: Yapı ağırlığı
V_t	: Deprem etkisi ile ortaya çıkan taban kesme kuvveti
μ	: Süneklik oranı
δ_{max}	: Maksimum Yerdeğiştirme
λ	: Narinlik (çubuk burkulma boyunun atalet yarıçapına oranı)
σ_y	: Akma sınır gerilmesi
d	: Kiriş gövde yüksekliği
t_w	: Gövde levhası kalınlığı
M_p	: Eğilme mukavemeti
V_p	: Bağlantı kirişinin kesme cinsinden plastik yük taşıma kapasitesi
W_p	: Kesitin plastik modülü
e	: Bağlantı kirişi uzunluğu
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları
T	: Bina doğal titreşim periyodu
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a (T)$	: Deprem yükü azaltma katsayısı
$S (T)$	: Spektrum Katsayısı
$(\Delta_i)_{max}$	: Göreli kat ötelemelerinin en büyük değeri
N	: Normal (Eksenel) kuvvet
$N_{bağ}$	: Bağlantı kirişi üzerine etkiyen eksenel kuvvet
θ	: Bağlantı kirişinde meydana gelen dönme
ω	: Burkulma katsayısı
σ	: Gerilme
σ_a	: Akma gerilmesi
σ_b	: Yalnız eğilme momenti etkisi altında hesaplanan gerilme
σ_B	: Yalnız eğilme momenti etkisi altında izin verilen gerilme
σ_{bem}	: Yalnız basınç kuvveti etkisi altında izin verilen gerilme
σ_{eb}	: Yalnız eksenel kuvvet etkisi altında hesaplanan gerilme

R_{μ}	: Süneklik Faktörü
R_{ξ}	: Yapının periyoduna bağlı sönüm faktörü
R_s	: Yapının periyoduna bağlı dayanım faktörü
K	: Deprem katsayısı
C	: Yapının periyodunun temel fonksiyonu
Z	: Sismik bölge katsayısı
η	: Sistem eşdeğer viskoz sönümü ξ ile ilişkili bir katsayı
β_0	: İtibari - ivme spektrumuna karşı gelen büyütme katsayısı
S_a	: Spektral İvme
S_d	: Spektral Deplasman

SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇELİK YAPI SİSTEMLERİNDE LİNEER OLMAYAN DAVRANIŞIN İNCELENMESİ VE DEPREM DAVRANIŞ KATSAYISININ BELİRLENMESİ

ÖZET

Sismik aktivitesi yüksek bölgelerde yapıların yeterli bir güvenlik seviyesine sahip olarak ekonomik bir şekilde inşası , yapıların deprem yükleri etkisi altındaki lineer olmayan davranışları ve süneklik düzeyleri ile çok yakından ilgilidir. Bu durum dünyada meydana gelen büyük depremler sonrasında sünek çelik yapıların önemini daha da artırmıştır. Süneklik düzeyi yüksek bir yapının maruz kalacağı yatay yüklerin şiddetinin sünek olmayan bir yapıninkine göre maruz kalacağı yatay yüklerin şiddetinden çok daha az olması , bu tür yapılara verilen önemin doğruluğunu göstermektedir.

Son yıllarda teknolojik alanda meydana gelen gelişmeler sonucunda ortaya çıkan lineer olmayan analiz yapabilen paket programlardan faydalanarak , yapıya etkiyecek deprem yükleri sonucunda , yapının davranışlarının ve göçme güvenliklerinin gerçekçi bir şekilde belirlenmesi mümkün olmuştur. Lineer olmayan analiz (Pushover) sonucunda plastik mafsalları , yapının kapasite spektrum eğrisi , taban kesme kuvveti - çatı deplasmanı eğrisi gibi veriler elde edilmekte ve bu sonuçların değerlendirilmesiyle sistemin süneklik oranı bulunabilmektedir.

Bütün bu hususlar dikkate alınarak dışmerkez güçlendirilmiş çelik bir çerçevenin deprem yükleri etkisi altındaki lineer olmayan davranışlarının incelenmesini ve bunun sonucunda deprem davranış katsayısının hesaplanmasını amaçlayan bir araştırma gerçekleştirilmiştir.

Tez esas itibari ile altı bölümden oluşmaktadır.

Tezin birinci bölümünde süneklik düzeyi yüksek sistemler hakkında bilgi verilmiş bunun yanında yapı performans seviyeleri açıklanmıştır.

Tezin ikinci bölümünde ise deprem davranış katsayısının (R) gelişim süreci , değişik ülkelerdeki kullanılışı ve hesaplanmasında izlenen prosedür hakkında bilgi verilmiştir.

Üçüncü bölümde lineer olmayan statik analiz (Pushover) hakkında bilgi verilmiştir.

Tezin dördüncü bölümünde ele alınan süneklik düzeyi yüksek dışmerkez güçlendirilmiş çelik çerçeve için sistem davranış katsayısının hesaplanması gösterilmiştir . Burada öncelikle deprem etkisi altındaki çerçevenin elastik analizi yapılmış , bağlantı kirişi boyutlandırılmış ve çelik çerçevenin plastik yüklere göre hesabı yapılmıştır.

Tezin beşinci bölümünde R katsayısının hesap algoritması verilmiştir.

Tezin Son bölümü ise bu çalışmada verilen sonuçların açıklanmasına ayrılmıştır.

NON - LINEAR BEHAVIOUR OF STEEL STRUCTURES WITH HIGH DUCTILITY LEVEL AND EVALUATION OF RESPONSE MODIFICATION FACTORS

SUMMARY

The safe and economical design of structures in seismic regions is closely related to the non - linear behaviour and ductility level of structural systems . The importance of steel structures with high ductility level has understood beter after big earthquakes.

As a result of the devoplements in advanced analysis and design metods many computer programs that achieve to verify non - linear analysis have developed. These type of softwares gives us the real response of the structure . As a result of non-linear analysis , it will be possible to obtain capacity spectrum curve , $V - \Delta$ curve and the formations of plastic hinges of the structure. According to the data that obtain from non - linear analysis , it is possible to determine the ductility ratio.

Based on these ideas , a research is conducted to study the non - linear behaviour of eccentrically braced frame structures and determine the response modification factors.

The thesis consist of six chapters.

In the first chapter of the thesis , informations about systems with high ductility level are given. In addition , performance levels are explained.

In the second chapter ; history of response modification factors , R factors in seismic building codes for different countries and the evaluation of response modification factors are defined.

Third chapter is devoted to the non - linear static analysis (Pushover).

In the fourth chapter of the thesis , the evaluation of the response modification factor for the eccentrically braced frame structure is given. The chapter also contains , the elastic analysis of the frame and the design of steel frame with plastic loads.

The last chapter covers the conclusions of the study.

1 . GİRİŞ

Deprem bölgelerinde yer alan yapıların güvenli ve ekonomik olarak tasarımı , yapı taşıyıcı sistemlerinin herhangi bir deprem etkisi altında lineer olmayan davranış göstermeleri ve süneklik düzeyleri ile yakından ilişkilidir. Bunun içindir ki , son yıllarda gelişen teknolojik imkanlar vasıtasıyla süneklik düzeyi yüksek çelik yapı tasarımı önem kazanmıştır.

Sünek çelik yapılar , özellikle 1994 ' de meydana gelen Northridge ve 1995 'de meydana gelen Hyogo - ken Nanbu (Kobe) depremlerinden sonra daha da önem kazanmıştır. Sünek bir yapının enerji yutma özelliği nedeniyle herhangi bir depremde maruz kalacağı yatay yüklerin şiddeti , süneklik düzeyi düşük bir yapıya göre çok daha azdır. Bu özellik , 1997 yılında yürürlüğe giren " Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY ' 97) " Bölüm 6.5 ' te tanımlanmış olan deprem yükü azaltma katsayısı ile hesaba katılmıştır. [1,2]

Bu hususlar dikkate alınarak ; süneklik düzeyi yüksek dışmerkez güçlendirilmiş çelik bir çerçeveye deprem yüklerinin etkimesi halinde yapının göstereceği lineer olmayan davranışın incelenmesi üzerine bir araştırma yapılmıştır. Bu tez çalışması söz konusu araştırmanın esaslarını , ayrıntılarını ve sonuçlarını kapsamaktadır.

1.1 DEPREME DAYANIKLI YAPI TASARIMINDA PERFORMANS SEVİYELERİ

Yapının deprem yükleri etkisi altındaki davranışını belirlemek için SAP2000 analiz programından faydalanılmıştır. SAP 2000 analiz programı ATC 40¹ ve FEMA 273² 'ü veri tabanı olarak elastoplastik analiz yapan bir programdır.

ATC 40 ' da yapılar için beş farklı performans seviyesi tanımlanmıştır. Bu performans seviyeleri yardımıyla , yapının önemi , kullanım amacı ve yapıdan beklenen performans göz önünde bulundurularak yapının hangi seviyeye göre dizayn edileceğine karar verilebilir. Bu performans seviyeleri şunlardır :

1.1.1 Acil Kullanım (Immediate Occupancy) , SP - 1

Bu kategoriye deprem sonrasında çok sınırlı yapısal hasar durumu olması gereken yapılar girer. Esas düşey ve yatay taşıyıcıların hemen hepsinin deprem öncesi karakteristiklerini ve kapasitelerini korumaları gerekliliği öngörülmektedir. Bu tür yapıların oldukça rijit hale getirilerek sağlıklı bir şekilde acil kullanıma hazır olmaları sağlanır. Bu tür yapılara hastaneler örnek olarak gösterilebilir.

1.1.2 Hasar Kontrolü (Damage Control) , SP - 2

Spesifik olarak açıklanmış bir seviye değildir. Yapının acil kullanım performans seviyesi ile yaşam güvenliği performans seviyesi aralığında bir hasara uğraması istenmektedir. Değerli yapıların ve içindekilerin hasar görmemesi için kullanılan bir seviyedir fakat acil kullanım söz konusu değildir. Bu tür yapılara tarihi binalar ve korumaya alınmış eserler içeren binalar örnek olarak gösterilebilir.

1.1.3 Yaşam Güvenliği (Life Safety) , SP - 3

Bu seviyeye dahil olan yapılarda deprem sonrası önemli hasarların olması beklenir. Buna karşın yapının kısmi yada toptan göçmesine karşı bir takım sınırlamalar içerir. Yapının hasar seviyesi yapısal stabilite seviyesinden daha düşüktür. Bu seviyeye göre dizayn edilecek yapılarda yapı içerisindeki ve yapı dışındaki insanların can kaybının mutlaka önlenmesi gerekmektedir. Bu performans seviyesine mensup yapılar , her zaman ekonomik olmamakla birlikte , deprem sonrası onarımla yaşanabilir yapılar olacak şekilde dizayn edilirler. Bu tür yapılara örnek olarak konutlar gösterilebilir.

¹ Applied Technology Council , California

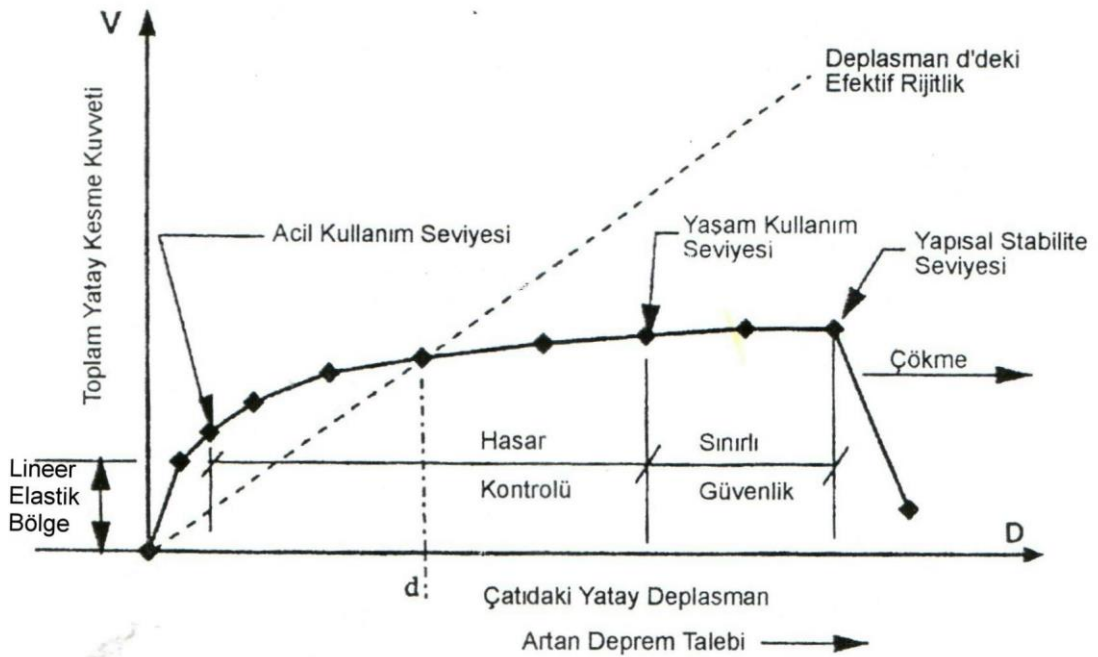
² Federal Emergency Management Agency

1.1.4 Sınırlı Güvenlik (Limited Safety) , SP - 4

Bu performans seviyesi de spesifik bir seviye değildir. Bu kategoriye göre dizayn edilecek yapılarda deprem sonrası yaşam güvenliği performans seviyesinden daha fazla , yapısal stabilite performans seviyesinden daha az hasar meydana gelmesi beklenir.

1.1.5 Yapısal Stabilite (Structural Stability) , SP - 5

Bu seviyeye göre dizayn edilecek yapılarda kısmen veya tamamen göçmeler beklenir. Yapıda herhangi bir göçme meydana gelmese de , yapının rijitliği ve dayanımında önemli gerilemeler oluşur. Bu duruma rağmen yapının önemli elemanları esas yükleri taşıyabilmektedir. Deprem sonrasında hasar gören bu sınıfa mensup yapıların onarılması ekonomik olmaz.[3,14]



Şekil 1 .1 Yapı performans seviyeleri

1.2 DEPREME DAYANIKLI ÇELİK YAPILARDA ARANACAK ÖZELLİKLER

1.2.1 Süneklik

Göçme sırasındaki toplam şekil değiştirmelerin lineer şekil değiştirmelere oranı sistem süneklik oranı olarak tanımlanmaktadır. Göçmeden önce yapı yeterli düzeyde lineer olmayan şekil değiştirme yapabilmeli , yani sistem süneklik oranı büyük değerler almalıdır. Sistem süneklik oranının büyük olması , yüksek şiddetteki depremlerde meydana gelen elastoplastik davranış sırasında yapının tükettiği 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.

Çok katlı çelik yapıların yatay rüzgar 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 çerçeveler 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. [4]

1.1.2 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.

1.1.3 Dayanım

Dizayn 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.

1.3 SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK ÇERÇEVELERİN TASARIMI

Bu bölümde ; süneklik tanımı , süneklik ile bir taşıyıcı sistemin enerji yutma kapasitesi arasındaki ilişki , plastik mafsallık kavramı , taşıyıcı sistemlerin ve elemanlarının süneklik kapasitelerini etkileyen faktörler ve sünek tasarım ilkeleri kısaca verilecektir.

1.3.1 Çeliğin Sünekliği , Enerji Yutma Özelliği ve Plastik Mafsallık

1.3.1.1 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 kısalması için ihtiyaç duyulan enerji , plastik kuvvet ile plastik deformasyonun çarpımı olarak hesaplanır ve histerik enerji olarak adlandırılır. Kinetik ve elastik deformasyon enerjisinin tersine , histerik enerji geriye dönüşü olmayan , sarfedilmiş enerjidir. Artan ve daha sonra boşalan yükleme halinde , E_H olarak gösterilecek histerik enerji ,

$$E_H = P_y (\delta_{\max} - \delta_y) \quad (1.1)$$

şeklinde hesaplanır.

Süneklik oranı ise aşağıdaki gibi tanımlanır :

$$\mu = \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \quad (1.2)$$

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.

$$E_d = E_H + E_e + E_K \quad (1.3)$$

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 , bu şekilde de deprem yükü etkisi altında yapıların dayanıklılığını artırdığı anlamına gelir.[2]

1.3.1.2 Plastik Mafsal Kavramı

Sünek çelik yapı tasarımını doğru anlayabilmek için , plastik mafsal kavramının bilinmesi gerekir. Bunun için , Şekil 1 . 2 ' de görülen , açıklık ortasından P tekil yükü ile yüklenmiş bir basit kirişi ele alalım. Ayrıca , Şekil 1 . 2 'de verilmiş olan ve çelik yapıların elastik ve plastik tasarımında kullanılan idealleştirilmiş gerilme - deformasyon ilişkisini de göz önünde tutarak , P yükünün belirli bir değerinde , kirişin en dış liflerinin akma sınır gerilmesine (σ_y) ulaştığını düşünelim . P ' nin değeri daha da artırılsa , 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 1 . 2 ' de verilen gerilme - deformasyon ilişkisi uyarınca , yükün artırılmasıyla gerilme σ_y ' nin üstüne çıkamaz. Buna karşılık deformasyonlar çok büyük değerlere ulaşabilir. Şekil 1 . 2a ve 1 . 2b ' de görüldüğü gibi , M_2 ve M_p momentleri (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 plastik 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 karşı gelen M_p momentini oluşturan P yükü değeri tekrar arttırılmaya 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 ulaşıldığı anda , bu kesitin yer aldığı kiriş noktasında " plastik mafsal " oluşmuştur denir. Şekil 1 . 3 ' de bu durum ayrıntılı olarak görülmektedir.

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

$$M_p = W_{px} \cdot \sigma_y \quad (1.4)$$

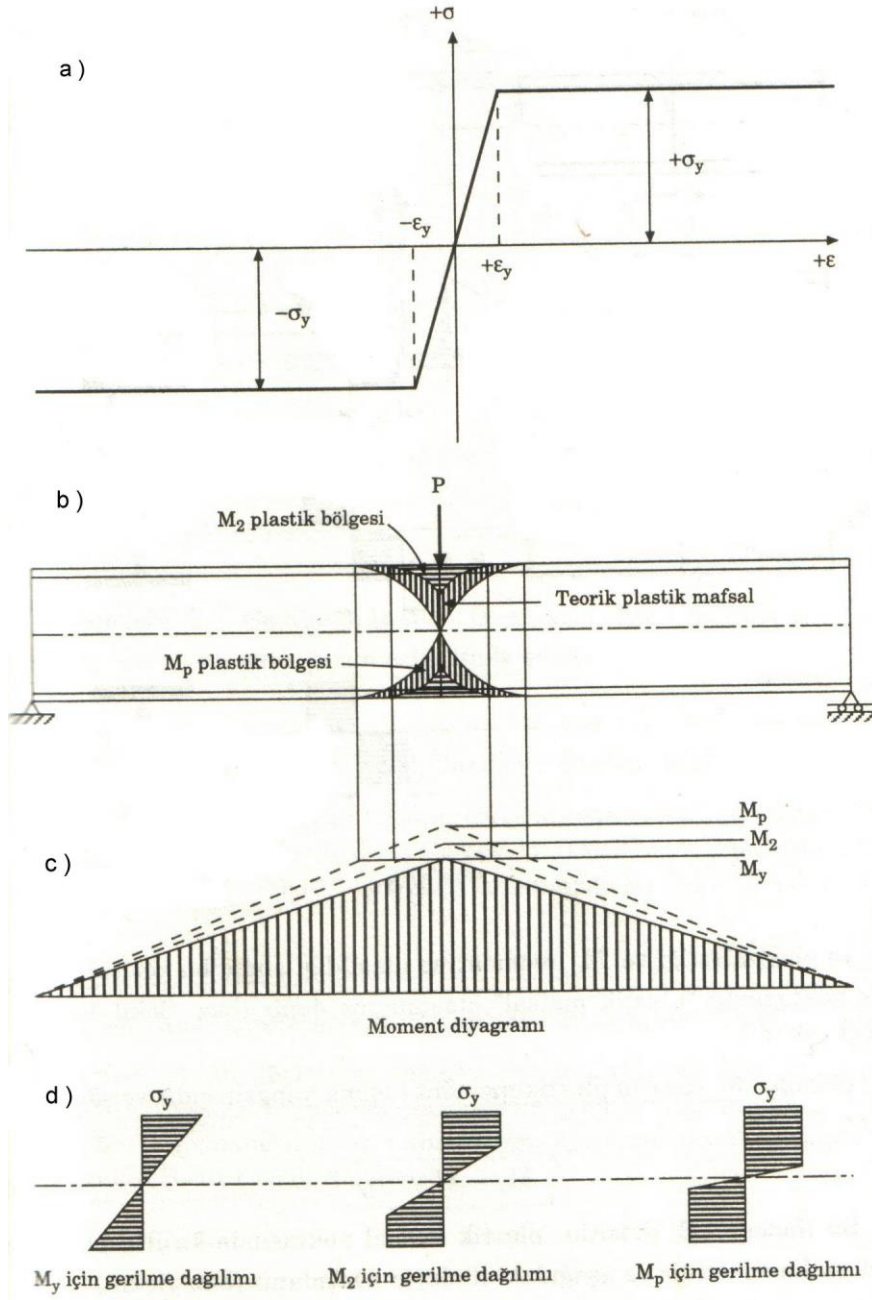
1 . 4 SÜNEK GÜÇLENDİRİLMİŞ ÇERÇEVE SİSTEMLERİ

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

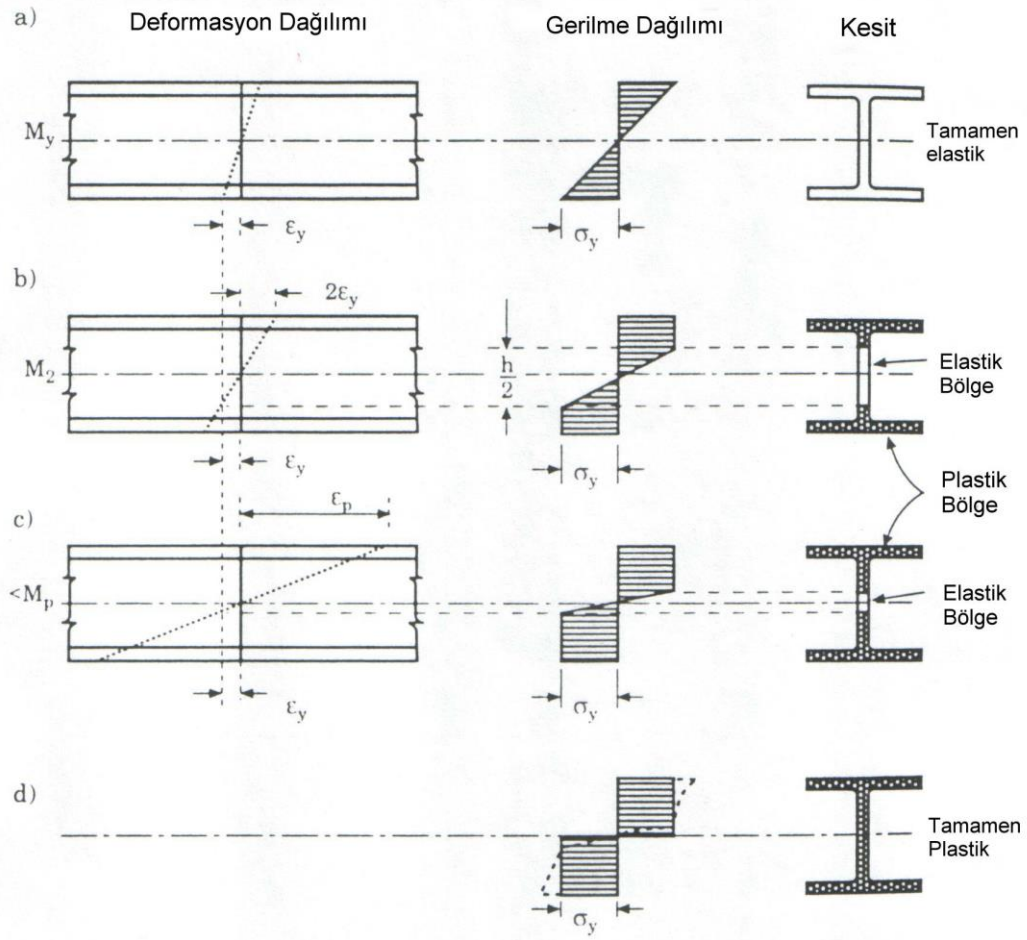
1 . 4 . 1 Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri (MGÇ)

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 , rüzgar yüklerini lineer elastik bölgede kalarak taşıyabilmesi amacıyla geliştirilmiştir. Diyagonal güçlendirme elemanları daima çekme kuvveti altında çalışacak şekilde tasarımı yapılan MGÇ sistemleri , genellikle yapılarda rüzgar yüklerinin taşınması için kullanılır. Bu tip MGÇ sistemlerinde diyagonal güçlendirme elemanları X formunda yerleşmiş olup , her bir güçlendirme elemanının narinliği oldukça yüksektir ($\lambda > 300$). Bu özellikteki güçlendirme elemanları genellikle korniyer , yuvarlak çelik 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.

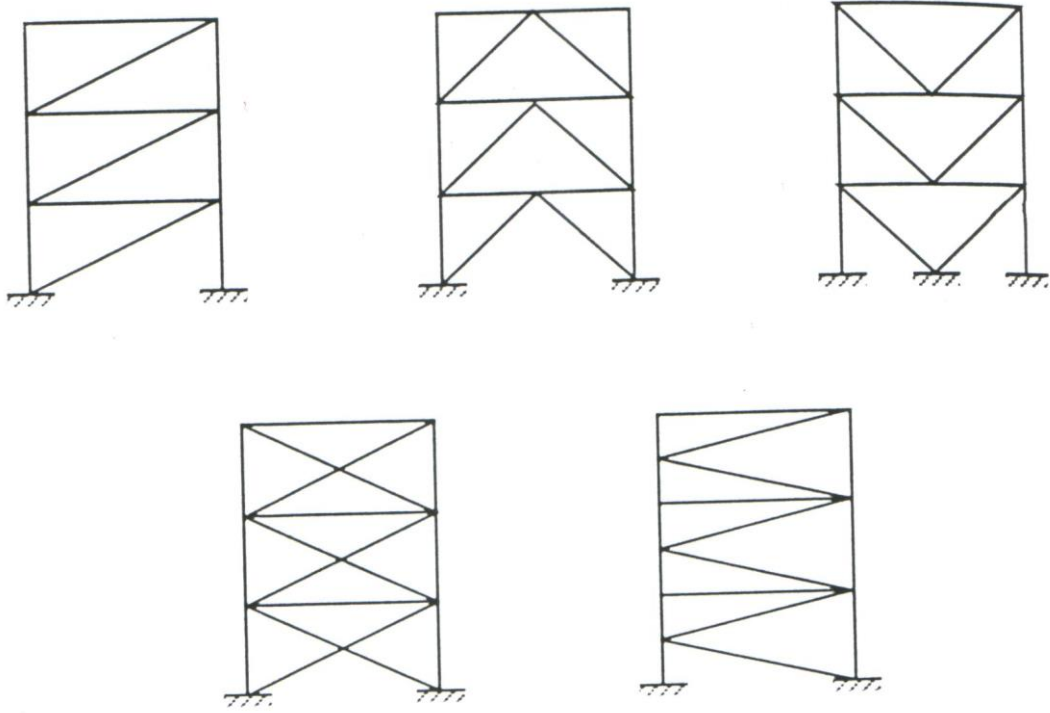


Şekil 1.2 Çelik Yapıların Elastik ve Plastik Hesabında Kullanılan İdealleştirilmi Gerilme - Deformasyon İlişkisi ile Kesitte Plastikleşme



Şekil 1.3 Kesitte Plastikleşme Safhaları

Aşağıda en çok kullanılan MGÇ sistemleri Şekil 1 . 4 ' de verilmiştir.

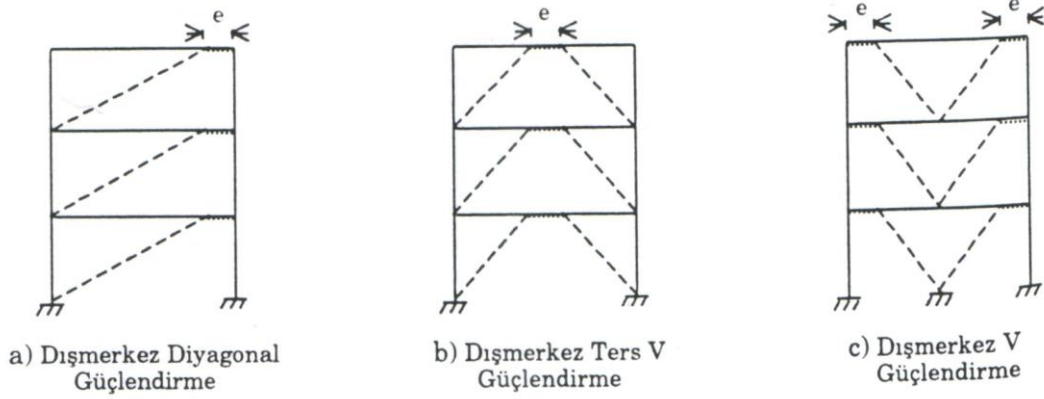


Şekil 1.4 Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri

1 . 4 .2 Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri (DGÇ)

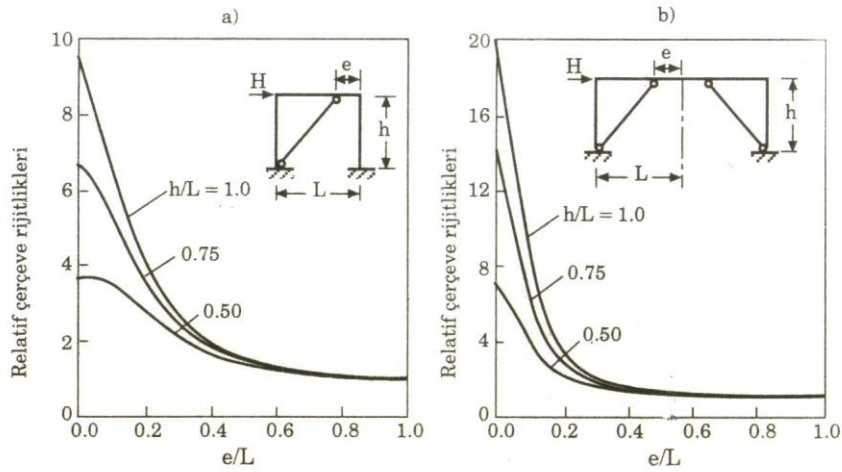
Dışmerkez olarak güçlendirilmiş çerçeve sistemleri (DGÇ) , yüksek elastik rijitliğe , çevrimsel yatay yükler altında stabil bir inelastik davranışa ve mükemmel bir süneklik ve enerji yutma kapasitesine sahiptir. Bu nedenle , yüksek sismik aktivitesi olan bölgeler için oldukça uygun taşıyıcı sistemlerdir. Şekil 1 . 5 ' de en çok kullanılan DGÇ sistemleri gösterilmiştir.

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



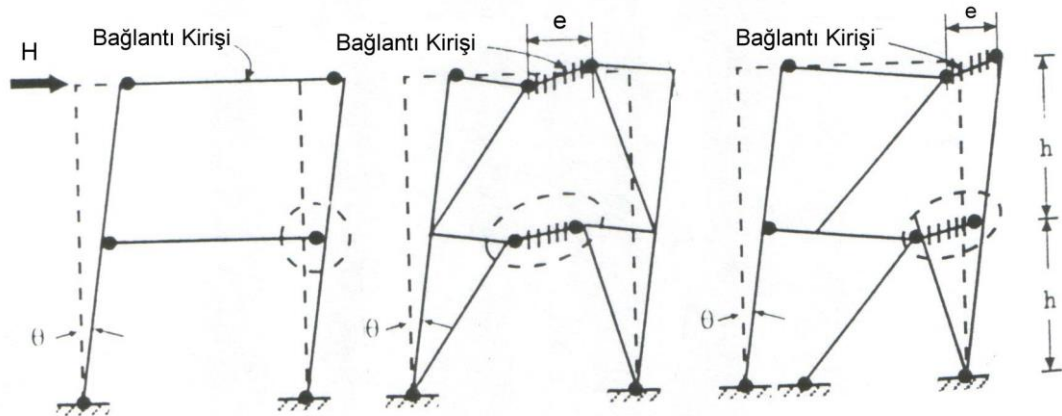
Şekil 1.5 Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve Sistemleri

Dışmerkez güçlendirilmiş çerçeve sistemleri , çeşitli geometrik formlarda oluşturulabilir. Ancak , bunların süneklik düzeyi yüksek çelik çaprazlı çerçeveler olarak değerlendirilebilmeleri için , güçlendirme elemanları kiriş - kolon birleşim noktasından belirli uzunlukta , dışmerkez bir noktaya bağlanmalıdır. Birleşim noktası ile bu bağlantı arasındaki kiriş parçası büyük plastik deformasyonlar yapabilmelidir. Bu fikrin altında yatan prensip , deprem dizayn yük değerleri üzerine çıkan dış yükler halinde , güçlendirme elemanlarının burkulmasını önlemektir. Böylece ; kolon - kiriş birleşim noktası ile güçlendirme elemanı arasında kalan kiriş parçasının , plastik kayma deformasyonu yapmasına imkan verilerek enerji yutması sağlanır. Bağlantı kirişinin plastik deformasyon yapmasını sağlayacak teorik yükü hesaplamak mümkündür. Bu şekilde , güçlendirme elemanına etkiyecek eksenel yükün değerini bulmak da mümkündür. Dışmerkez güçlendirilmiş çerçevelerin , güçlendirilmemiş rijit çerçeve sistemlerine yanal rijitlik açısından üstünlüğü , Şekil 1 . 6 ' 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 1.6 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 1 . 7 '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 mafsal dönmelerine neden olmuştur.

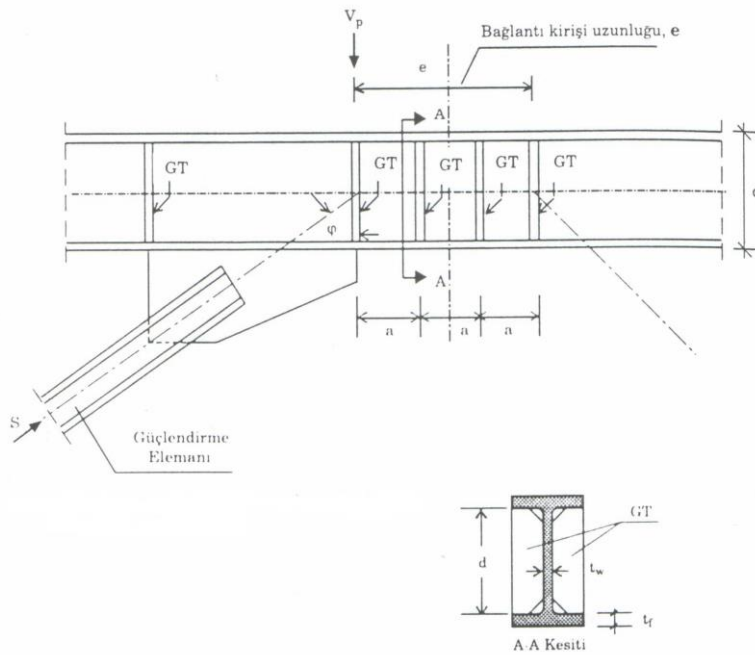


Şekil 1.7 Bağlantı Kirişinin Elastik Olmayan Davranışı

DGÇ sistemlerinin tasarımında izlenen yol şöyledir :

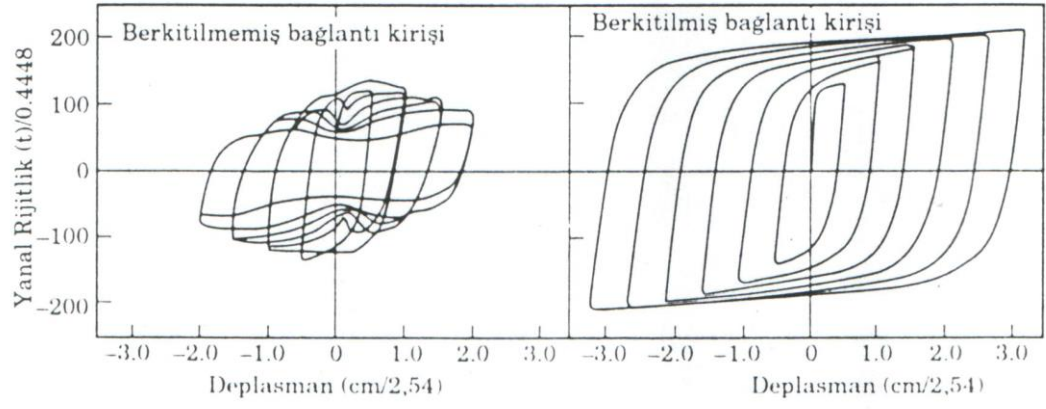
- 1 . İnelastik davranışı bağlantı kirişi üzerinde sınırlandırmak
- 2 . Bağlantı kirişi etrafındaki çerçeve sistemini , bağlantı kirişinden gelecek maksimum kuvvetlere göre boyutlandırmak.

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



Şekil 1.8 Bağlantı Kirişinin Birleşim Detayı ve Gövde Takviye Levhalarının Teşkili

California 'daki Berkeley Üniversitesi 'nde yapılan deneysel çalışmalar göstermiştir ki , bağlantı kirişleri gövde takviye levhaları , Şekil 1 .8 , 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 1 . 9 ' de açıkça görülmektedir . [2]



Şekil 1.9 Berkitilmiş ve Berkitilmemiş Bağlantı Kirişi Durumlarında Yanal Rijitlik Deplasman İlişkisi

2 . YAPISAL DEPREM DAVRANIŞ KATSAYISI (R)

2 . 1 DAVRANIŞ KATSAYISI R ' NİN GELİŞİM SÜRECİ

2 . 1 . 1 Giriş

1957 yılı itibarı ile , California Yapı Mühendisleri Birliği ' ne (SEAOC) bağlı bir alt komite California için sismik bir şartname geliştirme çalışmalarına başlamıştır. Bu çalışmalar " Blue Book " diye bilinen " SEAOC Recommended Lateral Force Requirements " (Yatay Kuvvetler için tavsiye edilen şartlar) ' in 1959 yılında yayımlanmasıyla bir sonuçlanmıştır. Elde edilenlerin açıklamaları ise ilk olarak 1960 yılında dağıtılmaya başlanmıştır. 1959 yılında yayınlanan "Blue Book " ta ortaya konulan sismik dizayn gereklilikleri daha önce ABD ' de geçerli olan sismik şartnamelerden önemli şekilde farklılıklar gösteriyordu. İlk zamanlarda , minimum dizayn taban kesme kuvveti hesabı açıkça yapı sisteminin türüne göre düşünülmekteydi. Taban kesme kuvveti için önerilen eşitlik şu şekilde öngörülmüştür :

$$V = K C W \quad (2 . 1)$$

Burada ;

K : Deprem katsayısı (R ve R_w nin ilk hali)

C : Yapının periyodunun temel fonksiyonu

W : Toplam zati yüküdür .

K katsayısı , perde duvarların yer aldığı taşıyıcı sistemler için 1,33 , perde ve moment aktaran çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemler için 0,80 , moment aktaran çerçeveler için 0,67 ve daha önce sınıflandırılmamış çerçeve sistemler için de 1,00 olarak belirlenmiştir. C terimi dizayn davranış spektrumunun şekli olarak tanımlanmakta ve şu şekilde hesaplanmaktadır :

$$C = \frac{0,05}{\sqrt[3]{T}} \quad (2 . 2)$$

Burada ;

T : Deprem hesabının yapılacağı yöndeki hareketin (titreşimin) temel periyodudur .

Öte yandan " Blue Book " yalnızca California için geliştirilen bir sismik dizayn şartnamesiydi. California ' nın sismik açıdan üniform olduğu varsayılmaktaydı ve bu yüzden denklem (2 . 1) de bir sismik bölge katsayısına gerek duyulmamaktaydı.

1961 UBC (ICBO , 1961) de öngörülen sismik şartlar 1959 ' da yayınlanan "Blue Book " ta benimsenen şartlardı. Farklı sismik bölge etkisini hesaba katmak için bir Z katsayısı dikkate alınıyordu. Burada Z katsayısı ; en yüksek sismik aktiviteye sahip olan 3 nolu bölgeler için 1,0 değerine , 2 nolu bölgeler için 0,50 değerine ve 1 nolu bölgeler için de 0,25 değerine eşit alınmıştı. 1961 UBC (Uniform Building Code)' de en düşük dizayn taban kesme kuvveti şu şekilde hesaplanmaktaydı :

$$V = Z K C W \quad (2 . 3)$$

2 . 1 . 2 R Katsayısının Gelişimi

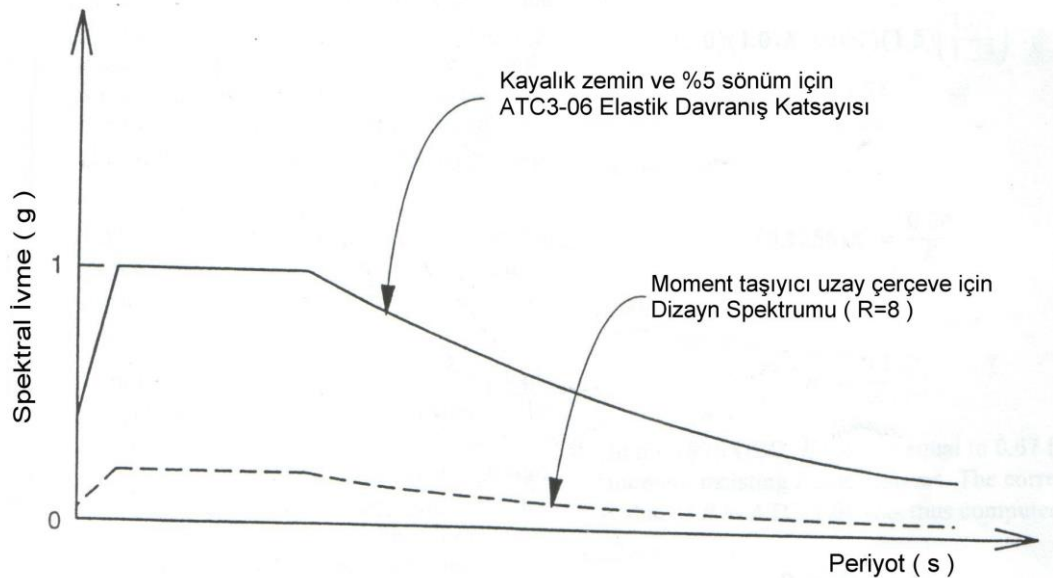
ATC - 3-06 ' nın yayınlanması , ABD ' de deprem mühendisliği açısından çok önemli bir gelişmeyi tanımlamıştır. ATC - 3-06 daha önceki sismik şartnamelerden önemli farklılıklar içermekte ve bir çok yeni kavramı somutlaştırmaktadır.Bu kavramlardan bazıları şöyle sıralanabilir :

- 1 . Yapı kullanım kategorilerinin sismik tehlikeye maruz kalma grupları içerisinde sınıflandırılmaları
- 2 . Ulusal sismik risk haritaları
- 3 . Elastik dinamik analiz için araçlar
- 4 . Deprem davranış katsayısının (R) K katsayısı yerine kullanımı

- 5 . Yanal deplasman için kesin üst sınır değerler
- 6 . Emniyet gerilmesi yerine malzemelerin dayanımlarını esas alan dizayn
- 7 . Zemin - yapı etkileşimi için şartlar
- 8 . Mimari , elektrik ve mekanik sistemler için ayrıntılı sismik dizayn gereklilikleri
- 9 . Deprem kuvvetlerinin ortogonalliğinin etkisi

Deprem davranış katsayısına dikkatle bakılırsa , ATC - 3-06 ' da aşağıdaki bilgiler yer almaktadır ;

- 1 . R katsayısı , dizayn deprem risk değerini , ekonomikliği ve lineer olmayan davranışı göz önüne alarak kuvvet değerlerindeki azaltmayı yansıtacak şekilde tasarlanmaktadır.
- 2 . Yer hareketlerinin beklenen etkilerini azaltmak için kullanılan R katsayısının geliştirilmesindeki amaç , elastik davranış spektra formundan daha düşük dizayn seviyelerine yapıyı getirmektir. Şekil 2 . 1 R katsayısının kullanılarak elastik spektral talebin (elastic spectral demands) dizayn kuvvet seviyelerine indirgenmesini göstermektedir.



Şekil 2.1 R Katsayısının Kullanımıyla Elastik Spektral Davranışın Dizayn Spektrumu Seviyesine İndirgenmesi

Yukarıda belirtildiği üzere R bir azaltma katsayısı olacağından , taban kesme kuvveti formülünde R katsayısı paydada yer alacaktır. R katsayısı daha önceki şartnamelerde yer alan K katsayısıyla da ters orantılıdır. Titreşim periyodu T ' nin hesaplanmadığı yapılar için taban kesme kuvveti eşitliği şu şekli alır :

$$V = \frac{2,5A_a}{R} W \quad (2 .4)$$

Burada :

V : Sismik taban kesme kuvveti

A_a : Yer hareketinin etkin pik (peak) ivmesi

R : Deprem davranış katsayısı

W : Toplam Ağırlık

olarak tanımlanmıştır.

İfadedeki 2,5 katsayısı yapı için tabandaki ivmeyi büyütme özelliğinde olduğundan dinamik büyütme katsayısı olarak adlandırılır.

İki nedenden dolayı ATC- 3-06 ' da sadece yatay sismik yükler hesaba katılmaktadır. Bunun birinci nedeni ; yapıların her zaman yatay yüklerin oluşturduğundan daha büyük iç kuvvetler oluşturan düşey yüklere dayanacak şekilde dizayn edilmiş olması, düşey sismik hareketler için zaten bir kapasite rezervine sahip olmasıdır. İkinci neden ise ; 1970 ' li yıllarda yapılan analizler ve kullanılan dizayn araçlarının düşey yer hareketi etkilerini açıklamak için yeterli olmamasıdır. Sonuç olarak , düşey hareketlerin sebep olduğu davranışlar yatay hareketlerin oluşturduklarından daha az şiddetlidirler.

Temel yapı periyodu hesaplanan yapılar için , taban kesme kuvveti eşitliği ATC-3-06 da şu şekilde verilmiştir.

$$V = \frac{1,2A_v S}{RT^{0,67}} W \quad (2.5)$$

Burada ;

A_v : İvmeye bağlı etkin pik hız

S : Zemin cinsine göre katsayı

T : Yapının temel periyodu

Zemin cinsi katsayısı , zemin özelliklerinin deprem etkisini büyütme özelliklerini hesaba katmak için kullanılır. Değeri ATC - 3-06 ' da 1,0 ile 1,5 arasında değişmektedir.

ATC - 3-06 ' da R katsayısının gelişim sürecine katılan uzmanlar , ilk olarak komite elemanlarının kendi tecrübelerine dayanarak her yapı sistemi için R değerleri geliştirdiklerini belirtmişlerdir. ATC - 3-06 ' da belirlenen R değerleri ise uzmanların görüş birliği sonucu saptadıkları değerlerdir.

R değerlerinde görüşbirliğine varılmasının ilk adımını , yapı çeşitleri için düşünülen en iyi sismik performansı sağlayacak maksimum bir R değerinin ortaya konulması oluşturmuştur (en yüksek rezerv mukavemet ve süneklikle). Bu kategori , özel moment aktaran çerçeveler ve öngörülen sismik kuvvetlerin en az % 25 ini karşılamaya yeterli özel moment aktaran çerçeveli betonarme perde duvarlardan oluşan taşıyıcı sistemlerden oluşmuştur .

R katsayısını geliştiren ekip içerisinde olan C.W. Pinkham , moment aktaran özel çelik çerçeveleri için R katsayısının geliştirilmesi sürecini şöyle açıklamaktadır :

R katsayısının maksimum değeri , 1976 UBC (1974 " Blue Book " a denktir) de emniyet gerilme dizaynı için hesaplanan V_w denkleminin ATC - 3-06 da taşıma gücü dizaynı için hesaplanan V denklemine eşitlenmesi ile bulunmuştur. Burada söylenenle ima edilen şey , sismik performansın dizayn taban kesme kuvvetinin artırılmasıyla geliştirilemeyeceği , ancak daha iyi bir detaylandırma ile yapının sismik performansının gelişeceği.

Özel çelik moment çerçeveleri için , temel periyodun 1,0 saniyeye eşit olduğu durumda R ' nin maksimum değeri şöyle hesaplanır :

$$V_w \left(\frac{1,67}{1,33} \right) = \left(\frac{V}{0,9} \right) \quad (2.6)$$

Burada ;

V_w : Emniyet gerilmesini esas alan deprem hesabında taban kesme kuvveti

V : Taşıma gücüne göre deprem hesabında taban kesme kuvveti (ATC -3-06)

Denklemdaki nümerik katsayılar iki metod arasındaki farklılıkları göstermektedir : 1,67 sayısı emniyet gerilmesi ile dizaynın güvenliğini sınırlandıran sayıyı , 1,33 sayısı emniyet gerilmesi ile dizaynın izin verilebilir artış değerini ve 0,9 sayısı da taşıma gücüne göre dizaynda eğilme (flexure) için kapasite azaltma katsayısıdır.

$$Z I K C S_i W \left(\frac{1,67}{1,33} \right) = \frac{1,2AS}{0,9RT^{0,67}} W \quad (2.7)$$

Burada ;

Z : Sismik Bölge (Zone) katsayısı

I : Önem katsayısı

K : Deprem Katsayısı

C : Spektral Şekil Katsayısı ($1/(15\sqrt{T})$)

S_i : Mevki katsayısı

$$Z = I = T = 1,0 \quad S_i = 1,5 \quad A_v = 0,4 \quad S = 1,2$$

(2.7) denkleminde yerine konursa ;

$$(0,1256) K = \frac{0,64}{R} \quad (2.8)$$

$$R = \frac{5,1}{K} \quad (2.9)$$

1976 UBC ' de K değeri moment aktaran çerçeve sistemlerde 0,67 ' ye eşit kabul edilmiştir. Buradan yola çıkarak R ' nin ATC - 3-06 şartnamesindeki değeri hesaplanmıştır.

$$R = \frac{5,1}{0,67} \cong 8 \quad (2.10)$$

R deprem davranış katsayısı moment aktaran özel çerçeveden oluşan betonarme perde yapılar için maksimum 8 değerini almıştır. R değerleri diğer çerçeve sistemler için genel olarak (2.10) denklemiyle belirlenmekte , daha sonra ise komitenin üzerinde görüşbirliği ile düzeltilmekteydi.

2.2 R_w KATSAYISININ GELİŞİM SÜRECİ

Emniyet gerilmesi - dizayn için yapısal davranış katsayısı değeri (R_w) SEAOC 'un sismoloji komitesi tarafından ortaya konulmuş ve " 1988 Blue Book " ta yayımlanmıştır (SEAOC , 1988). SEAOC , R ' ye göre daha kolay olduğundan , emniyet gerilmesini esas alan dizayndan taşıma gücünü esas alan dizayna geçişi kolaylaştırmak için R_w katsayısını seçmiştir.

R ' ye benzer şekilde , R_w de K katsayısı ile ters orantılıdır. 1985 UBC ' deki K değeri ile 1988 UBC ' deki R_w değeri arasındaki ilişki aşağıda gösterilmiştir.

Emniyet gerilme seviyesindeki dizayn taban kesme kuvvetinin hesaplanması için 1985 UBC ' de verilen denklem aşağıda görülmektedir :

$$V_D = (Z I K C S) W \quad (2.11)$$

Burada ;

Z : Sismik bölgeleri tanımlamada kullanılır

I : Yapının önem derecesi

S : Zemin karakteristiklerini açıklamakta kullanılır

C :Yapının deprem hareketinin temel periyodunun fonksiyonu olan nümerik bir katsayıdır ve aynı zamanda spektral şekli tanımlayan katsayıdır .

C ' nin maksimum değeri 0,12 ; CS ' nin maksimum değeri ise 0,14 olarak verilmiştir.

K ise deprem hareketine karşı gelen bir katsayıdır .

1988 Blue Book (SEAOC , 1988) ve 1994 UBC (ICBO , 1994) de V_D ' nin hesaplanmasında alternatif bir denklem ortaya konmuştur :

$$V_D = \frac{ZICW}{R_w} \quad (2.12)$$

Burada ;

Z : Sismik Bölge Katsayısı

I : Önem faktörü

Burada , I = 1 alınmıştır. C faktörü eşitlik (2 .12) de 2,75 ' lik bir maksimum değere sahiptir ve şu şekilde tanımlanmıştır .

$$C = \frac{1,255}{T^{0,67}} \quad (2 .13)$$

Burada ;

S : Zemin katsayısı

T : Hareketin temel periyodu

Eşitlik (2 .11) de CS = 0,14 ve Z = 1 olarak alınırsa ve eşitlik (2 .12) de

C = 2,75 ve Z = 0,4 alınırsa ;

$$K (0,14) C = \frac{(2,75)(0,14)}{R_w} \quad (2 .14)$$

ve

$$R_w = \frac{7,86}{K} \cong \frac{8}{K} \quad (2 .15)$$

(2 .10) ve (2 .15) denklemlerinin eşitlenmesiyle ;

$$R_w = \frac{7,86}{5,1} R = 1,54R \quad (2 .16)$$

Tablo 2 . 1 Birçok çerçeve sistemi için K (1985 UBC) ve R_w (1988 UBC) değerleri verilmiştir.

Çerçeve Sistem	1985 UBC	1988 UBC
Perde Duvar	K = 1,33	$R_w = 6$
Çift Yönlü Çelik ve Beton	K = 0,80	$R_w = 10$
Sünek Çelik ve Beton	K = 0,67	$R_w = 12$
Diğer	K = 1,0	$R_w = 8$

2.3 K, R VE R_w DEĞERLERİNİN KARŞILAŞTIRMASI

Küçük istisnalarla birlikte , ATC - 3-06 da düzeltilmiş olan R katsayısı , 1991 NEHRP şartnamesindeki ile aynıdır. Bahsedilen istisnalar , NEHRP şartnamesinde özel moment aktaran beton uzay çerçeveler için artan R değeri ve moment aktaran beton uzay ara çerçeveler için R katsayısının eklenmesi hususlarını içermektedir.

Araştırmacılar (ör . Bertero , 1986) ve dizayn yapan profesyonellerin son yapmış olduğu çalışmalar , ABD ' de geçerli olan sismik şartnamelerde yer alan deprem davranış katsayısının değerinde ve formülasyonundaki kusurları ortaya koymuştur. Bu kusurlar aşağıda belirtilmiştir ;

- 1 . Binanın yüksekliği , plan geometrisi ve çerçevenin düzenlenme şekline bakmaksızın göz önüne alınan bir çerçeve tipine bağlı olarak dizayn edilmiş tüm yapılar için tek bir R değerinin öngörülmesi uygun olmamaktadır.
- 2 . Bazı çerçeve sistemleri için önerilen R değerlerinin kullanımı deprem dizaynında arzu edilen performansı oluşturmayacaktır.
- 3 . Davranış katsayısı çerçeve sisteminin düktilliğini tanımlamaktadır. İn elastik spektral davranışa (ki taban kesme kuvveti olarak hesaplanmaktadır) göre deprem hesabına yönelik olarak elastik spektral davranışı üniform bir şekilde azaltmak için sabit bir düktilite katsayısının kullanılamayacağı göz önünde tutularak R değerinin periyoda bağlı olacağı aşıkardır. Bu bağıntı Eurocode ve Meksika deprem şartnamesinde göz önüne alınmıştır.
- 4 . Yapıların yük taşıma rezervi , farklı sismik bölgelerde dizayn edildiklerinden dolayı çeşitlilik gösterecektir. Daha önce bahsedildiği üzere rezerv mukavemetine R' nin anahtar bileşeni olarak bakıldığından , R hem sismik bölgeye hem de yerçekimi yüklerinin deprem yüklerine oranına bağlı olmalıdır.
- 5 . Deprem şartnamelerinde ve ABD yönetmeliklerinde R katsayısının kullanıldığı deprem hesaplarında bütün sismik çerçeve sistemleri için risk hususunda üniform seviye elde edilemeyecektir.

2 . 4 DEPREM DAVRANIŞ KATSAYISININ KULLANILIŞI

2 . 4 . 1 Giriş

Deprem davranış katsayısının yapıların sismik dizaynında kullanılması ABD ile sınırlı kalmamıştır. R katsayısı veya diğer eşdeğerleri , Avrupa , Japonya , Meksika ve diğer ülkelerde yapıların sismik dizaynında kullanıldığı gibi yine ABD ' deki köprülerin sismik dizaynı için de kullanılmaktadır.

2 . 4 . 2 Sismik Yapı Şartnamesinde R Katsayısı

2 . 4 . 2 . 1 Avrupa

1988 Eurocode (CEC , 1988) da yer alan deprem hesabına yönelik yöntem , tek aşamalı bir dizayn yöntemidir ve taşıma gücü seviyesine yönelik olarak elastik spektral davranışı periyoda bağlı olarak azaltmaktadır. Spektral davranışı azaltma katsayısı ($\bar{q}$) aşağıda görülmektedir :

$T < T_1$ için ;

$$\bar{q} = \frac{1 + \frac{T}{T_1}(\eta\beta_0 - 1)}{1 + \frac{T}{T_1}(\eta\beta_0 / (q - 1))} \quad (2 . 17)$$

$T > T_1$ için ;

$$\bar{q} = q \quad (2 . 18)$$

Burada ;

T : Yapının temel periyodu

T_1 : Dizayn spektrumunun karakteristik periyodu

η : Sistemin eşdeğer viskoz sönümü ξ ile ilişkili bir katsayı

(Kritik sönüm değerinin %5 olması durumunda $\xi=1$ olur)

β_0 : İtibari - ivme spektrumuna karşı gelen büyütme katsayısı (2,5 ' e eşit alınır)

q : Malzeme cinsi , yapı dayanımı ve rijitlik dağılımının bir fonksiyonu olarak çeşitlilik gösteren sistem davranış katsayısı

q değeri betonarme çerçeve sistemleri için 1 ile 5 arasında değerler alır. Ayrıca bilmek gerekir ki ; 0 - T_1 gibi kısa periyot aralığında elastik kuvvet talebinin şiddetini azaltmak için duktillik kullanılmamaktadır.

İnelastik yanal deplasman değerleri (d_s) 1988 Eurocode içerisinde , azaltılmış (dizayn) sismik kuvvetler ve davranış katsayısı q' 'nün hesaplanmasında kullanılan deplasman değerlerinin(d_e) bir sonucu olarak hesaplanmıştır. $T < T_1$ için $q/\bar{q}$ oranı 1,0 değerini aşmakta ve bunun sonucunda inelastik yanal deplasman değerleri elastik yanal deplasman değerlerini aşmaktadır. $T > T_1$ için $q/\bar{q}$ oranı 1,0 değerine eşittir ve inelastik yanal deplasman değerleri elastik yanal deplasman değerlerine eşittir.

2 . 4 . 2 . 2 Japonya

Japon 1981 Yapı Standart Kanunu (IAEE , 1992) yapıların sismik dizaynı için iki aşamalı veya iki seviyeli bir prosedür öngörmektedir. İlk aşamada yapılan dizaynda NEHRP şartnamesinde (BSSC , 1991) benimsenen yaklaşıma benzer bir yol takip edilmektedir. Çelik yapılar taşıma gücüne göre boyutlandırılmıştır. Bu hesap emniyet gerilmelerine göre hesap yöntemini esas almakta ve emniyet gerilmesinin akma gerilmesine eşit olduğu kabul edilmektedir. Betonarme yapılar için taşıma gücü dizaynı kullanılmaktadır. İkinci aşamada yapılan dizaynda ise dayanım ve duktillik için dolaysız ve kesin bir değerlendirme öngörülmektedir. Bu aşama ciddi yer hareketleri karşısında dayanım ve sünekliklerin yeterli olup olmadığının bir kontrolü olarak da kabul edilebilir. Ahşap yapılar ve az katlı küçük yapılar ikinci aşamadaki bu dizayna ihtiyaç duymamaktadırlar. Diğer yapılar , yükseklikleri 31 - 60 m aralığında yer alan bütün binalar , hem birinci aşama hem de ikinci aşamaya göre dizayn edilirler. 60 metrenin üzerinde yüksekliğe sahip binaların dizaynında ise Bayındırlık Bakanlığı 'nın özel onayına gereklilik vardır.

Birinci aşamaya göre dizaynda her kattaki sismik katsayı (C_i) dört farklı değişkenle ifade edilmiştir ;

$$C_i = Z R_t A_i C_0 \quad (2 . 19)$$

Burada ;

Z : Sismik alanı gösterir

R_i : Zeminin cinsinin bir fonksiyonu olarak çeşitlilik gösteren spektral şekli tanımlar

A_i : Yapıdaki sismik kuvvetlerin düşey dağılımını tanımlar.

C_0 : Yer ivmesinin en yüksek değerini gösterir.

Yüksek depremselliğin olduğu sismik bölgelerde $Z = 1,0$ olmaktadır. Yumuşak zemin üzerindeki ahşap yapılar hariç , $C = 0,2$ olmaktadır. Deprem hesabına herhangi bir i. kattaki kesme kuvveti (Q_i) şöyle hesaplanır :

$$Q_i = C_i W \quad (2.20)$$

Burada ;

W : i. kat üstündeki toplam ağırlıktır.

Birinci aşama için yapılan dizaynda , sismik aktiviteler azaltılmamış sismik kuvvetler kullanılarak hesaplanmaktadır. Öngörülen sismik kuvvetler için ara katlarda meydana gelen ötelemeler , aksi belirtilmedikçe , kat yüksekliğinin %5 ' i ile sınırlandırılmıştır. Özel durumlarda ise yanal deplasman için sınır değerinin kat yüksekliğinin %8 ' ine kadar artırılmasına müsamaha edilmektedir.

İkinci aşamaya göre yapılan dizaynda , mühendisler planın eksantrikliğini , yanal rijitliğin dağılımını , bazı durumlar için asgari şartname gerekliliklerini ve her katın en yüksek yatay yük taşıma kapasitesini göz önüne alırlar. En yüksek yatay yük taşıma kapasitesi plastik analiz kullanılarak hesaplanır.

$$Q_u = D_s F_{es} Q_{ud} \quad (2.21)$$

Burada ;

Q_{ud} : Önemli deprem hareketleri için yatay deprem kesme kuvveti (2.4 denkleminde

$C_0 = 1$ olarak alınarak hesaplanmaktadır .)

D_s : Çerçeve sistemine bağlı bir süneklik katsayısı ($< 1,0$)

F_{es} : Yapının düzeninin bir ölçüsüdür.

İkinci dizayn aşamasında yanal deplasman kontrolü (irdelenmesi) yapılmamaktadır.

$$F_{es} = F_e F_s \quad (2 .22)$$

Burada ;

F_e : Binanın plandaki düzensizliğinin bir ölçüsüdür.

F_s : Binanın yüksekliği boyunca yanal rijitliğin dağılımının üniformaluluğunu yansıtır

F_e ve F_s 1,0 (düzenli) ve 1,5 (çoğunlukla düzensiz) arasında değerler almaktadır.

Süneklik faktörü (D_s) , yapısal malzeme , çerçeve sistemin türü ve ana davranış parametrelerinin bir fonksiyonu olarak çeşitlilik gösterir. Malzemeler çelik veya betonarme olarak belirtilmiştir. Kompozit (çelik - betonarme) yapılar ise betonarme başlığı altında verilmiştir. Tablo 2 . 2 , 1981 yapı standardı kanunundan (BSL) alınan çelik sismik çerçeve sistemleri için D_s değerlerini içermektedir.

Tablo 2.2 1981 Japon Yapı Standartları Kanunu İçerisinde Yer Alan Çelik Çerçevesel Binalar İçin D_s Katsayıları

Elemanların Davranışı	Çerçeve Türü		
	Sünek Moment Çerçeve	Merkezi Güçlendirilmiş Çerçeve	(1) ve (2) Dışında Kalanlar
Mükemmel Sünekliğe Sahip Elemanlar	0,25	0,35	0,30
İyi Sünekliğe Sahip Elemanlar	0,30	0,40	0,35
Kötü Sünekliğe Sahip Elemanlar	0,35	0,45	0,40
Zayıf Sünekliğe Sahip Elemanlar	0,40	0,50	0,45

Tablo 2.3 ise betonarme yapılar için değerleri 0,3 ve 0,55 arasında değişen D_s değerlerini göstermektedir. Kompozit yapılar için D_s değerleri tablodaki değerlerden 0,05 azaltılarak elde edilecektir.

Tablo 2 .3 1981 Japon Yapı Standartları Kanunu İçerisinde Yer Alan Betonarme Çerçeve Binalar İçin D_s Katsayıları

Elemanların Davranışı	Çerçeve Türü		
	Sünek Moment Taşıyıcı Çerçeve	Betonarme Perde Duvarlar	(1) ve (2) Dışında Kalanlar
Mükemmel Süneklığe Sahip Elemanlar	0,30	0,40	0,35
İyi Süneklığe Sahip Elemanlar	0,35	0,45	0,40
Kötü Süneklığe Sahip Elemanlar	0,40	0,50	0,45
Zayıf Süneklığe Sahip Elemanlar	0,45	0,55	0,50

2 . 4 . 2 . 3 Meksika

1987 Mexico City Yapı Şartnamesi elastik spektral davranışı taşıma gücü seviyesine indirmek için deprem azaltma katsayısı kullanılmaktadır. Davranış azaltma faktörü (Q') yapının periyoda bağımlıdır ve şu şekilde hesaplanır :

$T < T_A$ için ;

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_A}(Q - 1) \quad (2 . 23)$$

$T > T_A$ için ;

$$Q' = Q \quad (2 . 24)$$

Burada ;

T : Yapının temel periyodu

T_A : Dizayn spektrumunun karakteristik periyodu

Q : Malzeme türü , bina dayanımı ve rijitlik dağılımının bir fonksiyonu olarak çeşitlilik gösteren sistemin davranış faktörüdür. (1,0 ve 4,0 aralığında değerler almaktadır)

İnelastik yer değiştirme değerleri , Mexico City Yapı Şartnamesinde azaltma faktörü Q ve azaltılmış sismik kuvvetler kullanılarak hesaplanan yer değiştirme değerlerinin bir sonucu olarak hesaplanmaktadır. $T < T_A$ olduğu zaman Q / Q' oranı 1,0 değerini aşmakta ve inelastik yer değiştirme değerleri , elastik yer değiştirme değerlerini aşmaktadır. $T > T_A$ halinde ise Q / Q' oranı 1,0 değerine eşit olmakta ve inelastik yer değiştirme değerleri elastik yer değiştirme değerlerine eşit olmaktadır.

2 . 4 . 3 Özet

Yapıların sismik dizaynı ile ilgili deprem davranış katsayısının Avrupa (1988 Eurocode) , Japonya (1981 Building Standard Law) ve Meksika (1987 Mexico City Building Code) daki uygulamalarından yukarıdaki bölümde bahsedilmiştir. Gerek buradaki bilgilerden gerekse ABD ' deki sismik dizayn uygulamalarından elde edilen sonuçlar ; tamamı kayalık zemin üzerinde , sünek özellik gösteren üç çerçeve sistemini hesaba katmaktadır. Bunlar :

- 1 . Betonarme perdeler
- 2 . Moment aktaran betonarme uzay çerçeveler
- 3 . Moment aktaran çelik uzay çerçeveler

0,1 saniye ve 1,0 saniye temel periyotları için yapılan analizlerin karşılaştırılması amacı için yeterli olduğu varsayılmıştır. Tablo 2 - 6 ele alınan bütün şartnamelerdeki R değerlerini karşılaştırmalı olarak göstermektedir. Karşılaştırılan bu deprem şartnamelerinden yalnızca 1981 BSL yönetmeliği , R katsayısını elastik spektral davranışının taşıma gücü esaslı dizayn seviyesine (ilk plastik mafsallı oluşumu) indirgenmesini içermemektedir.

Tablo 2 . 4 Sağlam Zeminler İçin Deprem Davranış Katsayılarının Karşılaştırılması

Yapısal Sistem	Periyot	Avrupa	Japonya	Meksika	ABD
Betonarme Perdeler	T = 0,1 saniye	2,0	2,5	2,5	5,5
	T = 1,0 saniye	3,5	2,5	4,0	5,5
Betonarme Moment Taşıyıcı Sistem	T = 0,1 saniye	2,3	3,3	2,5	8,0
	T = 1,0 saniye	5,0	3,3	4,0	8,0
Çelik Moment Taşıyıcı Sistem	T = 0,1 saniye	2,5	4,0	2,5	8,0
	T = 1,0 saniye	6,0	4,0	4,0	8,0

Tablo 2 .4 ' daki R değerlerinin incelenmesiyle ; NEHRP şartnamesine göre dizayn edilen bir binada , Avrupa ve Meksika yönetmeliklerine göre dizayn edilen binadan daha fazla hasara müsaade edildiği görülecektir.

Avrupa ve Meksika şartnameleri yük taşıma kapasitesindeki rezerv mukavemeti hesaba katmamakta , bu iki şartnamede sadece süneklik bir ölçü olarak ele alınmaktadır . Buna karşın NEHRP şartnamesinde rezerv mukavemet ve süneklik birlikte dikkate alınmaktadır.

NEHRP (R) ve Japon BSL ($1 / D_s$) şartnamelerindeki deprem azaltma katsayısına katılan değerler arasında direk bir karşılaştırma yapmak oldukça zordur çünkü katsayıların kullanılışları farklıdır. NEHRP şartnamesinde , R elastik kuvvetleri dizayn için taşıma gücü seviyesine indirmek (reduce) kullanılır. BSL şartnamesinde ise katsayı , ikinci seviye prosedüründe , elastik kuvvetleri çerçeve sistemin maksimum dayanımıyla karşılaştırmak için indirmek kullanılır. Bu maksimum taşıma gücü değeri ya lineer olmayan statik analiz ya da plastik analiz kullanılarak hesaplanmakta ve ilk plastik mafsallarda oluşumunda dizaynda göz önüne alınan taşıma gücü %100 aşılabılır. ABD ' deki çoğu çerçeve sistemlerin maksimum yük taşıma kapasitelerinin dizaynında göz önüne alınan dayanımlarının iki veya üç

katı olduğu varsayıldığında ve benzer şekilde R değerlerinin de $1 / D_s$ değerlerini iki veya üç kat kadar aştığı kabul edildiğinde ABD ve Japonya 'da yapılan çerçeve sistemlerinin birbirine benzer olduğu görülür.

İnelastik yanal deplasman değerleri NEHRP şartnamesinde elastik yer değiştirme değerlerinin bir sonucu olarak hesaplanmıştır. Elastik deplasman değerleri , azaltılmış deprem kuvvetleri ve deplasman büyütme katsayısı (nümerik olarak deprem azaltma katsayısından küçüktür) kullanılarak hesaplanmıştır. Hesaplanmış olan inelastik deplasman değerleri azaltılmamış deprem kuvvetleri kullanılarak hesaplanan elastik deplasman değerlerinden daha küçüktür. Avrupa ve Meksika şartnameleriyle ise daha farklı bir prosedür kullanılmaktadır. Öyle ki ; inelastik deplasman değerleri , azaltılmış deprem kuvvetleri ve deplasman büyütme katsayısı (azaltma katsayısına eşit veya ondan büyük bir katsayıdır) kullanılarak hesaplanan elastik deplasman değerlerinin bir sonucu olarak hesaplanmaktadır. Sonuçta bulunan inelastik deplasman değerleri , azaltılmamış deprem kuvvetleri kullanılarak hesaplanan elastik deplasman değerlerine eşit veya daha büyüktür. İnelastik deplasman değerlerinin hesaplanmasında Avrupa ve Meksika şartnamelerinde izlenen prosedürün , en son yapılan araştırmalar (Miranda ve Bertero, 1994) sonucunda , NEHRP şartnamesinde benimsenen prosedüre göre daha tutarlı olduğu görülmektedir.

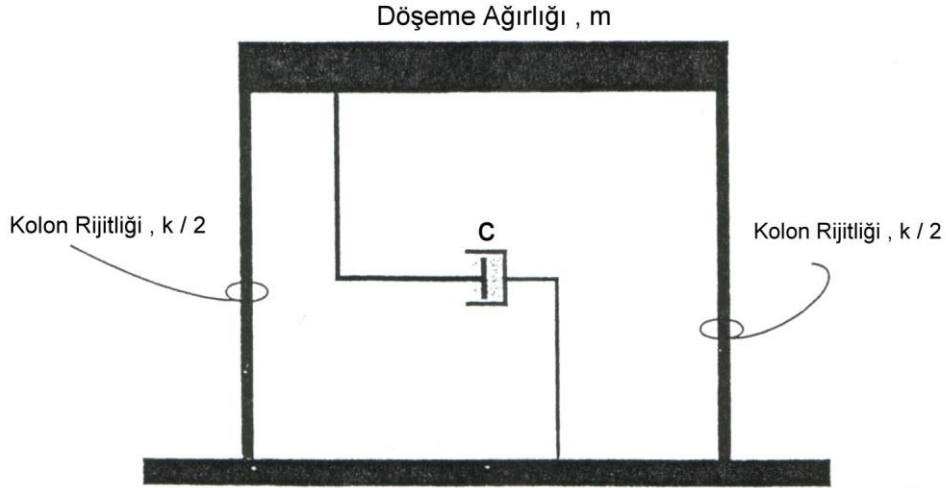
2 . 5 DEPREM DAVRANIŞ KATSAYISININ BİLEŞENLERİ

2 . 5 . 1 Giriş

R katsayısının bileşenleri birçok yolla açıklanabilir. Bu yolların her biri yapının performans seviyesine bağlıdır. ATC 19 'da sadece yaşam güvenliği performans seviyesi belirgin olarak hesaba katılmıştır.

2 . 5 . 2 Yapı Dizaynına R Katsayısının Etkisi

Şekil 2 . 2 'de tek serbestlik dereceli (SDOF) elastik bir sistemin davranışını etkileyecek ana parametreler belirtilmiştir. Bu sistem , tek açıklıklı moment taşıyıcı , kolonları ağırlıksız bir sistemi göstermektedir. Döşemenin sahip olduğu m kütlesi k yatay rijitliğinde iki elastik kolon (yay) tarafından zemine mesnetlendirilmiştir. C sönümü zemin ile döşemeyi birbirine bağlayan bir sönüm mekanizması modellenmiştir.



Şekil 2 . 2 Tek Serbestlik Dereceli Sistem

Bu modeldeki serbestlik derecesi , döşemenin yere göre olan deplasmanıdır. Döşemenin kütesine etkiyen deprem hareketi ile oluşan ilk deprem kuvveti , tek serbestlik dereceli sistemin (m , k , c) özelliklerinin ve deprem yer hareketinin karakteristiklerinin bir fonksiyonudur. Elastik bir tek serbestlik dereceli sistemde , sismik hareketler ve yer değiştirmeler deprem spektrumu kullanılarak belirlenebilir.

Binaların sismik dizaynı üzerinde R katsayısının etkisi , inelastik davranış için , dizayn taban kesme kuvvetinin (V_e) tanımlandığı (2.25) denklemi ve elastik davranıştaki taban kesme kuvvetinin tanımlandığı (2.4) denkleminin karşılaştırılmasıyla açıkça görülmektedir.

$$V_e = S_{e,5} W \quad (2 . 25)$$

Burada ;

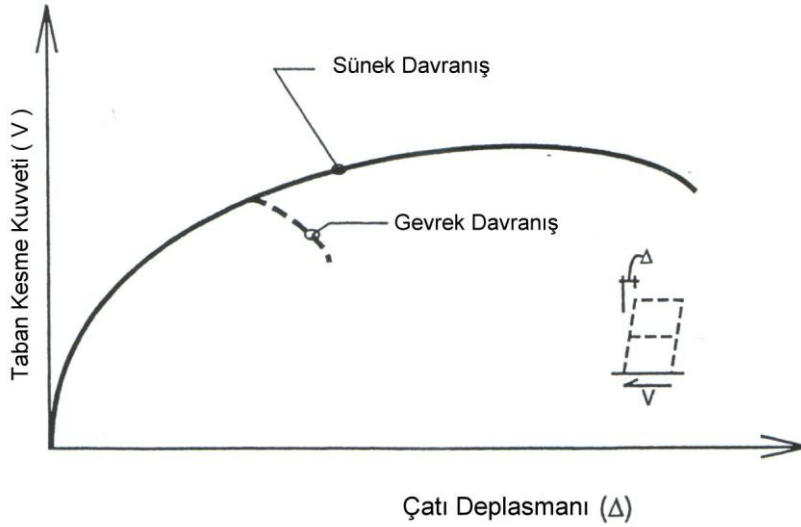
$S_{e,5}$: Binanın temel periyodu için hesaplanan %5 elastik sönümlü itibari ivme davranışının spektral ordinatı .

W : Zati ağırlık olup $m.g$ değerine eşittir.

Denklem (4 - 1) de belirtilen elastik spektral ordinat , denklem (2 . 4) deki $2,5A_a$ terimine denktir. Dolayısıyla denklem (2 . 4) deki R değerinin 1,0 a eşit olması durumunda (2 . 4) ve (2 . 25) denklemleri aynıdır. Uygulamada , dizayn taban kesme kuvveti (inelastik davranış için) elastik davranış için taban kesme kuvvetinin R katsayısına bölümü ile hesaplanır ve 4,0 ile 8,0 arasında değişen değerler alır.

2 . 5 . 3 Yapının Kuvvet - Deformasyon Davranışı

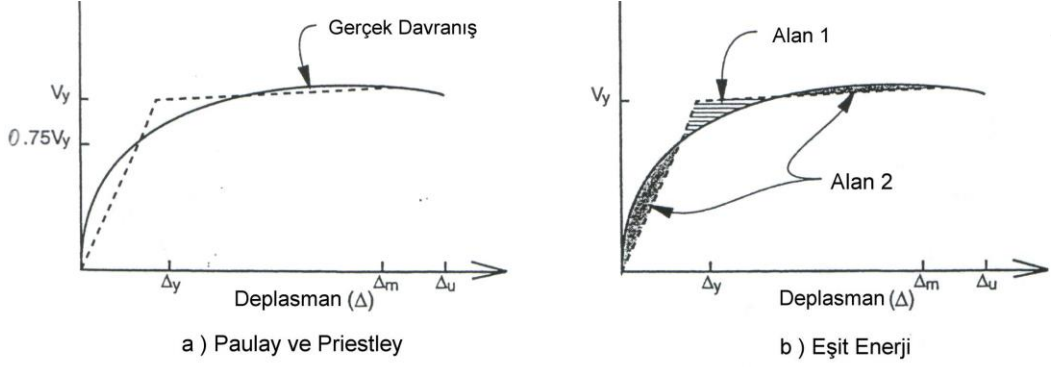
Şekil 2.3 bir yapı çerçevesi için tipik bir kuvvet - deplasman ilişkisini göstermektedir. Bu ilişki göstermektedir ki , çerçevenin monoton olarak artan yer değiştirmelerle tanımlanmaktadır. Yapının deprem dizaynına yönelik olarak bu lineer olmayan ilişki iki lineer doğru ile idealize edilir. İki idealize lineer doğruyu esas alan yaklaşım yaygın olarak kullanılır. Bu metotların her biri akma gerilmesi ve akma anına karşı gelen deplasmanların hesaplanmasında kullanılabilir. Çoğu sünek çerçeve sistemi için bu iki metot genellikle aynı sonucu vermektedir.



Şekil 2 . 3 Taban Kesme Kuvveti - Çatı Deplasmanı İlişkisi

İlk yaklaşım , betonarme elemanlar için yük - deplasman ilişkisinin karakterize edilmesiyle geliştirilen yaklaşımdır (Pauley ve Priestley , 1992). Bu yaklaşım çerçevenin akma mukavemetine (V_y) ulaşmasını öngörmektedir. Elastik rijitlik, kuvvet - deplasman eğrisini $0,75V_y$ ' ye karşı gelen bir kuvvetle kesiştiği noktada hesaplanan çerçevenin sekant rijitliği olarak alınır. Elastik rijitliğin (K) açıklaması Şekil 2 . 4 ' de gösterilmiştir.

İkinci yaklaşım metodu ise eşit enerji metodu olarak adlandırılan metottur. Bu metoda göre , bilineer yaklaşım idealize edilmiş iki lineer doğru eğrisi üzerinde yer alan alanla bilineer yaklaşım eğrisinin altında kalan alan birbirine eşittir. Şekil 2 .4 b ' de bu bilineer yaklaşım gösterilmiştir.



Şekil 2 . 4 Kuvvet - Deplasman İlişkisine İki Lineer Doğru Yaklaşımları

Şekil 2 . 4 ' de yer alan lineer olmayan davranışlar , akmaya karşı gelen (V_y) , akmanın başlamasına karşı gelen deplasman (Δ_y) , maksimum kuvvet (V_0) , limit duruma karşılık gelen deplasman (Δ_m) ve göçme anına karşı gelen deplasmanı (Δ_u) vasıtasıyla açıklanmıştır.

Sünek çerçeve sistemleri için Δ_m ve Δ_u deplasmanları akma deplasmanından daha büyüktür. Elastik rijitlik (K_0) , akma durumundaki kuvvetin akma anındaki deplasmana bölünmesiyle hesaplanır . Akma sonrası rijitlik (K_1) ise elastik rijitliğin bir katsayısı (α) ile çarpılmasıyla açıklanır.

$$K_1 = \alpha K_0 = \frac{V_0 - V_y}{\Delta_m - \Delta_y} \quad (2.26)$$

Taşıyıcı bir çerçevenin elastik sınırların üstünde deplasman yapması ve ciddi miktarda deprem yüklerini karşılaması ve inelastik davranışla enerji yutması düktilite olarak adlandırılır. Süneklik , Δ_m ve Δ_y arasındaki farkla açıklanabilir. Maksimum süneklik ise Δ_u ve Δ_y arasındaki farktır. Süneklik oranı (Yapısal süneklik faktörü) genellikle Δ_m ' in Δ_y ' ye oranı olarak tanımlanmaktadır.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (2 . 27)$$

$$\Delta_m > \Delta_y$$

Yapı için kuvvet - yanal deplasman ilişkisi hem deneysel hem de analitik olarak ortaya konabilir. Deneysel çalışmalar zor ve pahalı olduğundan daha nadir olarak kullanılmaktadır. Buna karşın akademisyenler ve profesyoneller tarafından kuvvet - deformasyon ilişkisinin ortaya konması için kullanılan lineer olmayan sonlu eleman analiz yöntemi daha etkili ve de daha uygun bir yol oluşturmaktadır. Lineer olmayan statik analiz (Pushover) , 1980 ' lerin başından itibaren büyük Japon mühendislik firmalarında kullanılmaya başlanmıştır.

2 . 5 . 4 Kuvvet - Deformasyon İlişkisinin Deneysel Değerlendirmesi

1980 ' lerin ortalarında , California Üniversitesinde yapılan araştırmalar sonucunda elde edilen veriler , çelik çaprazlı çerçeveler için taban kesme kuvveti - tavan deplasmanı ilişkisini geliştirmek ve deprem davranış katsayısının formülünü tasarlamak için kullanılmıştır.

Taban kesme kuvveti - tavan deplasmanı ilişkisi iki farklı çelik çaprazlı çerçeve üzerinde yapılan deneyler sonucunda elde edilen verilerle ortaya konmuştur. Bu çerçevelerin bir tanesi merkezi çaprazlanmış (güçlendirilmiş) (Uang ve Bertero , 1987) , diğeri ise eksantrik olarak çaprazlanmış (Whittaker , 1987) çerçevelerdi. Kuvvet - deformasyon eğrisi her deprem simülasyonu ve her model için maksimum taban kesme kuvvetine bağlı olarak oluşan tavan yer değiştirmesinin işaretlenmesiyle oluşturulmuştur.

Bu veriler kullanılarak , R katsayısının rezerv mukavemetinin süneklik ve viskoz sönmeye bağlı hesabını gösteren formül araştırmacılar tarafından tanımlanmıştır :

$$R = R_s R_{\mu} R_{\xi} \quad (2 . 28)$$

Burada ;

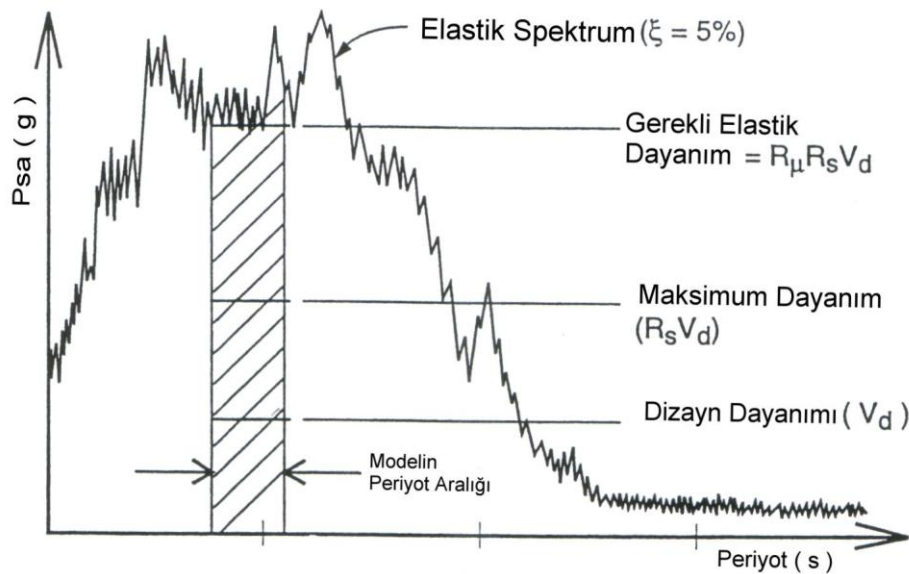
R_s : Dayanım faktörü

R_μ : Süneklik faktörü

R_ξ : Sönüm faktörü

Çok önemli deprem simülasyon testlerinden elde edilen veriler kullanılarak , dayanım faktörü (R_s) , maksimum taban kesme kuvvetinin dizaynda taşıma gücü esas alınarak göz önüne alınan taban kesme kuvvetine bölünmesiyle hesaplanmıştır. Süneklik katsayısı (R_μ) ise elastik davranış için taban kesme kuvvetinin maksimum taban kesme kuvvetine bölünmesiyle hesaplanmıştır ve R_μ katsayısı 1,0 değerine eşit kabul edilmiştir.

Deneysel olarak saptanan R değerleri merkezi çaprazlanmış çerçeveler için 4,5 ve eksantrik (dışmerkez) olarak çaprazlanmış çerçeveler için de 6,0 olmuştur. Bu değerler 1991 NEHRP şartnamesinde benimsenen 6,0 ve 8,0 değerlerinden daha düşük değerlerdir. Tablo 2 . 5 deneysel olarak tespit edilen mukavemet , süneklik ve deprem davranış katsayılarını göstermektedir. Mukavemet ve süneklik katsayılarının hesabında kullanılan metot şekil 2 . 5 ' de resmedilmiştir.



Şekil 2 .5 Dayanım ve Süneklik Katsayılarının Deneysel Gelişimi

Tablo 2 .5 Çelik Çerçeveler İçin Deneyisel Azaltma Katsayıları

Sistem	R_s	R_μ	R
Merkezi Güçlendirilmiş	2,43	1,85	4,5
Dışmerkez Güçlendirilmiş	2,85	2,12	6,0

2 . 5 . 5 R Katsayısının Ana Bileşenleri

R için ilk formülasyonun önerilmesiyle çoğu araştırma tamamlanmıştır.Yakın dönemde yapılan çalışmalar , R için yeni bir formül ortaya çıkarmıştır. Burada R katsayısının formülü üç katsayının bir sonucu olarak belirtilmiştir.

$$R = R_s R_\mu R_R \quad (2 . 29)$$

Burada ;

R_s : Yapının periyoduna bağlı dayanım faktörü

R_μ : Yapının periyoduna bağlı süneklik faktörü

R_R : Hiperstatiklik (Redundancy) faktörü

Bu formül , hiperstatiklik faktörü hariç olmak üzere , Berkeley araştırmacıları ve Freeman (1990) tarafından ortaya konulan formülle benzerdir. Freeman ' ın önermiş olduğu formülde davranış azaltma katsayısı taşıma gücü tipindeki bir faktör ile düktilite tipindeki bir katsayı çarpılarak bulunur. ATC- 3-04 projesinde geliştirilen hiperstatiklik faktörünün fonksiyonu deprem çerçevelerinin güvenilirliğini tanımlamakta ve ana deprem doğrultusunda yer alan çerçeve sıralarını göz önüne almaktadır.

Dördüncü bir katsayı olan viskoz sönüm faktörünün (R_ξ) yeni formülasyona eklenmesi düşünülmektedir. Viskoz sönüm faktörü lineer olmayan bir çerçeve

sistemde yanal deplasmanın azaltılması için kullanılabilir. Fakat kuvvet -deplasman davranışının orantılı olarak azaltılmasında , özellikle de yüksek sönümlü çerçeveler için , kullanılmamaktadır.

Yukarıda önerilen formülasyon spesifik olarak çerçeve sistemlerinin plan ve düşey düzensizliğinin etkilerini içermemektedir. Düzensizlik , düzen faktörü vasıtasıyla

R' 'nin azaltılmasıyla giderilmelidir.

2.5.5.1 Mukavemet Faktörü (Strength Factor)

Binanın maksimum yatay mukavemeti genellikle dizayn dayanımını aşacaktır. Mukavemet katsayısı birçok parametreye bağlı bir katsayıdır. Örneğin , esnek (uzun periyotlu) çerçeve sistemlerde şartnameye bağlı ara kat öteleme limitleri yalnızca dayanım için gerekli olanlardan daha fazla eleman kesitlerinin kullanımına ihtiyaç duyabilir - ötelemesi sınırlandırılmış çerçeve sistemleri için periyoda bağımlı mukavemet katsayılarına neden olur. Depremselliği düşük bölgelerde yer alan yapılar , depremselliği yüksek bölgelerdeki yapılara göre daha farklı rezerv mukavemet değerlerine sahip olacaktır çünkü yer çekimi yüklerinin deprem yüklerine oranı farklıdır (mukavemet katsayısı için bölgeye bağlı değerler sonucunda). Bölgesel yapı uygulamalarındaki farklılıklar ile gerçek ve görünen malzeme dayanımı farklılıkları mukavemet katsayısı değerini etkilemektedir.

Mukavemet Katsayısının Değerlendirmesi

Lineer olmayan statik analiz (Pushover) bir binanın veya çerçeve sisteminin dayanımını hesaplamak için kullanılabilmektedir (ATC , 1982b; Bertero , 1986 ; Hwang ve Shinozuka , 1994 ; Uang ve Bertero , 1986 ; Whittaker et al . 1990). Binanın dayanımının hesabında kullanılan prosedür anlaşılması kolay bir prosedürdür fakat analizi yapanlar davranışın sınırlandırma durumunu seçmek durumundadırlar.

Tipik sınırlandırılmış kat deplasmanları maksimum ara kat yanal deplasman ve plastik mafsal dönmelerini içermektedir. İzlenen prosedürün adımları aşağıda belirtilmiştir :

- 1 . Lineer olmayan statik analiz kullanılarak bina için taban kesme kuvveti - tavan deplasmanı ilişkisi kurulur.
- 2 . Sınırlandırılmış kat deplasmanlarına bağlı olarak en üst kattaki yanal deplasman , binanın taban kesme kuvveti V_o hesaplanır.Yapının rezerv mukavemeti dizayn taban kesme kuvveti (V_d) ve V_o arasındaki farka eşittir.
- 3 . Aşağıdaki formül kullanılarak mukavemet katsayısı hesaplanır :

$$R_s = \frac{V_o}{V_d} \quad (2 .30)$$

Dayanım Katsayısının Hesabı

Çok sayıda araştırmacı tarafından lineer olmayan statik analiz yöntemi kullanılarak sismik çerçeve sistemlerde rezerv mukavemet için çalışmalar yapılmıştır. Aşağıda bu çalışmalar sonucunda ortaya çıkan sonuçlar özetlenmiştir.

Freeman (1990) , biri 4 . deprem bölgesi diğeri ise 3 . deprem bölgesi olmak üzere, üçe üç açıklıklı moment aktaran çelik çerçeveler için dayanım katsayısı araştırması yapmıştır. Dayanım katsayıları , yapılan değişiklikler sonrası dayanım dizaynını yansıtmak üzere , sırasıyla 1,9 ; 3,6 ve 3,3 olarak rapor edilmiştir. Freeman (ATC , 1982b) tarafından daha önce dört açıklıklı ve yedi açıklıklı moment aktaran betonarme çerçevelerde yapılan araştırmalarda ise , hesaplanan dayanım katsayısı , modifikasyon sonrası dayanım dizaynını yansıtmak üzere , yaklaşık olarak sırasıyla 2,8 ve 4,8 olarak saptanmıştı.

Osteraas ve Krawinkler (1990) , rezerv mukavemet ve süneklik üzerine üç taşıyıcı sistem için ayrıntılı çalışmalarda bulunmuşlardır. Bu üç sistem ; sistemde yer alan birçok moment aktaran çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistem , yapının dış cephesinde yer alan moment aktaran çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistem (perimeter moment frames) ve merkezi birleştirilmiş çaprazlı çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistem (concentric braced fraşan). Bu çerçeve sistemler şu varsayımlara göre dizayn edilmişlerdir :

- 1 . Sismik yükler UBC deprem bölgesi 4 ve zemin türü S2 ' ye göre tespit edilmiştir.
- 2 . 70 psf zati yük
- 3 . 30 psf hareketli yük
- 4 . Üç açıklığa beş açıklıklı bina planı - $24m^2$ açıklık kullanılarak
- 5 . Bina yüksekliğiyle ilgili kolaylaştırılmış ilişki için hesaplanan elastik periyot

Osteraas ve Krawinkler araştırmalarında ele aldıkları üç çerçeve sistem için 1,8 ile 6,5 aralığında değişen dayanım katsayılarını elde etmişlerdir. Sistemde dağınık olarak yer alan moment aktaran çerçeveler için , kısa periyot aralığında 6,5 ile 4 saniye periyodunda 2,1 arasında dayanım katsayıları belirlenmiştir. Binanın cephesinde yer alan moment çerçeveler için dayanım katsayısı , kısa periyot aralığında 3,5 ile 4 saniye periyodunda 1,8 arasında değerler almıştır. Merkezi birleştirilmiş çaprazlı çerçevelerde ise dayanım katsayısı 0,1 saniyede 2,8 ile 0,9 saniyede 2,2 aralığında değerler almıştır.

Uang ve Maarouf (1993) 1989 Loma Prieta depreminden etkilenen iki binayı analiz etmiştir . Bu iki binadan biri 13 katlı çelik çerçeveli bir bina , diğeri ise 6 katlı bina çevresinde betonarme moment aktaran çerçevelerden oluşan bir binaydı. Bu iki yapı için saptanan dayanım katsayıları , modifikasyon sonrası taşıma gücü dizaynını yansıtmak için , sırasıyla 4,0 ve 1,9 olmuştur.

Hwang ve Shinozuka (1994) , UBC deprem bölgesi 2 ' de yer alan , yapının iç kısmında yer alan moment aktaran çerçeveli (intermediate moment frame) , dört katlı betonarme bina üzerinde çalışmalar yapmıştır. Bu yapı için dizayn taban kesme kuvveti 0,09W dir. Binanın maksimum yatay dayanımı (resistance) 0,26W olarak hesaplanmıştır. Bunun sonucunda çerçeve sistem üzerinde herhangi bir hasar sınırlandırması alınmadığında mukavemet katsayısının 2,2 değerinde olduğu görülmüştür. Eğer hasar kontrol seviyesi (yapısal hasar oluşmaması durumu) yapı için performans seviyesi olarak belirlenmişse dayanım katsayısı değeri yaklaşık olarak 1,6 olacaktır.

Dayanım katsayısı için rapor edilen tüm bu değerler manidar olmakla birlikte , çoğu profesyonel olarak dizayn yapanların oluşturduğu mühendis topluluğun kullanmış olduğu değerlerden çok büyüktür. Açıktır ki , dayanım katsayısının geliştirilmesi için sistematik ve koordine edilmiş çalışmalara gereksinim vardır.

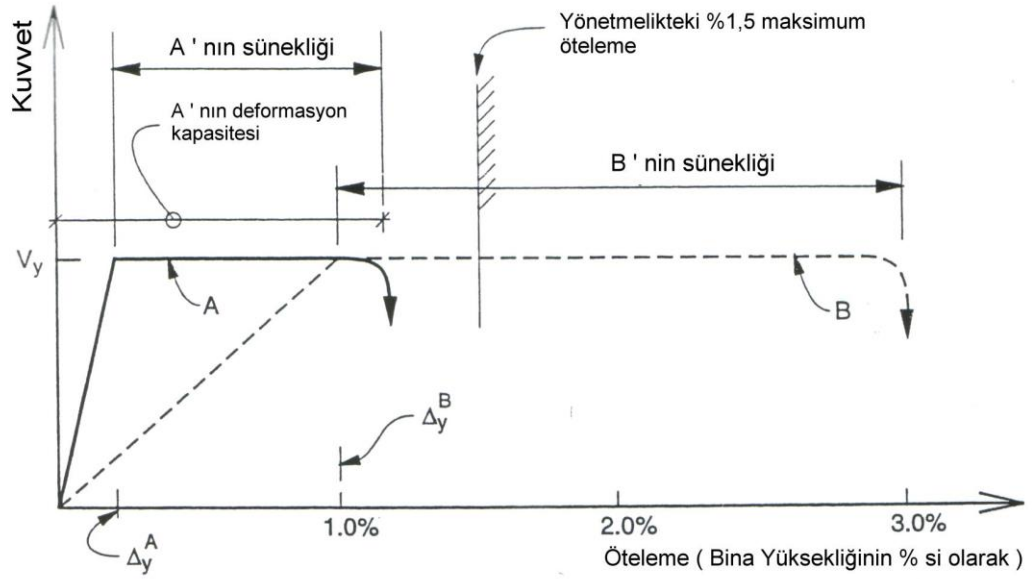
2.5.5.2 Süneklik Faktörü

Deformasyon kapasitesi , süneklik ve süneklik oranının sismik davranış parametreleri çok yakın bağlantılıdır ve bu yüzden sıklıkla karıştırılırlar. Örneğin, büyük oranda deformasyon kapasitesine sahip bir çerçeve küçük sünekliğe ve küçük bir süneklik oranına sahip olabileceği gibi , küçük oranda deformasyon kapasitesine sahip bir çerçeve de küçük sünekliğe fakat büyük bir süneklik oranına sahip olabilir.

Şekil 2 . 6 ' de gösterilen iki tane bir katlı yapı çerçevesi için kuvvet - deformasyon ilişkileri incelenmiştir. Normalize edilmiş kuvvet - deformasyon ilişkileri elastik - plastik (elastoplastik) olarak idealize edilmiş , akma öteleme oranları çerçeve A için %0,2 ve çerçeve B için %1 olarak varsayılmıştır. Maksimum ara kat öteleme oranları çerçeve A için % 1,2 ve çerçeve B için de %3,0 olarak kabul edilmiştir. Ana sismik davranış parametreleri Tablo 2.6 ' de listelenmiştir. Davranış parametrelerinin değerleri %1,5 ' lik ara kat öteleme limitiyle sınırlandırılmıştır. Tablo 2 .6 ' de verilen öteleme değerleri kat yüksekliğinin yüzdesi olarak verilmiştir. Bu veriler , davranış parametrelerinin spesifik limit durumlarına bağlı olarak tanımlanmasının önemini göstermektedir. Ötelemeyi %1,5 ' le sınırlandırmakla , rijit çerçeve (A çerçevesi) , daha esnek çerçeveye (B çerçevesi) göre daha sünek bir yapıya kavuşmuş ve daha fazla süneklik oranına sahip olmuştur. Halbuki , öteleme sınırlandırma durumu ortadan kaldırılırsa , daha esnek olan çerçeve rijit çerçeveye oranla daha fazla sünekliğe (%2 ' ye eşit) sahip olur.

Tablo 2.6 Tek Açıklıklı İki Örnek Çerçeve İçin Sismik Davranış Katsayısı

Davranış Parametreleri	Çerçeve A	Çerçeve B
Akma Durumundaki Yanal Deplasman	% 0,2	% 1,0
Yanal Deplasman Kapasitesi	% 1,2	% 1,5
Deplasman Sünekliği	% 1,0	% 0,5
Deplasman Sünekliği Oranı	6	1,5



Şekil 2.6 Tek Açıklıklı İki Çerçeve İçin Terimlerin Tanımlanması

Süneklik oranı (μ) ; sistem , kat ve eleman seviyelerinde hesaplanabilir. Sistem ve kat seviyelerinde , süneklik oranı deformasyon süneklik oranı cinsinden açıklanmıştır. Eleman seviyesinde ise ; süneklik oranı , gerilme (strain) süneklik oranı , eğrilik (curvature) süneklik oranı ve dönme (rotation) süneklik oranı cinsinden açıklanmıştır. Bu çalışmada amaç için , sistem seviyesindeki deformasyon süneklik oranı süneklik katsayısının belirlenmesi için kullanılmıştır. Unutulmamalıdır ki ; süneklik katsayısı tüm çerçeve sisteminin lineer olmayan davranışının bir ölçüsüdür.

Deformasyon sünekliğinin hesabının güvenilir bir şekilde yapılması arzu edildiğinde, süneklik katsayısının hesabı için sonraki adım deformasyon sünekliği ve süneklik katsayısı arasında bir ilişki türetmek olacaktır. Bu adım yakın yıllar içerisinde birçok araştırmacı tarafından araştırma konusu olarak seçilmiştir.

2.5.5.3 Sönüm Faktörü

Sönüm genel terimi sıklıkla yapı çerçevesinde enerji israfını (dissipation) karakterize eden anlamında kullanılır. Bu tanımlama enerji israfının histerik davranışa göre mi yoksa viskoz sönüme göre mi yapıldığına bakılmaksızın yapılır.

Elastik davranış gösteren bir yapıda histerik davranışa göre sönüm genellikle denk viskoz sönüm (equivalent viscous damping) olarak adlandırılır ve %5 kritik değerine eşit farzedilir. %5 denk viskoz sönümün kullanılması manidardır. Denk viskoz sönümün ; %5 (çelik çerçevelerde) ile %7 (perde) arasında değerler (ATC,1974) ; %5 (çelik çerçevelerde) ile %8 (perde) arasında değerler (DOD,1986) aldığı rapor edilmiştir. Bununla birlikte ortaya çıkmıştır ki , bazı sönümler ağırlıklı olarak iç ve dış yapısal olmayan elemanların cinsine ve düzenine bağlıdır.

Daha önceki bölümlerde bahsedilen sönüm faktörü , binaların kuvvet ve deformasyon davranışları üzerindeki bütünleyici viskoz sönüm buluşu (devices) etkisini hesaplamak için tasarlanmıştır. Bu etki üzerinde araştırmacılar tarafından önemli çalışmalar yapılmıştır (Riddell ve Newmark , 1979 ; Wu ve Hanson , 1989) . Bu çalışmalarda yapının sadece deformasyon davranışına odaklanılmıştır. Riddell ve Newmark ' ın çalışmaları sonucunda elde edilen veriler sismik izolasyon sistemlerinin dizaynı için 1994 UBC içerisinde yer almıştır.

Bununla birlikte , günümüzde R katsayısı kullanılan sismik dizayn prosedürleri kuvvet tabanlı prosedürlerdir. Viskoz sönümün bir bina çerçevesine eklenmesi her zaman deformasyonları azaltacak fakat viskoz kuvvetler önemli(gerçek) hale geldiği zaman başlangıç kuvvetlerini artırabilecektir.

Tablo 2 .7 , sadece deformasyon davranışı indirgemesi için R_{ξ} sönüm katsayısının değerlerini göstermektedir. Bu tablo sismik izolasyon sistemleri için 1994 UBC şartnamesinden ve viskoz sönümün farklı seviyeleri için Wu ve Hanson (1989) tarafından yapılan çalışmadan alınmıştır. Bu katsayılar histerik kuvvet taleplerini azaltmak için kullanılmamalıdır. (Viskoz elemanlarda oluşan kuvvetler dizayn sürecinde kesin olarak hesaplanmamışsa)

Tablo 2 .7 Viskoz Sönümün Bir Fonksiyonu Olarak Sönüm Faktörleri

Viskoz Sönüm (% Kritik)	1994 UBC (R_ξ)	Wu ve Hanson (R_ξ)
2	0,80	-
5	1,00	1,00
7	-	-
10	1,20	1,19
12	-	-
15	-	1,39
20	1,50	1,56

2 . 6 SONUÇLAR

Bu bölümde bahsedilen konuların amacı 3 önemli bulguyu ortaya koymaktı :

- 1 . ABD ' deki binaların sismik dizaynında deprem davranış katsayısının oynadığı rolün tekrar edilmesi
- 2 . ABD ' deki sismik şartnamelerde yer alan R değerlerinin (ve onun çalışan gerilme dengi olan R_w ' nin) tabanlarının dökümanlaştırılması
- 3 . ABD ' de kullanılan sismik çerçeve sistemleri için R değerlerinin sistematik ve rasyonel olarak tespitinde bir metot önerebilmek

Yukarıda R ve R_w değerlerinin tarihi gelişim süreci incelenmiştir. R ve R_w değerlerinin direk olarak , 1959 Amerikan şartnamesinde ilk olarak yer alan K yatay kuvvet katsayısının devamı olduğu rapor edilmiştir. K değerleri 1950 ' lerin sonlarına doğru California ' daki tecrübeli yapı mühendislerinin konsensüs fikirlerini temsil etmekteydi. K için öngörülen değerler mühendisin fikirleri doğrultusunda belirlenmiş

olup detaylı analizler sonucu ortaya çıkmış değerler değildirler. Bu durum o dönemde elde bulunan analitik araçların yetersizliği düşünüldüğünde normal bir durumdur. Bu araştırma şöyle sonuçlanmıştır :

- 1 . ABD ' deki modern sismik şartnamelerde yer alan deprem davranış katsayısı (R) için matematiksel bir temel söz konusu değildir.
- 2 . Bütün binaların elde bulunan çerçeve çeşidi , plan düzensizliği ve düşey geometrisi için tek bir R değeri tanımlamak mümkün değildir.
- 3 . Tutarlı seviyelerde hasar sağlamak için R değerleri hem yapının birinci temel periyoduna hem de yapının temelinin yer aldığı zeminin cinsine bağlı olmalıdır.
- 4 . Göz önünde bulundurulmuş çerçeve sistemi için öngörülen R değerleri sismik alanlar arasında değişebilmelidir çünkü bir çerçeve sistemin rezerv mukavemeti yer çekimi yüklerinin sismik yüklere olan oranının bir fonksiyonu olabilecektir. Buna ek olarak detaylandırma gereklilikleri hala bölgeye bağlı olarak çeşitlilik göstermektedir.
- 5 . Farklı çerçeve sistemleri için halen geçerli olan R değerleri tüm binalar için düzgün bir emniyet sağlamamaktadır.

Bölüm 2 .4 .2 ' de Avrupa , Japonya ve Meksika ' da kullanılmakta olan deprem davranış katsayılarından bahsedilmiş ,buralarda kullanılan değerlerin ABD ' dekilerle kıyaslamaları gösterilmiştir. Bu araştırma göstermiştir ki ; Avrupa ve Meksika ' da kullanılan R değerlerinden daha büyük R değerleri ABD ' de kullanılmaktadır. Sismik performansların her durumda aynı olduğu göz önünde bulundurulursa , bu çalışmalardan elde edilen sonuç göstermektedir ki ABD deprem yönetmeliğinde yer alan R değerleri yeteri kadar güvenli (conservative) olmayabilir.

Yukarıdaki ilgili bölümlerde R ' nin sismik dizayn süreci üzerindeki etkileri açıklanmış , yapılar için kuvvet - deplasman ilişkisi verilmiş , iki çelik çaprazlı çerçeve sistemi için R değerlerinin deneysel olarak elde edilmesi özetlenmiş ve R için yeni bir formülasyon önerilmiştir. Ayrıca Berkeley ' de yapılan deneysel programın sonuçları tekrarlanmıştır.

Bu sonuçlar göstermiştir ki , merkezi ve eksantrik (dışmerkez) çaprazlı çerçeveler için NEHRP şartnamesinde yer alan R değerleri yeterince güvenilir değildir. Deprem davranış katsayısı için önerilen yeni formülasyon R' 'yi rezerv mukavemet , süneklik ve büyütme gibi üç farklı faktöre ayırmaktadır. Sönüm faktörünün etkileri de bu yeni formülasyon içerisinde yer almaktadır. [5]

3 . LİNEER OLMAYAN STATİK ANALİZ PROSEDÜRLERİ

Lineer analiz herhangi bir yapının elastik kapasitesini ve ilk akmanın nerede olacağını iyi bir şekilde göstermekle birlikte mekanizma durumlarını ve akma sırasında ortaya çıkacak kuvvet dağılımını göstermez. Lineer olmayan analiz ise yapıların göçme anına kadar olan davranışının ve yıkılma durumundaki mod şeklinin nasıl olacağını büyük bir yakınsaklıkla gösterebilmektedir. Lineer olmayan analiz yöntemlerinin dizayn için kullanımı büyük bir deprem karşısında yapının nasıl davranacağı hakkında mühendise iyi bir fikir verir.

3 . 1 LİNEER OLMAYAN ANALİZ İÇİN METODLAR

Performans tabanlı dizayn prosedürünün iki ana elemanı talep (davranış) ve kapasitedir. Talep , deprem yer hareketinin bir göstergesidir. Kapasite ise , yapının sismik talebe karşı mukavemet gösterebilme yeteneğinin bir göstergesidir. Yapı deprem hareketinin talebine karşılık verebilecek kapasiteye sahip olmalıdır.

Kapasite spektrumu metodu ve deplasman katsayılar metodu gibi pushover metodları kullanılarak basitleştirilmiş lineer olmayan analiz işlemlerini yapabilmek için üç şeyin tanımlanmasına ihtiyaç vardır. Bunlar ; kapasite , talep (yer değiştirme) ve performanstır.

3.1.1 Kapasite

Bir yapının tüm kapasitesi onun bileşenlerinin dayanım ve deformasyon kapasitesine bağlıdır. Elastik sınırın ötesindeki kapasiteleri belirlemek için pushover gibi lineer olmayan analiz yöntemlerine ihtiyaç vardır. Yapının akma durumunda olan bileşenlerinin dayanımında meydana gelen azalma için yapının matematiksel bir modeli modifiye edilmiştir. Yatay yük diğer yapı bileşenlerinin akması için artırılarak uygulanmaya devam edilir. Bu süreç , yapı mekanizma durumuna gelinceye veya önceden belirlenen bir sınıra ulaşmaya kadar devam eder.

İki boyutlu modeller için , bilgisayar programları kullanılarak direk olarak lineer olmayan davranış modellenenbilir ve pushover eğrisi çizilebilir. Pushover kapasite eğrisi , yapının elastik sınırı aşması durumunda nasıl bir davranış sergileyebileceği konusunda fikir vermektedir.

3.1.2 Talep (Yer değiştirme)

Deprem sırasındaki yer hareketleri zamanla birlikte çeşitlilik gösteren karmaşık yatay deformasyon durumlarının oluşmasına neden olur. Geleneksel lineer analiz metodları yatay kuvvetleri bir dizayn koşulu temsili için kullanırlar. Lineer olmayan metodlar için dizayn koşulu olarak yatay deplasmanları kullanmak daha kolay ve daha direk bir metoddur. Belirli bir yapı ve yer hareketi için , deplasman talebi , yer hareketi sırasında yapının beklenen maksimum davranışının bir tahminidir.

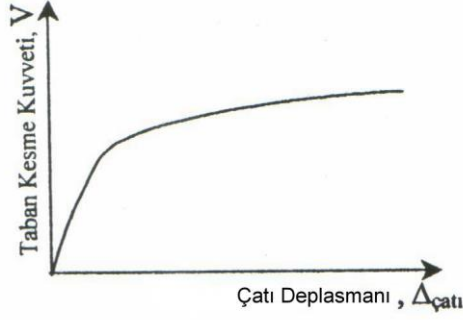
3.1.3 Performans

Kapasite eğrisi ve talep deplasman (demand displacement) bir kez belirlendikten sonra artık performans kontrolü yapılabilir. Ortaya konan performans sınırları , yapısal ve yapısal olmayan bileşenlerin performans sınırlarının kabul edilebilir durumlarının ötesinde hasar görmemesini sağlamak içindir.

3 . 2 KAPASİTE VE TALEP SPEKTRUMUNUN BELİRLENMESİ

Yapı kapasitesi pushover eğrisi ile gösterilir. Kuvvet - Deformasyon eğrisini çizmenin en uygun yolu taban kesme kuvveti ile çatı deplasmanını bir grafik üzerinde işaretlemektir. Şekil 3 .1 ' de bu durumun gösterildiği grafik görülmektedir. SAP2000 ve DRAIN-2DX gibi bazı lineer olmayan hesap programları pushover analizi iterasyon gerekmeden direk olarak yapabilmektedir. Pushover eğrisi genellikle yapının birinci (fundamental) moduna karşı gösterdiği deformasyon ve taban kesme kuvveti ile oluşturulur. Bu genellikle doğal titreşim periyodu bir saniye olan yapılar için geçerli olan bir durumdur.

Belirli bir deprem için muhtemel maksimum yer değiştirmenin belirlenmesi çok önemlidir. Performans seviyesinin belirlenebilmesi için kapasite eğrisi ile birlikte sismik talebin (seismic demand) de belirlenmesi gerekir. Bu talep deplasmanlarını



Şekil 3 .1 Taban Kesme Kuvveti - Çatı Deplasmanı

belirleyebilmek için Kapasite Spektrumu Metodlarından³ olan kapasite spektrumu metodu kullanılacaktır.

Kapasite spektrumu metodundaki deprem talep deplasmanı kapasite spektrumu üzerinde " Performans Noktası " diye adlandırılan bir noktada oluşur. Bu performans noktası , yapının sismik kapasitesini , yani belirli bir depremle zorlanan yapının karşılığını (response) gösterir.

Performans noktasının yeri şu iki koşul ile doğrulanmalıdır :

- 1 . Performans noktası kapasite spektrumu üzerinde olmalıdır.
- 2 . Performans noktası , % 5 sönümlü elastik karşılık spektrumundan indirgenmiş talep spektrumunun üzerinde olmalıdır.

Genel olarak performans noktasının belirlenmesi yukarıdaki iki kriterin sağlanması ile ortaya çıkar.

3 . 2 .1 Kapasite Spektrumu Metodunun Kavramsal Gelişimi

Kapasite Eğrisinin Kapasite Spektrumuna Dönüştürülmesi

Kapasite spektrumu metodunun kullanılabilmesi için yapının elastoplastik analizi yapılarak taban kesme kuvveti - çatı deplasmanının gösterildiği kapasite eğrisinin ADRS⁴ formatına çevrilmesi gerekmektedir. ADRS formatı , aynı grafik üzerinde ivme - zaman ve $P - \delta$ (taban kesme kuvveti - çatı deplasmanı) eğrilerinin

³ ATC 40 ' da kullanılan yöntem

⁴ Acceleration Displacement Response Spectra (ADRS) , Mahaney 1993 .

gösterimidir. ADRS formatı $S_a - S_d$ eğrisi ve $P - S_d$ eğrisinden oluşur. Bu yüzden mevcut ivme - zaman ve $P - \delta$ eğrilerinin dönüşümlerinin yapılması gerekir. Bu dönüşümler aşağıda anlatıldığı şekilde yapılmaktadır : [3]

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \quad (3.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i / g) \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (3.2)$$

$$S_a = \frac{(V / W)}{\alpha_1} \quad (3.3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{çatı}}}{PF_1 \phi_{\text{çatı},1}} \quad (3.4)$$

PF_1 = Birinci doğal mod (fundamental) için modal katılma katsayısı

α_1 = Birinci doğal mod için modal kütle katsayısı

w_i / g = i . seviyedeki toplanmış kütle

ϕ_{i1} = i . seviyedeki modun şekli

N = N seviyesi , yapıdaki kat sayısı

V = Taban kesme kuvveti

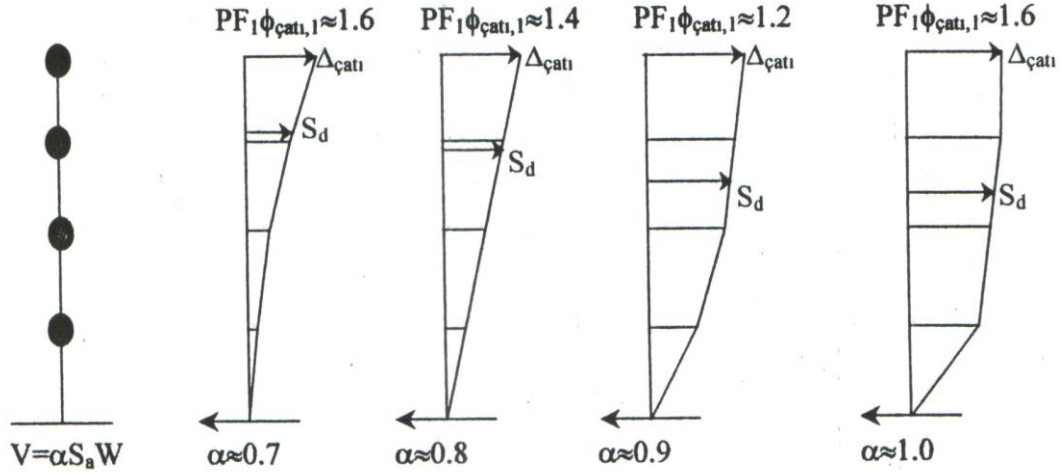
W = Zati yükler ve hareketli yüklerin toplamı

$\Delta_{\text{çatı}}$ = Çatı deplasmanı

S_a = Spektral İvme

S_d = Spektral Deplasman

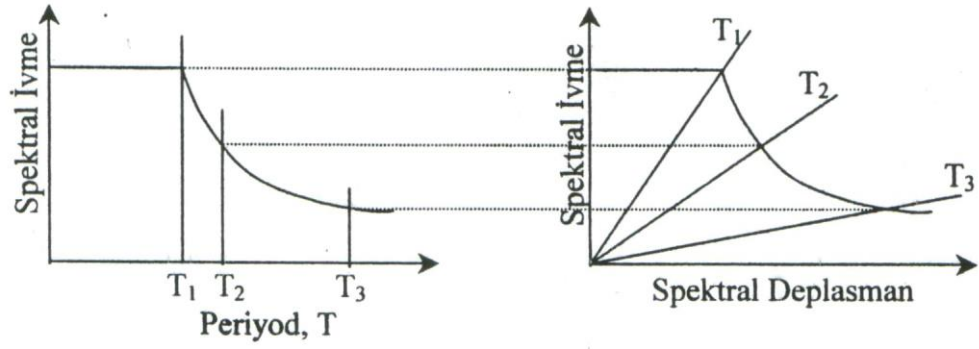
Modal katılma katsayıları ve modal kütle katsayıları için bir örnek Şekil 3 .2' de verilmiştir. [3]



Şekil 3 . 2 Modal Katılma Katsayıları ve Modal Kütle Katsayıları İçin Bir Örnek

Kapasite eğrisini ADRS formatındaki kapasite spektrumuna dönüştürmede genel olarak yapılan işlem şudur : İlk olarak birinci doğal mod için modal katılma katsayısı ve birinci doğal mod için modal kütle katsayısı denklem (3 .1) ve (3 .2) nin yardımıyla hesaplanır. Daha sonra kapasite eğrisi üzerindeki her nokta (3 .3) ve (3 .4) denklemlerinin yardımıyla S_a ve S_d ' lere dönüştürülür.

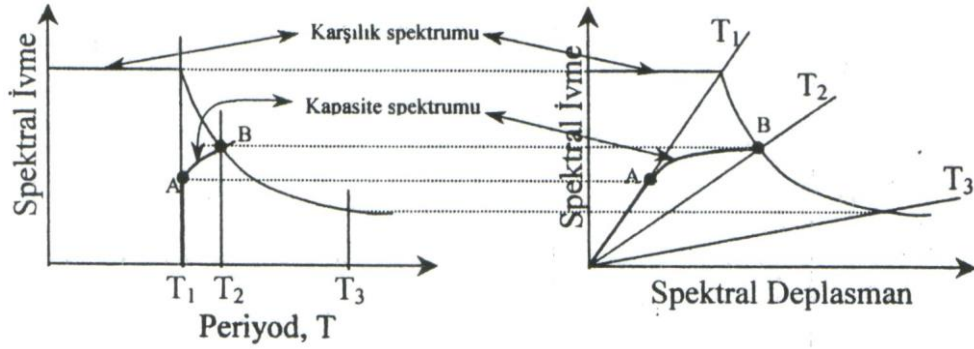
Şekil 3 . 3 ' de karşılık spektrumunun $S_a - T$ şekli ile $S_a - S_d$ (ADRS) formatı birlikte gösterilmiştir. ADRS spektrumu üzerindeki herhangi bir noktadaki T periyodu şöyle hesaplanabilir :



Şekil 3 . 3 ADRS Formatlarında Karşılık Spektrumları

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

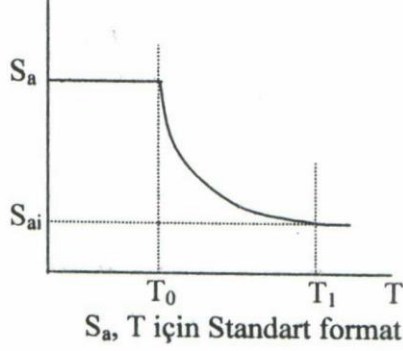
Şekil 3 .4 ' de görüldüğü üzere kapasite spektrumu T_1 periyodunda A noktasına kadar sabittir. B noktasına ulaşıldığında periyot T_2 olmuştur. Bu durum göstermektedir ki , yapı elastik olmayan davranış göstermeye başladığı zaman periyodu artmaktadır.



Şekil 3 . 4 Kapasite Spektrumu İle Karşılık Spektrumunun Üst Üste Çizilmiş Şekli

ADRS SPEKTRUMUNA DÖNÜŞTÜRME

Karşılık Spektrumunu Dönüştürme

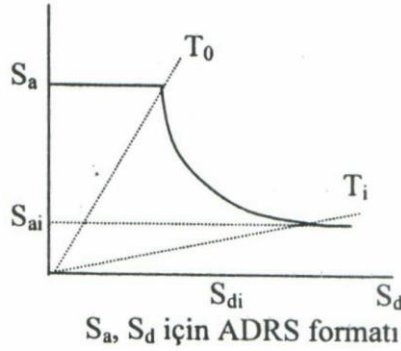


Karşılık spektrumu üzerindeki her nokta S_a, S_v, S_d ve T değerlerini içermektedir. Standart S_d ve T formatındaki spektrumu ADRS formatına çevirmek için S_{di} değerlerini belirlemek gerekir. Bu da aşağıdaki formülle yapılabilir:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g$$

Standart karşılık spektrumunda, spektral ivme değerleri için bir sınır ve spektral hız katsayıları için bir sınır vardır. T_i periyodundaki spektral ivme ve hız değerleri aşağıdaki formüllerle bulunur:

$$S_{ai} g = \frac{2\pi}{T_i} S_v \quad S_{di} = \frac{T_i}{2\pi} S_v$$

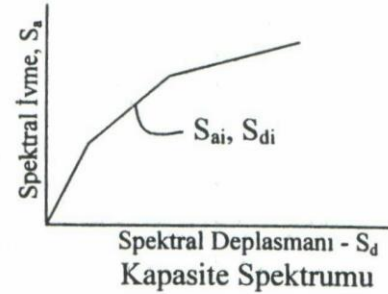
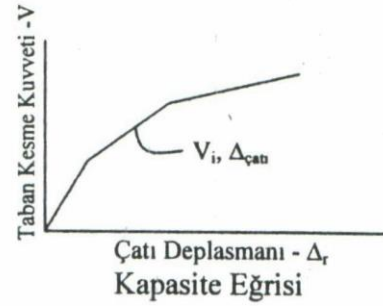


Kapasite Spektrumunu Dönüştürme

Kapasite (pushover) eğrisinden kapasite spektrumuna geçmek için birinci mod spektral koordinatları noktadan noktaya dönüşüm yapılması gerekir. Kapasite eğrisi üzerindeki her bir $V_i, \Delta_{\text{çatı}}$ noktası, bunlara karşılık gelen S_{ai}, S_{di} kapasite noktalarına aşağıdaki eşitlikler kullanılarak çevrilir:

$$S_{ai} = \frac{V_i}{W} \frac{1}{\alpha_1}$$

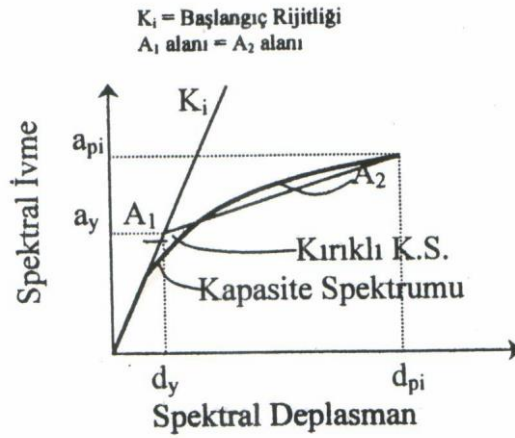
$$S_{di} = \frac{\Delta_{\text{çatı}}}{(PF_1 \times \phi_{1,\text{çatı}})}$$



Şekil 3.5 ADRS spektrumuna dönüştürme ile ilgili olarak ATC40 tan alınan bir akış diyagramı verilmiştir. [3]

3 . 2 . 2 Kapasite Spektrumunun Bilineer Hale Dönüştürülmesi

Şekil 3 . 6 ' da gösterilen bilineer kapasite spektrumunun oluşturulması için etkin sönümün , uygun indirgenmiş talep spektrumunun ve talep spektrumunun tahmin edilmesi gerekir. Spektrum eğrisinin oluşturulması için a_{pi} ve d_{pi} ' nin de belirlenmesi gereklidir. Bu nokta başlangıç performans noktasıdır ve indirgenmiş karşılık spektrumunu , talep spektrumunu oluşturmak için mühendis tarafından tahmin edilir. Talep spektrumu ile kapasite spektrumu bu tahmin edilen a_{pi} ve d_{pi} noktasında kesişiyorsa bu nokta performans noktasıdır. Bilineer gösterimi oluşturabilmek için orijinden başlangıç rijitliği de düşünülerek bir doğru çizilir. Daha sonra saptanan a_{pi} , d_{pi} noktasından geriye A_1 ve A_2 alanları eşit olacak şekilde bir eğri çizilir. Bunun sebebi her bir eğrinin eşit enerji sönümlemesini sağlamaktır.



Şekil 3 .6 Kapasite Spektrumunun Bilineer Gösterilişi [3]

4 . SÜNEKLİK DÜZEYİ YÜKSEK DIŞMERKEZ GÜÇLENDİRİLMİŞ ÇELİK ÇERÇEVE İÇİN TAŞIYICI SİSTEM DAVRANIŞ KATSAYISININ HESAPLANMASI

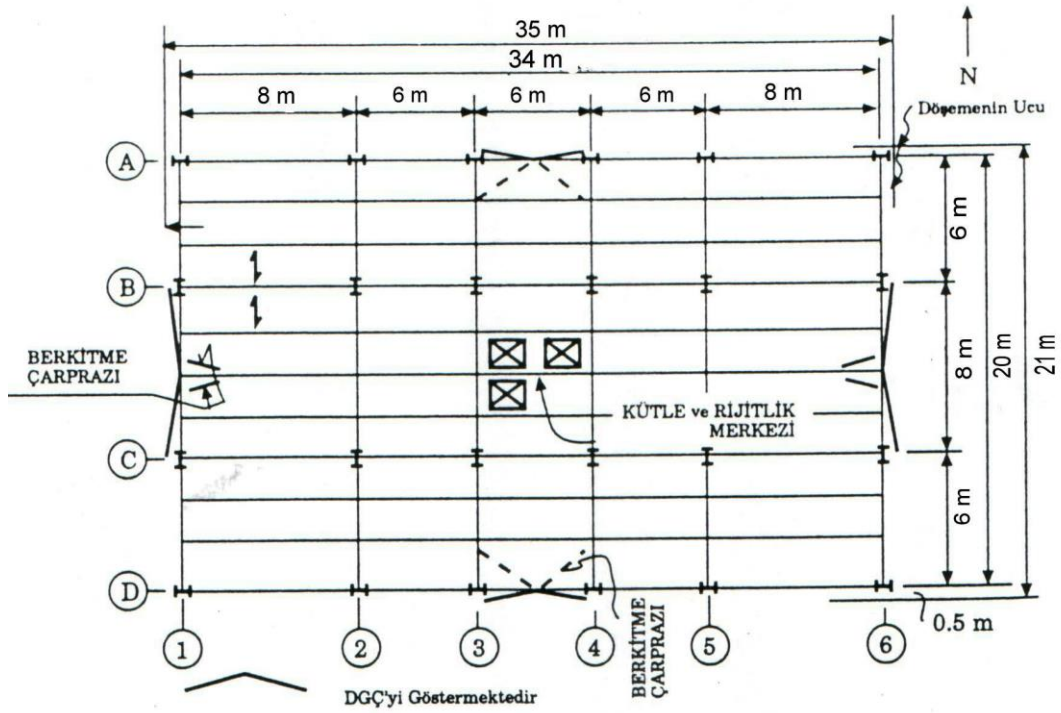
4 . 1 GİRİŞ

Bu bölümde süneklilik düzeyi yüksek dışmerkez güçlendirilmiş çelik bir çerçevenin taşıyıcı sistem davranış katsayısının (R) hesaplanmasında izlenecek yol hakkında bilgi verilmektedir. R katsayısının hesaplanması için belirli bir prosedür takip edilmiş , bu prosedür sonucunda elde edilen veriler SAP2000 programı yardımıyla değerlendirilerek lineer olmayan analiz yapılmıştır. Lineer olmayan analiz sonucunda elde edilen veriler yardımıyla da ele alınan sistem için bir davranış katsayısı belirlenmiştir. Aşağıda R katsayısının hesaplanması için izlenen prosedür özetlenmiştir :

- 1 . Plan , malzeme , zemin konularında yapılan kabuller
- 2 . Önboyutlandırma
- 3 . Çerçevenin Elastik Analizi
- 4 . Çerçevenin Plastik Yüklere Göre Hesabı ve Boyutlandırması
- 5 . SAP 2000 programı yardımıyla lineer olmayan analiz
- 6 . Deprem Davranış Katsayısının Hesaplanması

4 . 2 ÇERÇEVE HAKKINDA GENEL BİLGİ VE YAPILAN KABULLER

Ele alınan yedi katlı bina , çelik yapılar için önerilen depreme dayanıklı tasarım kuralları çerçevesinde verilen esaslar doğrultusunda incelenmiştir. Şekil 4 .1 ' de binanın plan görünüşü ve Şekil 4 .2 ' de ise dışmerkez güçlendirilmiş çerçevenin önden görünüşü verilmiştir.

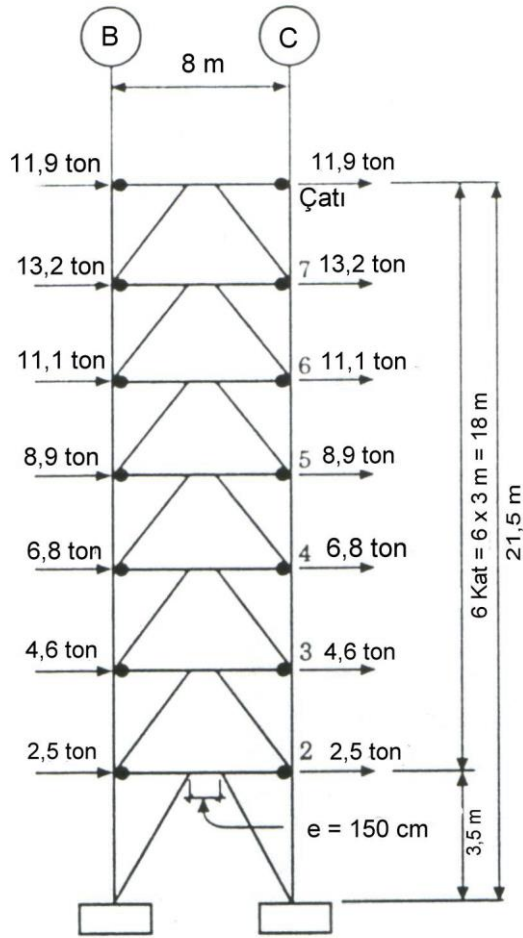


Şekil 4.1 Binanın Plan Görünüşü

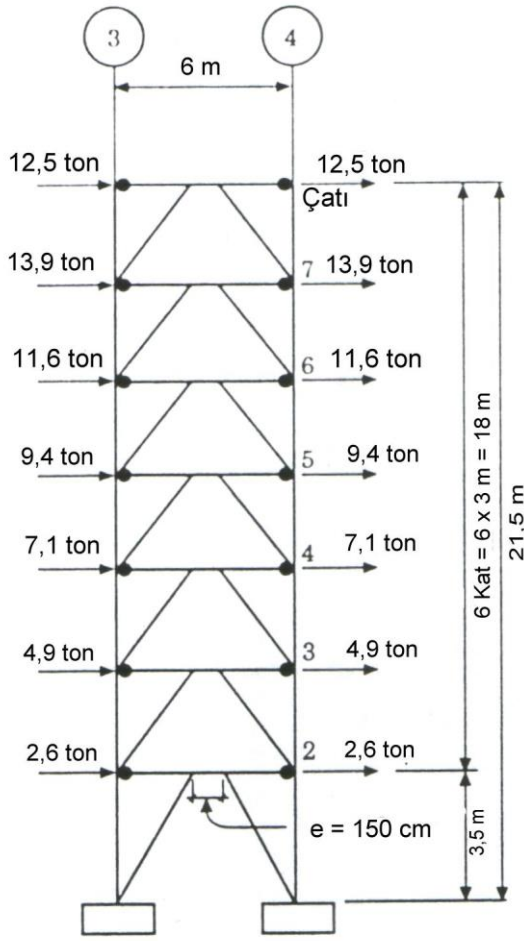
Yapılan hesaplar sırasında aşağıda görülen hususlar göz önünde tutulmuştur :

- 1 . A ve D kolon akslarında Batı - Doğu doğrultusunda dışmerkez güçlendirilmiş çerçeve (DGÇ) teşkil edilmiştir. 1 ve 6 nolu kolon akslarında Kuzey - Güney doğrultusunda da dışmerkez güçlendirilmiş çerçeve (DGÇ) düzenlenmiştir. Dışmerkez güçlendirilmiş çerçeveler yukarıda sözü edilen her aksın sadece orta gözünde düzenlenmiştir. Şekil 4 . 1 ' de gösterilen planda , teşkil edilmiş olan bu DGÇ ' ler açıkça görülmektedir. Üç açıklıktan sadece orta açıklıkta çapraz sistemi yer almaktadır. Kenar akslardaki kolonlar , iki ucu mafsallı çubuk olarak alınmıştır. Böylece , yatay yüklerin tamamının çaprazlı olan orta açıklık tarafından karşılanması sağlanmıştır.
- 2 . Yapının birinci derece deprem bölgesinde olduğu varsayılmıştır.
- 3 . Taşıyıcı elemanların enkesitleri için ARBED profillerinden faydalanılmıştır.
- 4 . Sismik Yükler için 1997 yılında yürürlüğe giren Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik kullanılmıştır.[1]

- 5 . Çelik Yapılar için Önerilen Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları çerçevesinde verilen esaslar doğrultusunda hesaplar yapılmıştır.
- 6 . Çelik elemanların enkesitlerinin ve bağlantılarının hesabında TS 498 , TS 4561 ve TS 3357 kullanılmıştır.[6 – 8]
- 7 . Bu projede yatay yük olarak yapıya etkiyen rüzgar yüklerinin kritik bir durum yaratmadığı varsayılmıştır.



Şekil 4.2a 1-1 Aksına Etkiyen Yatay Deprem Yükleri ($R = 7$)



Şekil 4 . 2b A - A Aksına Etkiyen Yatay Deprem Yükleri (R = 7)

Bunlara ek olarak şu hususlar da göz önünde tutulmuştur :

Malzeme :

St 37 çeliği kullanılmıştır.

Akma sınırı : $\sigma_y = 2400 \text{ kg / cm}^2$

Elastisite Modülü : $E = 2100000 \text{ kg / cm}^2$

Poisson oranı : $\nu = 0,3$

Zemin :

Zemin Cinsi : Ayrışmış Metamorfik Kayaçlar

Zemin Tabakasının Kalınlığı : 25 m

Zemin Sınıfı : Z3 [1]

4.3 ÖNBOYUTLANDIRMA

Yukarıda yapılan kabuller doğrultusunda , ilk olarak yapıya gelecek olan çatı katı yükleri ve normal kat yükleri bulunmuştur. Bu yükler bulunduktan sonra deprem yüklerinin hesabı yapılmıştır. Hesabı yapılan söz konusu yedi katlı binada DGÇ kullanılmış ve kesme kuvveti aktaran bağlantı kirişleri oluşturulmuştur. Dolayısıyla bu yapının elemanlarının boyutlandırılmasında dayanımlar göz önüne alınmıştır. Taşıyıcı elemanlar hisselerine düşen yükleri karşılayacak şekilde boyutlandırılmıştır. Bu elemanlar modellendikten sonra bilgisayar yardımıyla analiz edilerek aşağıdaki veriler elde edilmiştir.

- 1 . Çerçevenin yatay deplasmanı
- 2 . Doğu - Batı ve Kuzey - Güney doğrultusunda yer alan çerçevenin rölatif rijitliği
- 3 . Yapının periyodu

4.3.1 Yükler

Çatı Katı Yükleri

Zati Yük (Kaplamalar , döşeme , izolasyon , sıva , çelik çerçeve vb.) 250 kg/m²

Kar Yüğü [6] 75 kg / m²

Hareketli Yüğü [6] 150 kg/m²

$$\sum W_{\text{çatı}} = 250 + (0,30 \times 75) + (0,30 \times 150) = 318 \text{ kg / m}^2$$

Normal Kat Yüğüleri

Zati Yüğü (Kaplamalar , döşeme , izolasyon , sıva , çelik çerçeve vb.) 350 kg/m²

Hareketli Yüğü [6] 200 kg/m²

$$\sum W_{\text{normalkat}} = 350 + (0,30 \times 200) = 410 \text{ kg / m}^2$$

Kalkan Duvar

Ortalama Ağırlık : 70 kg / m²

$$W_{\text{çatı}} = (35 \times 21) \times 318 = 233730 \text{ kg} \cong 234 \text{ ton}$$

$$W_{\text{normalkat}} = (35 \times 21) \times 410 = 301350 \text{ kg} \cong 302 \text{ ton}$$

4 . 3 . 2 Deprem Yüklerinin Hesabı

Ülkemizde yürürlükte olan Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik ' 97 uyarınca eşdeğer deprem yükü yöntemi ile taban kesme kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır. Deprem yüklerinin tamamı dışmerkez güçlendirilmiş çerçeveler tarafından karşılanacaktır. 1 -1 , 6 - 6 , A - A ve D -D akslarındaki kesitler de buna göre önboyutlandırılacaktır.

1 -1 ve 6 - 6 aksları için eşdeğer deprem yüklerinin hesabı :

$$V = W.A(T) / R_a(T) > 0,10.A_0.I.W \quad (4 .1)$$

I . derece deprem bölgesinde yapılacak yapılar için Etkin Yer İvmesi Katsayısı :

$$A_0 = 0,40$$

Bina Önem Katsayısı :

$$I = 1,0$$

Zemin sınıfı Z3 için : $T_A = 0,15 \text{ s}$; $T_B = 0,6 \text{ s}$

Deprem Davranış katsayısı (R) = 7 (Önboyutlandırma için seçilmiştir)

Yapının Periyodu :

Binanın Yüksekliği : 21,5 m

$$C_t = 0,07$$

$$T = C_t \times (H(N))^{3/4} \quad (4 .2)$$

$$T = 0,699 \text{ s}$$

Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı :

$$T > T_A \text{ olduğundan} \quad R_a(T_1) = R = 7$$

Spektrum Katsayısı :

$$T > T_B \text{ olduğundan} \quad s(T_1) = 2,5 (T_B / T)^{0,8} \quad (4 .3)$$

$$s(T_1) = 2,213$$

Spektral İvme Katsayısı :

$$A (T) = A_0 . I . S (T) \quad (4 .4)$$

$$A (T) = 0,885$$

Bütün bu değerler göz önünde bulundurularak 1 - 1 ve 6 - 6 akslarına etkiyecek deprem kat yükleri ve toplam taban kesme kuvveti Tablo 4 .1 ' de verilmiştir .

Tablo 4 . 1 Katlara etkiyen eşdeğer deprem yükleri

Kat No	Hi (m)	Wi (ton)	Wi*Hi	(Wi*Hi)/Wj*Hj	Fi	Vi(ton)
Çatı	21,5	234	5031	0,201538277	46,51828	-
7	18,5	302	5587	0,223811241	51,65924	46,51828
6	15,5	302	4681	0,187517526	43,28207	98,17753
5	12,5	302	3775	0,151223811	34,90489	141,4596
4	9,5	302	2869	0,114930097	26,52772	176,3645
3	6,5	302	1963	0,078636382	18,15055	202,8922
2	3,5	302	1057	0,042342667	9,77337	221,0428
1	-					230,8161
Toplam		2046	24963			

Taban Kesme Kuvveti (4 .1) formülü yardımıyla şöyle bulunmuştur :

$$V_t = 230,8161 \text{ ton} > 81,84 \text{ ton}$$

4 . 3 . 2 .1 Deprem Yüklerinin DGÇ ' lere Dağılımı

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik ' 97 yönetmeliği rijitlik ve kütle merkezlerinin çakışması halinde bile belirli bir e - burulma ekzantrikliğinin göz önüne alınmasını öngörmektedir. Bu değer , yapının plandaki boyutlarının %5 ' i mertebesindedir. Kütle ve rijitlik merkezinin rölatif konumu dikkate alınmaksızın yatay kuvvetin etkidiği yöne dik olarak gerek Batı - Doğu gerekse Kuzey - Güney doğrultusunda göz önüne alınan burulma ekzantrikleri şöyledir :

$$e_{b-d} = (0,05) \times 21 = 1,05 \text{ m}$$

$$e_{k-g} = (0,05) \times 35 = 1,75 \text{ m}$$

Yapıda yer alan toplam dört adet DGÇ bulunmakta ve bunların her biri , bu burulmayı karşılayacaktır. Başlangıçta , DGÇ ' lerin her birinin aynı rijitliğe sahip olduğu kabul edilmiştir. Yapılan bu ilk kabul ileride yürütülecek olan analizlerde kesitler saptandıktan ve elastik analiz yapıldıktan sonra yeniden düzenlenmiştir.

$$K_1 = K_6 = K_A = K_D = 1,0$$

A ve D aksındaki DGÇ ' ye etkiyen kuvvet şöyle hesaplanır ;

$$V_{A,x} = V_{D,x} = K_A \left[\frac{V_x}{\sum K_{D-B}} \right] \pm \frac{(V_x e)(d)}{\sum K_y (d^2)} \quad (4.5)$$

1 ve 6 aksındaki DGÇ ' ye etkiyen kuvvet şöyle hesaplanır ;

$$V_{1,x} = V_{6,x} = K_1 \left[\frac{V_x}{\sum K_{K-G}} \right] \pm \frac{(V_x e)(d)}{\sum K_y (d^2)} \quad (4.6)$$

Burada ;

e : Burulma ekzantrikliği

d : Binanın rijitlik merkezinin DGÇ ' sine olan uzaklığı

K_{b-d} : Batı - Doğu doğrultusunda çerçevenin rijitliği

K_y : Çerçevenin rijitlik merkezine dik uzaklığı d olan kolonun , (y - y) eksenini esas alınarak hesaplanmış olan rijitliği

V_x :Yapıya etkiyen deprem yükü nedeniyle x - katında meydana gelen kesme kuvveti

$$K_{b-d} = 2 \times (1,0) = 2,0$$

$$d_{b-d} = 34 / 2 = 17 \text{ m}$$

$$d_{k-g} = 20 / 2 = 10 \text{ m}$$

$$\sum K_y d^2 = 2 (1,0) (17)^2 + 2 (1,0) (10)^2 = 778$$

Denklem (4.5) ve (4.6) yardımıyla aşağıdaki sonuçlar bulunmuştur :

$$V_{A,x} = V_{D,x} = 0,513 V_x$$

$$V_{1,x} = V_{6,x} = 0,538 V_x$$

Bu katsayılar göz önünde bulundurularak Tablo 4 . 2 ' de eşdeğer deprem yüklerinin dışmerkez güçlendirilmiş çerçevelere olan dağılımı gösterilmiştir.

Tablo 4 . 2 Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçevelere Etkiyen Eşdeğer Deprem Yükleri

Kat No.	DOĞU-BATI		KUZEY - GÜNEY	
	A ve D aksındaki DGÇ		1 ve 2 aksındaki DGÇ	
	Kuvvet(ton)		Kuvvet(ton)	
	Fx	Vx	Fx	Vx
Çatı	23,86387989		25,026837	
7	26,501192	23,86387989	27,7926731	25,026837
6	22,20370141	50,3650719	23,28575313	52,8195101
5	17,90621081	72,56877331	18,77883317	76,10526323
4	13,60872022	90,47498412	14,27191321	94,88409641
3	9,311229623	104,0837043	9,76499325	109,1560096
2	5,013739028	113,394934	5,258073288	118,9210029
1	0	118,408673	0	124,1790762
Σ	118,408673		124,1790762	

4.3.3 Çerçevenin Elastik Analizi

Burada ; yapıya etkiyen yatay deprem yükleri altında Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve ' nin yaptığı yatay deplasmanın yürürlükte olan yönetmelik tarafından tanımlanan sınır değerleri aşıp aşmadığını , bağlantı kirişinde oluşan dönmelerin verilen sınır dönme değerlerinden küçük olup olmadığını irdeleyebilmek ve yapının periyodunu saptamak için göz önüne alınan yapının elastik analizi yapılmıştır.

Kesme kuvveti sonucunda oluşan deformasyonların etkisi 1-1 ve 6 - 6 aksları için Tablo 4 . 3 ' de görülmektedir. Tablo 4 . 4 ise 1 - 1 ve 6 - 6 aksı için elastik analiz sonuçlarını göstermektedir.

Tablo 4 . 3 Çerçevenin Yatay Deplasmanlarına Kesme Kuvveti Nedeniyle Oluşan Deformasyonların Etkisi

Kat No	DGÇ ' nin Yatay Deplasmanı (cm)	
	Kat Ötelenmesi δ_x	Toplam Kat Ötelenmesi δ_t
Çatı	0,4	3,2
7	0,4	2,8
6	0,5	2,4
5	0,5	1,9
4	0,5	1,4
3	0,5	0,9
2	0,4	0,4

Tablo 4 . 4 Elastik Analiz Sonuçları

Kat No.	Vx(t)	N _{bağ} (ton)	N _{kiriş} (t)	V _{bağ} (t)	M _{bağ} (tm)
Çatı	25,03	0	13,02	10,91	8,2
7	52,82	0	31,1	20,89	15,7
6	76,11	0	44,1	29,69	22,4
5	94,88	0	53,6	36,74	28
4	109,16	0	61,4	41,96	31,8
3	118,92	0	66,9	46,15	35,2
2	124,18	0	64,1	50,07	38,3

Yürürlükte olan Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik ' 97 uyarınca görel kat ötelemelerinin en büyük değeri $(\Delta_i)_{\max}$ aşağıda verilen koşulların en elverişsiz olanını sağlamak zorundadır.

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0.0035 \quad (4.7)$$

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0,02 / R \quad (4.8)$$

$$(\Delta_i)_{\max} = 0,5$$

Denklem (5 - 7) için : $0,5 / 300 = 0,0016 < 0,0035$ (uygun)

Denklem (5 - 8) için : $0,0016 < 0,02 / 7 = 0,0029$ (uygun)

Kesme kuvveti sonucunda oluşan deformasyonların etkisi A - A ve D - D aksları için Tablo 4 . 5 ' de görülmektedir. Tablo 4 . 6 ise A - A ve D - D aksı için elastik analiz sonuçlarını göstermektedir.

Tablo 4 . 5 Çerçevenin Yatay Deplasmanlarına Kesme Kuvveti Nedeniyle Oluşan Deformasyonların Etkisi

Kat No	DGÇ ' nin Yatay Deplasmanı (cm)	
	Kat Ötelenmesi δ_x	Toplam Kat Ötelenmesi δ_t
Çatı	0,5	4,0
7	0,6	3,5
6	0,7	2,9
5	0,7	2,2
4	0,6	1,5
3	0,5	0,9
2	0,4	0,4

Tablo 4 . 6 Elastik Analiz Sonuçları

Kat No.	Vx(ton)	$N_{bağ} (t)$	$N_{kiriş} (t)$	$V_{bağ} (t)$	$M_{bağ} (tm)$
Çatı	23,86	0	13,06	13,51	9,86
7	50,36	0	27,71	25,85	19,12
6	72,57	0	39,26	36,54	27,28
5	90,47	0	49,03	46,48	34,92
4	104,08	0	55,82	52,39	39,47
3	113,39	0	61,65	58,66	44,46
2	118,41	0	58,04	61,9	46,98

$$(\Delta_i)_{\max} = 0,7$$

Denklem (4 . 7) için : $0,7 / 300 = 0,0023 < 0,0035$ (uygun)

Denklem (4 . 8) için : $0,0023 < 0,02 / 7 = 0,0029$ (uygun)

Bu noktadan itibaren , sadece 1 - 1 ve 6 - 6 akslarının ikinci katı için yapılan hesaplara yer verilecektir.

4 . 3 . 4 Bağlantı Kirişinin Boyutlandırılması

Yapıya etkiyen yatay deprem yükleri nedeniyle kesmeye çalıştırılan bağlantı kirişinin boyutlandırılması , bu kirişin parçasının eleman boyundan , örgü çubuklarının düzenlenme şeklinden , enkesitlerin boyutlarından ve elastik analiz sonuçlarından bağımsız olarak hesaplanır.

$$V_t \leq 0,80V_p \quad (4 . 9)$$

$$V_t \leq 0,80 \times 0,55 \times \sigma_y \times dt_w \quad (4 . 10)$$

$$\text{Gerekli } (dt_w) \geq \frac{V_t}{0,80 \times 0,55 \times \sigma_y}$$

$$V_t = 50,07 \text{ ton} \quad (\text{Tablo 5 . 4})$$

$$\text{Gerekli } (dt_w)_{\min} = 47 , 414 \text{ cm}^2$$

Seçilen Kesit : W 14 x 132

$$\text{Bu kesit için } dt_w = 52,48 \text{ cm}^2 > 47 , 414 \text{ cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

4 . 4 Çelik Çerçevenin Plastik Yüklere Göre Hesabı ve Boyutlandırılması

Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve ' de bağlantı kirişinin elastik olmayan davranışını sağlamak için çerçevede yer alan tüm yapısal elemanların yük taşıma kapasiteleri , bağlantı kirişinin plastik yük taşıma kapasitesinden daha büyük olacak şekilde tasarlanmalıdır. Bu nedenle , DGÇ ' deki bağlantı kirişi dışında kalan diğer yapısal elemanların enkesitleri , dolayısıyla yük taşıma kapasiteleri artırılır.

4 . 4 . 1 Bağlantı Kirişinin Kesme Cinsinden Plastik Yük Taşıma Kapasitesi

$$V_p = 0,55 \times \sigma_y \times dt_w \quad (4 . 11)$$

$$V_p = 69,2736 \text{ ton}$$

4 . 4 . 2 Hadde Profili Kirişlerinin Başlıkları

$$b_f / 2t_f < 0,31 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} \quad (4 .12)$$

$$7,137 < 9,1699 \quad (\text{uygun})$$

4 . 4 . 3 Bağlantı Kirişinin Boyu

Bağlantı kirişinin boyu Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve ' nin sünekliğini önemli ölçüde etkiler.

Bağlantı kirişinin kayma mukavemeti :

$$V_p = 0,55 \times \sigma_y \times dt_w \quad (4 .13)$$

Eğilme mukavemeti :

$$M_p = W_p \sigma_y \quad (4 .14)$$

Bağlantı kirişinin boyu :

$$e = 1,6 \frac{M_p}{W_p} \quad (4 .15)$$

Denklem (4 .13) , (4 .14) , (4 .15) yardımıyla ;

Seçilen Kesit : W 14 x 132

$$V_p = 69,2736 \text{ ton}$$

$$M_p = 9206 ,8 \text{ tcm}$$

$$e = 212 ,69 \text{ cm}$$

$$e = 210 \text{ cm} \quad \text{olarak alınmıştır .}$$

4 . 4 . 4 Çerçeve ve Bağlantı Kirişine Etkiyen Eksenel Yükler

Dışmerkez Güçlendirilmiş Çerçeve ' de yer alan bağlantı kirişine etkiyen eksenel kuvvet , bağlantı kirişinin eğilme kapasitesini azaltır. Bağlantı kirişinde eksenel kuvvetlerle eğilmeden oluşan etkiler birlikte göz önüne alınarak irdelenmiştir çünkü bu gerilme durumu gövdede akmanın meydana gelmesinden önce başlığın akmasına neden olabilir.

İkinci kata etkiyen kesme kuvveti :

$$\sum F_i = 118,92 \text{ ton}$$

İkinci kata etkiyen yatay kuvvet :

$$\sum F_x = 5,26 \text{ ton}$$

İkinci kattaki bağlantı kirişine etkiyen eksenel yük :

$$N_{bağ} = 0$$

4.4.5 Çerçeve Kirişi Gövdesinin Tahkiki

Çerçeve kirişine etkiyen eksenel kuvvet :

$$N = F = F_x / 2 + \sum F_i \quad (4.16)$$

$$N = 62,09 \text{ ton}$$

Elastik analizden çerçeve kirişine gelen eksenel kuvvet şöyle bulunmuştu :

$$N = 64,1 \text{ ton}$$

$$N_p = \sigma_y \times A \quad (4.17)$$

$$N_p = 600 \text{ ton}$$

$$N / N_p = 0,106 < 0,27 \quad (\text{uygun})$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \left(70 - 100 \frac{N}{N_p} \right) \sqrt{\frac{2531}{\sigma_y}} \quad (4.18)$$

$$10,512 < 60,914 \quad (\text{uygun})$$

4.4.6 Bağlantı Kirişine Etkiyen Bileşik Yükler

Kesmeye çalışan bağlantı kirişinin boyutlandırılması gerek taşıma gücüne gerekse de göçmenin kesme nedeniyle oluşması esasına dayandırılır. Bağ kirişinde eksenel kuvvet kesitin moment taşıma kapasitesini azaltmaktadır. Bunun sonucu olarak , eksenel yük nedeniyle moment cinsinden yük taşıma kapasitesinin azalması ve dolayısıyla akmanın kesme kuvveti altında değil eğilme nedeniyle meydana gelip

gelmeyeceği , bağlantı kirişi için mutlaka irdelenmelidir. Genelde bağlantı kirişinin plastik yük taşıma kapasitesini kesme kuvvetinin kontrol etmesi öngörülmektedir.

Bağlantı kirişlerinin boyutlandırılmasında bağlantı kirişi gövdesinin kesme yüklerini, buna karşın başlıklarının aksel yük ve eğilme momentini karşılayacağı varsayılabilir. Böylece bağlantı kirişinin enkesitine etkiyen kesme kuvveti nedeniyle tamamen akmaya geçmesi halinde , eşdeğer bir eğilme dayanımı amaçlanır.

$$N_{bağ} = 0 \text{ ton}$$

$$V_{bağ} = 50,07 \text{ ton}$$

$$e = 210 \text{ cm}$$

$$M = \frac{V_l \times e}{2} \quad (4.19)$$

$$M = 52,57 \text{ tm}$$

$$A_{bağ} = 97,99 \text{ cm}^2$$

$$W_p = 3392,34 \text{ cm}^3$$

$$\frac{N}{2A_b} + \frac{M}{W_p} < \sigma_y \quad (4.20)$$

$$1,55 < 2,4 \text{ t / cm}^2 \quad (\text{uygun})$$

4 . 4 . 7 Bağlantı Kirişinin Taşıma Gücünün Saptanması

Eğer kesit eğilmede plastik yük taşıma kapasitesine ulaşmışsa , bu durumda bağlantı kirişindeki kesme kuvveti , kesitin kesme dayanımından daha küçük bir değerde olabilecektir. Eğer böyle bir durum gerçekleşmiş ise , bu durumda kesitin eğilmedeki yük taşıma kapasitesi bağlantı kirişinin kesmedeki yük taşıma kapasitesini sınırlayabilir. Bu durumda aksel yük nedeniyle kesitin eğilmede azalan yük taşıma kapasitesinin , kesme kuvvetinin etkin olduğu bağlantı kirişinin yük taşıma kapasitesi için mümkün bir üst sınır olarak kabul edilmesi öngörülmektedir.

$$M_{rp} = W_p (\sigma_y - \sigma_a) \quad (4.21)$$

Seçilen Kesit : W 14 x 132

$$V_p = 69,2736 \text{ ton}$$

$$N_l = 0$$

$$M_{rp} = 9208,8 \text{ tcm} \quad (\sigma_a = 0)$$

M_{rp} bağlantı kirişinin yük taşıma kapasitesini sınırlayabilir , bu nedenle bu durumun irdelenmesi gerekir.

$$V_{rp} = \frac{2M_{rp}}{e} \quad (4.22)$$

$$V_{rp} = 87,703 \text{ ton}$$

Bu durumda bağlantı kirişinin yük taşıma kapasitesini V_p veya momentten kaynaklanan V_{rp} kontrol edecektir.

$$V_{kontrol\text{ed}en\text{dayan}d} = \min(V_p; V_{rp}) \quad (4.23)$$

$$V_{kontrol\text{ed}en\text{dayan}d} = \min (69,273 ; 87,703) = 69,273 \text{ ton}$$

Yukarıda görüldüğü üzere göz önüne alınan bağlantı kirişinin enkesitinin yük taşıma kapasitesi , gövde elemanının kesmedeki plastik yük taşıma kapasitesi tarafından kontrol edilmektedir.

4.4.8 Çerçeve Kirişinin Yanal Burkulması

DGÇ ' nin çerçeve kirişinin uç kısımlarında , gerek üst gerekse de alt başlığın yanal burkulmaya karşı tutulması öngörülmektedir. Bağlantı kirişlerinin dışında kalan çerçeve kirişlerinde de gerektiği taktirde , kirişin alt ve üst başlıkları yanal burkulmaya karşı tutulmalıdır.

$$l = \frac{L - e}{2} = 2,95m$$

$$l \leq 0,45 \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} b_f \quad (4.24)$$

$$l = 2,95 \text{ m} < 5 \text{ m} \quad (\text{uygun})$$

4 . 4 . 9 Çerçeve Kirişinin Analizi

Bağlantı kirişinin yanı sıra bunun dışında kalan çerçeve kirişi de eksenel yükün yanı sıra eğilmeye neden olan yüklerin birlikte etkimesi halinde bağlantı kirişinin plastik yük taşıma kapasitesinin 1,5 katını emniyetli bir şekilde aktaracak dayanıma sahip olmalıdır.

Bağlantı kirişini kontrol eden moment :

$$V_p = 69,273 \text{ ton}$$

$$e = 2,1 \text{ m}$$

$$M_p = \frac{1,5V_p e}{2} \quad (4 . 25)$$

$$M_p = 109,105 \text{ tm}$$

Seçilen Kesit : W 14 x 132

Seçilen Örgü Elemanı : W 10 x 100

Çerçeve kirişi parçasına gelen moment :

$$M_{p,kiriş} = 77,517 \text{ tm}$$

Çerçeve kirişinin eksenel yük nedeniyle moment cinsinden azaltılmış yük taşıma kapasitesi :

$$M_{rp,kiriş} = W_p \times (\sigma_y - \sigma_a) \quad (4 . 26)$$

Bağlantı kirişi dışında ve bir tarafında kalan çerçeve kiriş parçasının uzunluğu 2,95m olup narinlik ve buna bağlı olarak burkulma katsayısı tespit edilir.

Narinlik : $\lambda = 18,507$ $\omega = 1$ seçildi .

$$N_{kiriş} = 62,089 \text{ ton}$$

$$M_{rp,kiriş} = 82,558 \text{ tm}$$

$$M_{rp,kiriş} = 82,558 > M_{p,kiriş} = 77,517 \text{ tm} \quad (\text{uygun})$$

$$N_{bu} = 1,5 \times N_{kiriş} = 93,134 \text{ ton}$$

Kritik Burkulma Yüğü :

$$N_{kritik} = \frac{A \times \sigma_y}{\omega} = 600 \text{ ton}$$

$$N_{kritik} = 600 > N_{bu} = 93,134 \text{ ton} \quad (\text{uygun})$$

4.4.10 Bağlantı Kirişinde Meydana Gelen Dönmeler

Bir dışmerkez güçlendirilmiş çerçevenin sünek davranışı için bağlantı kirişinde elastik olmayan deformasyonların meydana gelmesi gerekir. Bu deformasyon bağlantı kirişinin dönmesine neden olur. Çelik Yapılar İçin Depreme Dayanıklı Tasarım Kuralları 'nda çerçevenin sünekliğine yönelik olarak bağlantı kirişinde oluşan dönmeler için üst sınırlar öngörülmektedir.

θ : Bağlantı kirişinin ana çerçeve kirişine nazaran rölatif dönmesine karşı gelir.

δ_x : DGÇ 'nin boyutlandırılmasında esas alınan deprem yükleri altında oluşan yatay deplasmanı

$$\delta_x = 0,4 \text{ cm}$$

Bu deplasmanlara bağlı olarak dönme hesaplanır ve verilen dönme limitine uygun olup olmadığı irdelenir.

$$\theta = \frac{\delta}{h_1} + \frac{\delta a_1}{h_1 e} + \frac{\delta a_2}{h_2 e} < 0,09 \text{ radyan} \quad (4.27)$$

$$0,0043 < 0,09 \text{ radyan} \quad (\text{uygun})$$

Bağlantı kirişinde izin verilen maksimum dönme , bağlantı kirişinin minimum uzunluğunun saptanması için de kullanılabilir.

$$e_{\min} = \frac{\delta}{h} \frac{L}{\theta_{\max}} \quad (4.28)$$

$$e_{\min} = 10,158 < \text{seçilen } e = 210 \text{ cm}$$

4.4.11 Güçlendirme (Örgü) Elemanlarının Analizi

Güçlendirme elemanının plastik yük taşıma kapasitesinin bağlantı kirişinden daha büyük olmasını sağlamak için " Her Güçlendirme Elemanının Basınç Taşıma Gücü Bağlantı Kirişini Kontrol Eden Taşıma Gücünün En Az 1,5 Katı Olmalıdır " prensibi öngörülmektedir. Bu çerçevede V_p , bağlantı kirişinin yük taşıma kapasitesini kontrol eden kuvvet olarak belirlenmişti.

$$V_p = 69,273 \text{ ton}$$

$$L_{örgü} = 457,74 \text{ cm}$$

$$N_{örgü} = V_p \frac{L_{örgü}}{h} = 90,598 \text{ ton}$$

$$N_{bu,örgü} = 1,5 \times N_{örgü} = 135,897 \text{ ton}$$

Seçilen Kesit : W 10 x 100

$$\lambda = 39,156 \quad \omega = 1,16 \quad \text{seçildi .}$$

Kritik Burkulma Yüğü :

$$N_{kritik} = \frac{A \times \sigma_y}{\omega} = 393,103 \text{ ton}$$

$$N_{kritik} = 393,103 \text{ ton} > N_{bu,örgü} = 135,897 \text{ ton} \quad (\text{uygun})$$

$$M_p = \frac{V_p e}{2} = 72,737 \text{ tm}$$

$$M_{örgü} = 21,059 \text{ tm}$$

$$M_{bu,örgü} = 1,5 \times M_{örgü} = 31,589 \text{ tm}$$

Örgü elemanının eksenel yük nedeniyle azaltılmış moment kapasitesi :

$$M_{rp,örgü} = W_p \times (\sigma_y - \sigma_a) \quad (4.29)$$

$$M_{rp,örgü} = 39,338 \text{ tm}$$

$$M_{rp,örgü} = 39,338 \text{ tm} > M_{bu,örgü} = 31,589 \text{ tm} \quad (\text{uygun})$$

$$M_{rp,kiriş} + M_{rp,örgü} > M_{bu} = 1,3 \times M_p$$

$$121,897 \text{ tm} > 94,558 \text{ tm} \quad (\text{uygun})$$

4 . 4 . 12 Çerçeve Kirişi ve Bağlantı Kirişinde Gövde Takviye Levhalarının İrdelenmesi

Çerçeve kirişi ve bağlantı kirişi olarak adlandırılan kiriş parçalarında kullanılan gövde takviye levhaları , kiriş gövdesinin buruşmasını önlemek ve kiriş gövdesinde kesme kuvvetinin etkin olduğu bir sünek akma oluşturabilmek için teşkil edilirler. Şekil 1 .8' de görüldüğü gibi , dışmerkez güçlendirilmiş çerçevede bağlantı kirişinin her iki ucunda ve belirli aralıklarla eleman boyunca gövde takviye levhaları teşkil edilmiştir.

Seçilen Kesit : W 14 x 132

Bağlantı kirişinin enkesiti seçildiğinde aşağıdaki koşullar irdelenmiştir :

$$1 . \text{ Gövde takviyelerinin minimum toplam genişliği } 2b \geq b_f - 2t_w \quad (4 .30)$$

$$2 . \text{ Gövde takviye levhasının minimum et kalınlığı } \geq 0,75 t_w \quad (4 .31)$$

Seçilen gövde takviye levhası : 2 Lev 175 . 14 32

$$\text{Denklem (5 - 30) uyarınca : } 350 > 341,2 \quad (\text{uygun})$$

$$\text{Denklem (5 - 31) uyarınca : } 14 > 12,3 \text{ mm} \quad (\text{uygun})$$

Gövde takviye levhası olarak seçilen 2 Lev 175 . 14 320 boyutlarındaki levhalar bağlantı kirişinin gövdesinin her iki tarafına yerleştirilir.

$\theta = 0,0043 < 0,03$ radyan ; olduğu için ara gövde takviye levhalarının aralığı , bağlantı kirişinin seçilen boyu $e = 210$ cm olmak üzere aşağıdaki gibi hesaplanır :

$$a < 56t_w - d / 5 \quad (4 .32)$$

$$a < 85,408 \text{ cm} \quad a = 85 \text{ cm} \quad \text{olarak seçildi.}$$

$$A_{st} = b_{takviye} \times t_{takviye} = 24,5 \text{ cm}^2$$

4 . 5 SAP 2000 PAKET PROGRAMIYLA LİNEER OLMAYAN ANALİZ

Bu bölümde genel olarak Sap2000 programından faydalanarak lineer olmayan analiz yapılırken göz önünde bulundurulacak hususlara değinilecektir . Burada esas itibarı ile taşıyıcı sistem hem düzlem olarak hem de üç boyutlu olarak modellenmiştir.

İlk aşamada $R = 7$ kabul edilerek elde edilen deprem yükleri ile sistem düzlem olarak modellenmiş ve ön boyutlandırılmıştır. Deprem etkileri iki yönde etkiyebileceğinden sistem simetrik olarak boyutlandırılmıştır. Buradan elde edilen sonuçlar doğrultusunda sistemin plastik yüklere göre hesabı yapılmış , yeni kesitler seçilmiştir. Bu aşamadan sonra $R = 1$ alınarak elde edilen yatay deprem kuvvetleri dışmerkez güçlendirilmiş çerçevelerin bulunduğu akslara etkilmiştir.

Elde edilen sonuçlarla lineer olmayan analiz (Pushover) aşamasına geçilmiştir. Yapının birinci temel periyoduna karşılık gelen değerler elde edilmiş , yapının kapasite spektrum eğrisi çizilerek oluşan plastik mafsallar gözlenmiştir. Yaşam güvenliği (Life Safety) seviyesi yapının performans seviyesi olarak kabul edilmiş ve bu doğrultuda ilgili bölümlerde verilen formülasyonlardan faydalanılarak taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) hesaplanmıştır.

Sistem daha sonra üç boyutlu olarak modellenmiş ve yukarıda belirtilen prosedür doğrultusunda taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) hesaplanmıştır.

4 . 5 . 1 Gerçek Yapı Davranışı

Yapının gerçek davranışını belirleyebilmek için adım - adım elasto - plastik bir statik analiz yapılmalıdır. Bunun için ;

- 1 . Yapının iki veya üç boyutlu bilgisayar modeli hazırlanır.
- 2 . Sabit gravitasyonel yükleri yükledikten sonra yanal yükler adım - adım yüklenerek elasto - plastik analiz yapılır. Ancak yük profili , taban kesme kuvvetinin katlara dağılımında kullanılabilecek uymalıdır. Bu tür analizlerde iki tür dağılım profili kullanılır. Birincisi , taşıyıcı sistem birinci mod şeklidir. Diğeri ise sabit ivme dağılımıdır. Bu sonucunu zayıf birinci kat varlığına karşı gelir.
- 3 . İkinci adımda tanımlanan yük profili ile sistem plastik bölgeye kadar itilir .

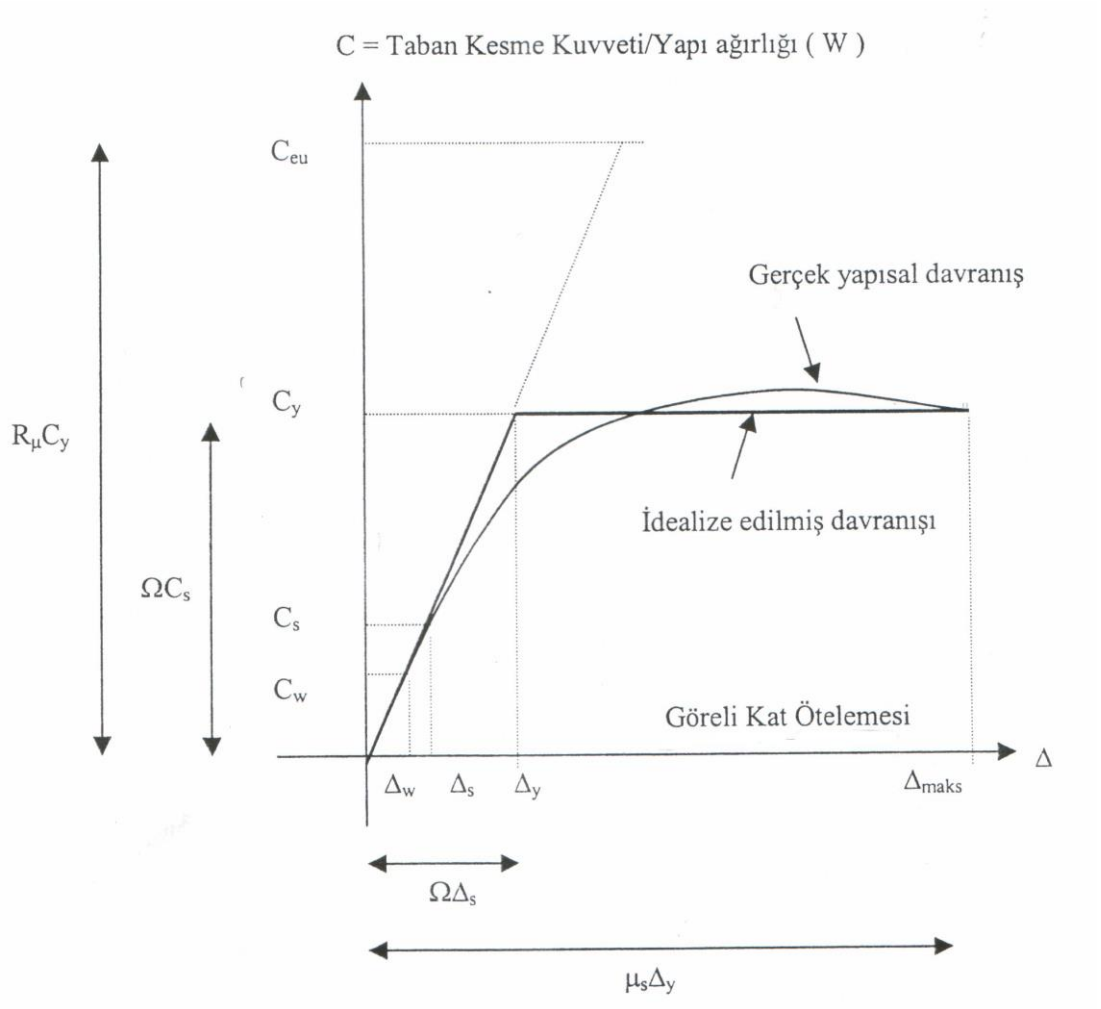
4 .Taban Kesme Kuvveti / Reaktif Yapı Ağırlığı düşey ekseninde , yapının çatı deplasmanı ise yatay ekseninde gösterilerek gerçek yapı davranışı çizilir.[10]

Bu amaçla SAP2000 (Pushover) paket programları kullanılmıştır.[11]

4 . 5 . 2 İdealleştirilmiş Yapı Davranışı

İdealleştirilmiş yapı davranışı , gerçek yapı davranışını Şekil 2 . 4 ' te gösterilen A_1 ve A_2 alanları eşit olacak şekilde iki doğru ile idealize edilebilir.

4 . 6 YAPI DAVRANIŞ KATSAYISININ HESAPLANMASI [5,10]



Şekil 4 . 3 Yapı elastoplastik eğrisi ve onun elastik yük altındaki davranış eğrisinin durumu

Yapısal Süneklik Oranı (μ_s) :

$$\mu_s = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (4.33)$$

Sünekliğe Bağlı Azaltma Faktörü (R_μ) :

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (4.34)$$

Yapısal Rezerv Katsayısı (Ω) :

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} \quad (4.35)$$

Yapısal Rezerv şu nedenlerle oluşur :

- 1 . Plastikleşme nedeniyle iç kuvvetlerin tekrar dağılımı .
- 2 . Standartlarca öngörülen birden fazla yük kombinasyonları
- 3 . Boyutlama ve detaylandırma standartlarca öngörülen minimum koşullar
- 4 . Boyutlandırmada var sayılan malzeme mukavemetinin üstünde malzeme mukavemeti
- 5 . Gerilme Pekleşmesi
- 6 . Gereğinden büyük kesit seçimi
- 7 . Taşıyıcı kabul edilmeyen elemanların etkisi
- 8 . Deformasyon hızının etkisi

Emniyet Gerilmesi Faktörü :

$$C_w = \frac{C_s}{Y} \quad (4.36)$$

ABD ' de Y için 1,5 değeri kullanılmaktadır .

Böylece emniyet gerilmesi esaslı boyutlandırmada :

$$R_w = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \frac{C_y}{C_s} \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \Omega Y \quad (4.37)$$

5 . R KATSAYISININ HESAP ALGORİTMASI

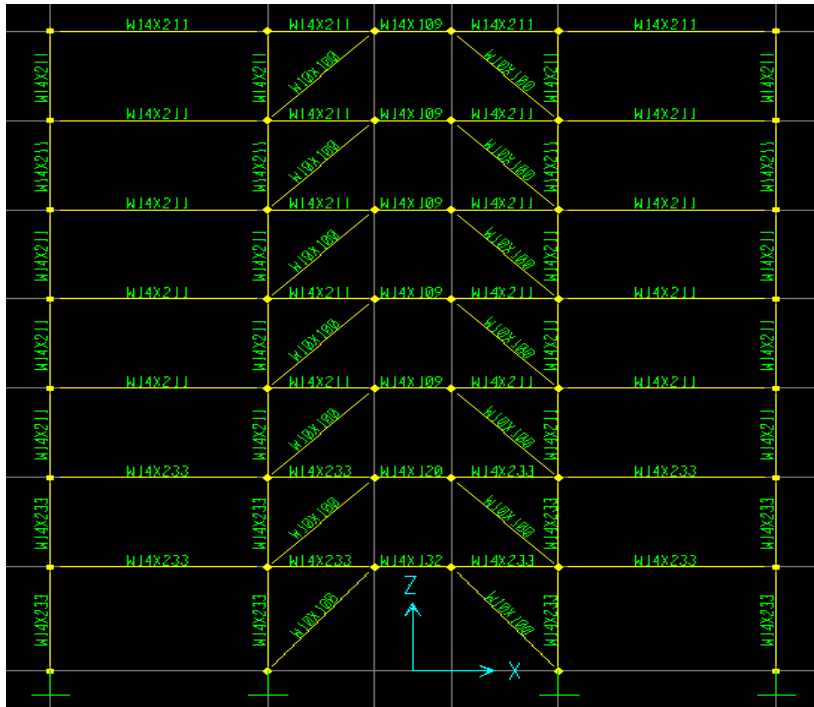
Bu bölümde , daha önceki bölümlerde yapılan hesap ve kabuller doğrultusunda elde edilen verilerin SAP2000 paket programı yardımıyla oluşturulan bir modelde değerlendirilerek R katsayısının değerinin bulunması gösterilmiştir. R değerinin bulunması için hem kuzey – güney hem de doğu – batı yönlerinde ayrı ayrı iki model üzerinde çalışılmıştır. SAP2000 kullanılarak modele lineer olmayan analiz uygulanmış ve bu programdan elde edilen sonuçlar , yapılan bir Excel programı yardımı ile , R değerini hesaplamakta kullanılan ve (4.33) , (4.34) , (4.35) bağıntılarında verilen ara ifadelerin bulunmasında kullanılmıştır.

R katsayısının hesaplanması aşamasında ilk önce lineer olmayan analiz sonucunda elde edilen $S_a - S_d$ eğrisi Bölüm 3 ' de verilen formüller yardımıyla $C - \Delta$ eğrisine dönüştürülmüştür. Bunun ardından Şekil 2 .4b 'de gösterildiği üzere gerilme – şekil değiştirme eğrisi elde edilmiştir. Şekil 2 .4b' de tanımlanan şekilde , bu eğri üzerinde alanların eşitlenmesi yöntemiyle akma sınır gerilmesi belirlenmiş ve buna bağlı olarak da (4.33) , (4.34) , (4.35) ifadeleri hesaplanarak , buradan R değeri saptanmıştır.

5 . 1 KUZEY - GÜNEY DOĞRULTUSUNDA R DEĞERİNİN HESAPLANMASI

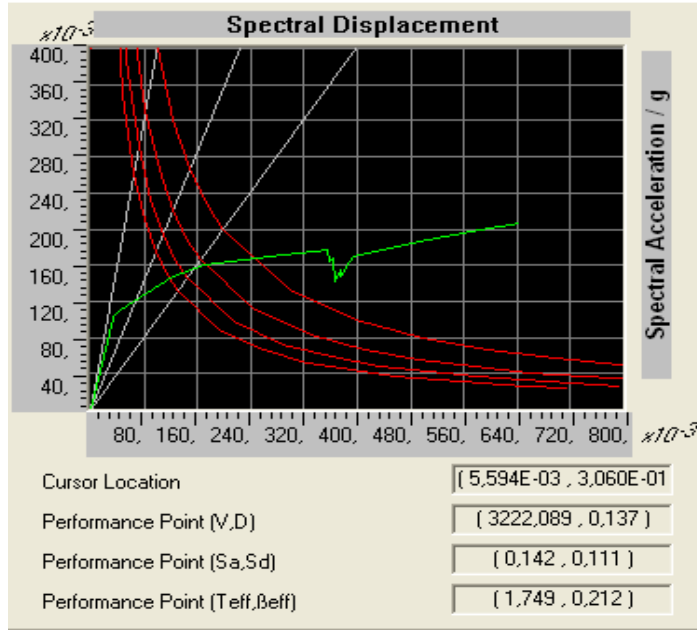
Bölüm 4 ' de belirlenen deprem yükleri ve diğer kabuller doğrultusunda SAP2000 paket programında yapının bir düzlem modeli oluşturulmuştur. Şekil 5 . 1' de bu model ve bu model üzerine etkiyen eşdeğer deprem yükleri görülmektedir. Şekil 5 . 2 ise 1 - 1 Aksı ve 6 – 6 Aksı için belirlenen taşıyıcı elemanların kesitleri göstermektedir.

79



Şekil 5.2 1 – 1 ve 6 – 6 Aksları için enkesitler

Bu veriler doğrultusunda oluşturulan modelle yapılan lineer olmayan analiz sonucunda yapının kapasite eğrisi elde edilmiştir. Şekil 5 . 3 ' de elde edilen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Şekil 5 . 4 , ele alınan modelin spektrum eğrisinin çizilmesi için gerekli olan $S_a - S_d$ değerlerini her adım için göstermektedir. Şekil 5 . 5 ise her bir adım için oluşan plastik mafsalları göstermektedir.



Şekil 5 . 3 1 – 1 Aksı İçin Kapasite Eğrisi

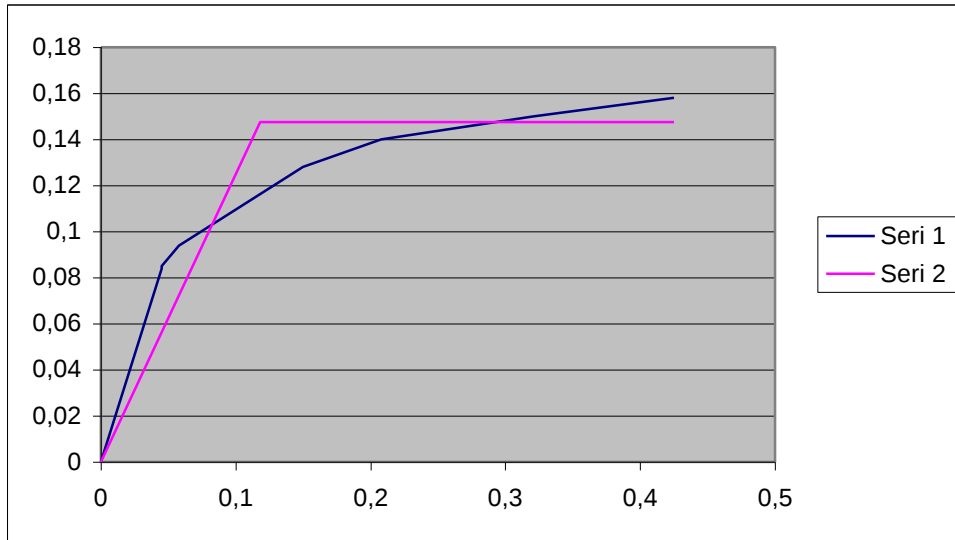
Step	Teff	βeff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF*β
0	1,162	0,050	0,000	0,000	0,115	0,344	1,000	1,000
1	1,162	0,050	0,034	0,101	0,115	0,344	0,837	1,318
2	1,164	0,052	0,034	0,102	0,115	0,341	0,836	1,317
3	1,279	0,119	0,045	0,111	0,100	0,246	0,849	1,286
4	1,833	0,229	0,123	0,148	0,113	0,136	0,862	1,223
5	2,075	0,244	0,171	0,160	0,125	0,117	0,874	1,216
6	2,525	0,271	0,268	0,169	0,146	0,092	0,890	1,199
7	2,842	0,277	0,355	0,177	0,162	0,081	0,893	1,197
9	2,970	0,310	0,358	0,164	0,165	0,075	0,891	1,199
10	2,954	0,297	0,364	0,168	0,164	0,076	0,893	1,199
11	3,212	0,335	0,366	0,143	0,179	0,070	0,895	1,193

Şekil 5 . 4 1 – 1 Aksı ADRS Değerleri

Step	Displacement	Base Shear	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E TOTAL
0	0,0000	0,0000	182	0	0	0	0	0	0	182
1	0,0448	2240,3552	181	1	0	0	0	0	0	182
2	0,0454	2259,0125	180	2	0	0	0	0	0	182
3	0,0578	2481,2388	178	3	1	0	0	0	0	182
4	0,1506	3354,9187	170	4	8	0	0	0	0	182
5	0,2085	3699,4426	163	8	11	0	0	0	0	182
6	0,3213	3974,1973	157	12	13	0	0	0	0	182
7	0,4250	4172,6665	153	5	22	1	0	1	0	182
8	0,4250	3632,8853	152	6	22	1	0	0	1	182
9	0,4297	3847,7231	152	6	22	1	0	0	1	182
10	0,4361	3954,0217	152	6	22	0	0	1	1	182

Şekil 5 . 5 1 – 1 Aksı İçin Öngörülen Modelde Oluşan Plastik Mafsal Sayıları

Lineer olmayan analiz sonucunda elde edilen $S_a - S_d$ eğrisi Bölüm 3 ' de verilen formüller yardımıyla $C - \Delta$ eğrisine dönüştürülmüştür. Şekil 2 . 4b 'de gösterildiği üzere , bu eğri üzerinde alanların eşitlenmesi yöntemiyle R değeri hesaplanmıştır. Şekil 5 . 6 ' da R ' nin hesaplanmasında gerekli olan Δ_y ve C_y değerlerinin bulunması gösterilmiştir.



Şekil 5 . 6 1 - 1 Aksı için elde edilen $C - \Delta$ eğrisi(Taban kesme kuvveti/Yapı Ağırlığı – Göreli kat ötelemesi) ve lineer eğrinin bilinear hale dönüştürülerek Δ_y ve C_y değerlerinin bulunması

Seri 1 : Gerçek yapı Davranışı

Seri 2 : İdealleştirilmiş yapı Davranışı

Bu grafik yardımıyla ;

$$\Delta_y = 0,118$$

$$\Delta_{\max} = 0,425$$

$$C_y = 0,1475$$

$$C_s = 0,094$$

değerleri elde edilmiştir . Öte yandan $Y = 1,5$ olarak alınacaktır .

Yapısal Süneklik Oranı (μ_s) :

$$\mu_s = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} = \frac{0,425}{0,118} = 3,6$$

Yapısal Rezerv Katsayısı (Ω) :

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} = \frac{0,1475}{0,094} = 1,56$$

Böylece emniyet gerilmesi esaslı boyutlandırmada :

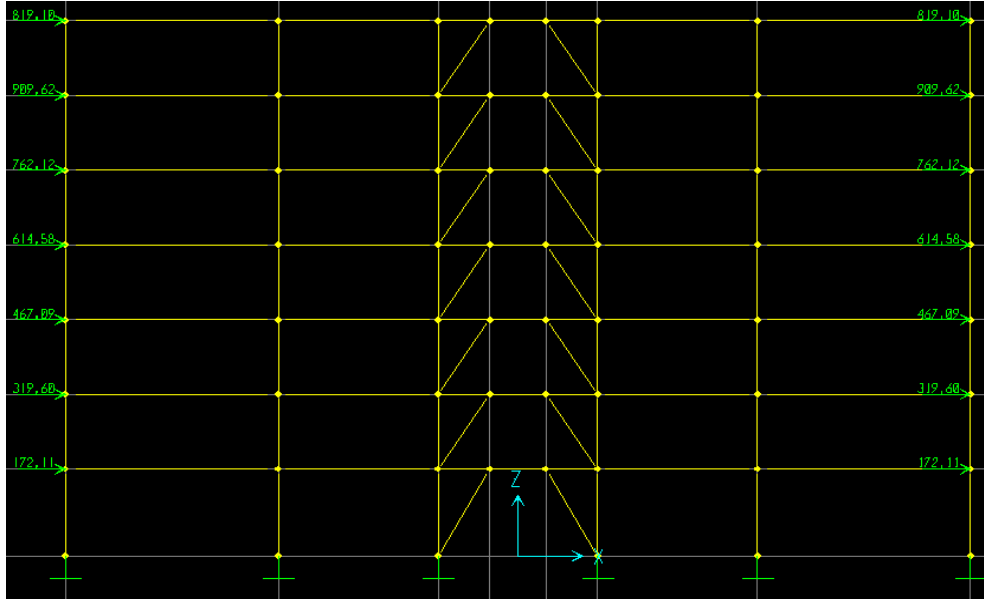
$$R_w = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \frac{C_y}{C_s} \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \Omega Y$$

$$R = 3,6 \times 1,56 \times 1,5 = 8,4$$

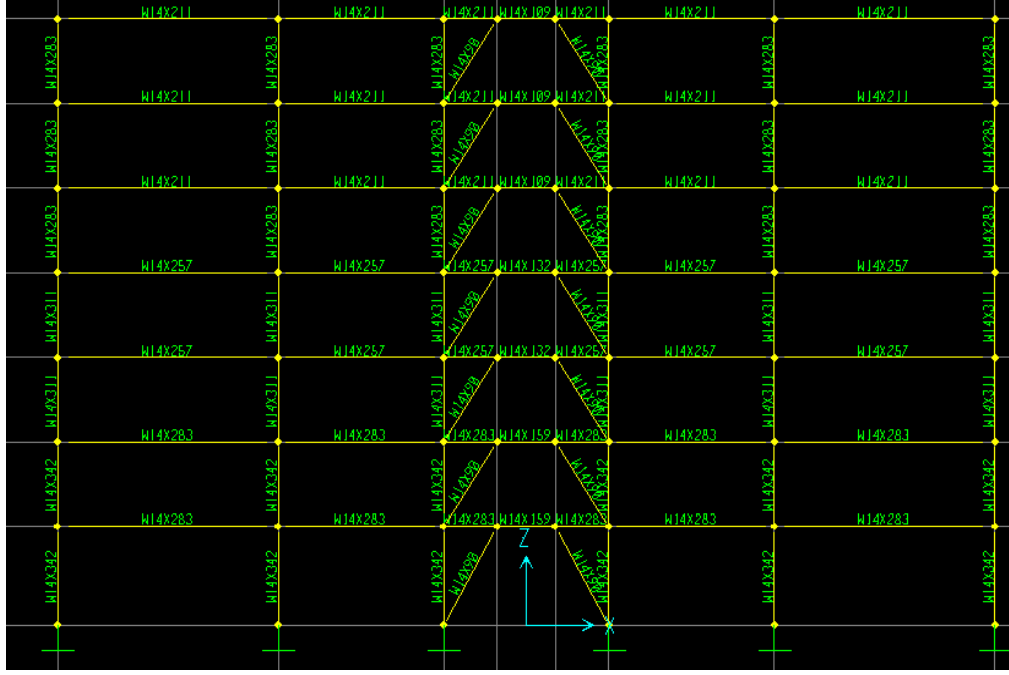
5 . 2 DOĞU - BATI DOĞRULTUSUNDA R DEĞERİNİN HESAPLANMASI

Daha önceki bölümlerde belirlenen deprem yükleri ve diğer kabuller doğrultusunda sap 2000 paket programında bir model oluşturulmuştur. Şekil 5 . 7' de oluşturulan model ve bu model üzerine etkiyen eşdeğer deprem yükleri görülmektedir .Şekil 5 . 8 ise A - A Aksı ve D – D Aksı için belirlenen kesitleri göstermektedir.

Kiriş gövdesinin buruşmasını önlemek ve kiriş gövdesinde kesme kuvvetinin etkin olduğu bir sünek akma oluşturabilmek için çerçeve kirişi ve bağlantı kirişi olarak adlandırılan kiriş parçalarında gövde takviye levhaları kullanılmıştır. Şekil 1 . 8' de görüldüğü gibi , dışmerkez güçlendirilmiş çerçevede bağlantı kirişinin her iki ucunda ve belirli aralıklarla eleman boyunca gövde takviye levhaları teşkil edilmiştir. Yerleştirilen gövde takviye levhalarının hesabı bölüm 4 . 4 . 12 ' de ayrıntılı olarak verilmiştir.

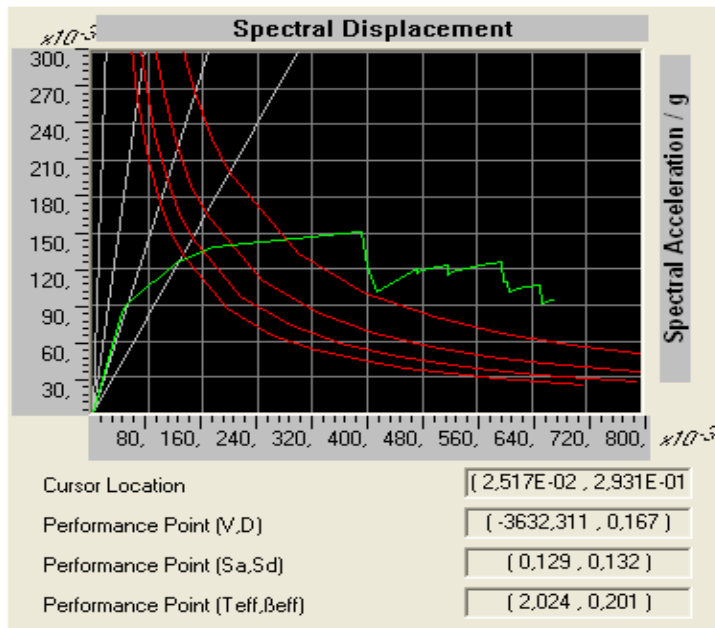


Şekil 5 . 7 Kuzey – Güney doğrultusunda oluşturulan model ve bu model üzerine etkiyen eşdeğer deprem yükleri



Şekil 5.8 A – A ve D – D Aksları İçin Enkesitler

Bu veriler doğrultusunda oluşturulan modelle yapılan lineer olmayan analiz sonucunda yapının kapasite eğrisi elde edilmiştir. Şekil 5.9 ' de elde edilen kapasite eğrisi gösterilmiştir.



Şekil 5.9 A – A Aksı İçin Kapasite Eğrisi

Şekil 5 . 10 , ele alınan modelin spektrum eğrisinin çizilmesi için gerekli olan $S_a - S_d$ değerlerini her adım için göstermektedir. Şekil 5 . 11 ise her bir adım için oluşan plastik mafsalları göstermektedir.

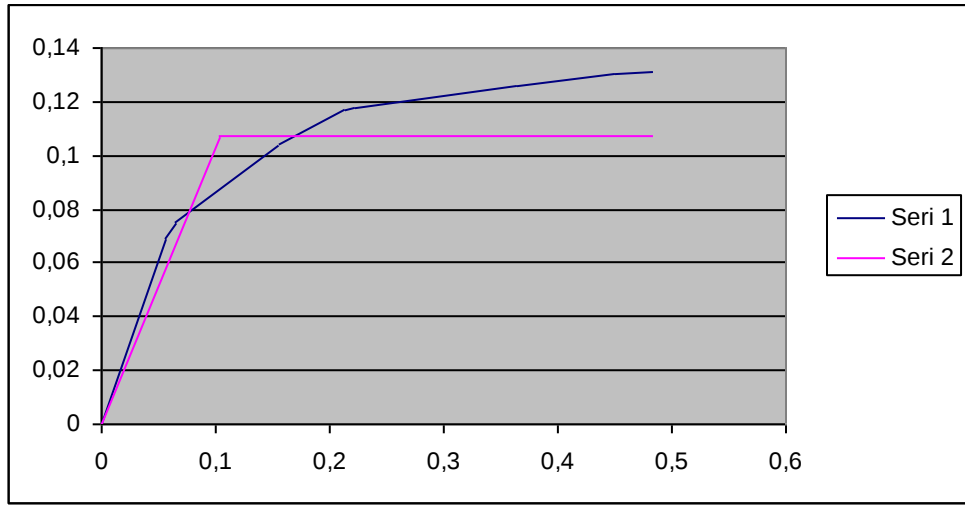
Step	Teff	Beff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PF*β
0	1,422	0,050	0,000	0,000	0,141	0,281	1,000	1,000
1	1,422	0,050	0,042	0,084	0,141	0,281	0,824	1,333
2	1,472	0,076	0,049	0,091	0,131	0,243	0,827	1,319
3	1,976	0,195	0,123	0,126	0,130	0,134	0,828	1,268
4	2,226	0,226	0,169	0,138	0,138	0,112	0,845	1,266
5	2,260	0,229	0,176	0,139	0,140	0,110	0,846	1,265
6	2,856	0,272	0,293	0,145	0,164	0,081	0,867	1,245
7	3,136	0,278	0,364	0,149	0,179	0,073	0,871	1,240
8	3,234	0,279	0,391	0,151	0,184	0,071	0,871	1,240
10	3,634	0,325	0,400	0,122	0,202	0,062	0,873	1,241
12	4,059	0,320	0,414	0,101	0,226	0,055	0,866	1,254

Şekil 5 . 10 A – A Aksı ADRS Değerleri

Step	Displacement	Base Shear	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E TOTAL
0	0,0000	0,0000	245	0	0	0	0	0	0	245
1	0,0563	-2352,4338	242	3	0	0	0	0	0	245
2	0,0648	-2562,8518	233	12	0	0	0	0	0	245
3	0,1555	-3556,9434	223	13	9	0	0	0	0	245
4	0,2143	-3946,9966	219	11	15	0	0	0	0	245
5	0,2223	-3980,6294	217	13	15	0	0	0	0	245
6	0,3652	-4263,6509	215	7	23	0	0	0	0	245
7	0,4512	-4408,3408	213	7	23	2	0	0	0	245
8	0,4852	-4458,5640	211	6	24	2	0	2	0	245
9	0,4852	-3424,4395	211	4	26	2	0	0	2	245
10	0,4967	-3621,0034	211	4	26	2	0	0	0	245

Şekil 5 . 11 A – A Aksı İçin Öngörülen Modelde Oluşan Plastik Mafsalları

Lineer olmayan analiz sonucunda elde edilen $S_a - S_d$ eğrisi Bölüm 3 ' de verilen formüller yardımıyla $C - \Delta$ eğrisine dönüştürülmüştür. Şekil 2 . 4b 'de gösterildiği üzere , bu eğri üzerinde alanların eşitlenmesi yöntemiyle R değeri hesaplanacaktır. Şekil 5 .12 ' de R ' nin hesaplanmasında gerekli olan Δ_y ve C_y değerlerinin bulunması gösterilmiştir.



Şekil 5 . 12 A - A Aksı için elde edilen C - Δ (Taban kesme kuvveti/Yapı Ağırlığı – Göreli kat ötelemesi) eğrisi ve lineer eğrinin bilineer hale dönüştürülerek Δ_y ve C_y değerlerinin bulunması

Seri 1 : Gerçek yapı davranışı

Seri 2 : İdealleştirilmiş yapı davranışı

Bu grafik yardımıyla ;

$$\Delta_y = 0,104$$

$$\Delta_{\max} = 0,430$$

$$C_y = 0,107$$

$$C_s = 0,075$$

değerleri elde edilmiştir . Bunun yanında $Y = 1,5$ olarak alınacaktır.

Yapısal Süneklik Oranı (μ_s) :

$$\mu_s = \frac{\Delta_{\max}}{\Delta_y} = \frac{0,430}{0,104} = 4,1$$

Yapısal Rezerv Katsayısı (Ω) :

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} = \frac{0,107}{0,075} = 1,4$$

Böylece emniyet gerilmesi esaslı boyutlandırmada :

$$R_w = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \frac{C_y}{C_s} \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \Omega Y$$

$$R = 4,1 \times 1,4 \times 1,5 = 8,6$$

6 . SONUÇLAR

Süneklik düzeyi yüksek çelik yapı sistemlerinde lineer olmayan davranışın incelenmesi ve deprem davranış katsayısının belirlenmesi konulu tez çalışmasında elde edilen sonuçlar aşağıda açıklanmıştır.

Dışmerkez çaprazlar içeren süneklik düzeyi yüksek çelik yapı sistemlerinin düşey yükler ve deprem etkileri altındaki lineer olmayan davranışları , göçme güvenlikleri ve süneklik düzeyleri ayrıntılı olarak incelenmiştir. İnceleme altı katlı dışmerkez çaprazlı düzlem çerçeve sistemler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Düzlem çerçeve sistemler ülkemizde yürürlükte olan 1998 deprem yönetmeliği [1] ve TS648 çelik hesap yönetmeliğine [9] uygun olarak boyutlandırılmıştır. Çalışmanın sayısal incelemelerine dayanarak elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

1 - İlk plastik kesitler yatay işletme yükünden sonra oluşmaktadır. Bu sonuç , incelenen sistemlerin işletme yükleri altında lineer – elastik davrandığını göstermektedir.

2 - İlk plastik kesitler , kirişlerde veya kolonlarda meydana gelebilmektedir. Plastik kesitlerin yapı elemanları üzerindeki dağılımı incelendiğinde , genellikle kirişlerde kolonlara oranla daha fazla plastik kesit olduğu gözlenmektedir.

3 – Süneklik oranı , göçmeye neden olan yer değiştirmenin lineer sınıra karşı gelen yer değiştirmeye oranı olarak tanımlanabilmektedir. Elde edilen sistem süneklik oranlarının genel olarak 1998 deprem yönetmeliğinde [1] bu tür yapı sistemlerinde öngörülen deprem yükü azaltma katsayıları ile belirli bir yaklaşıklıkla uyumlu olduğu görülmektedir.

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik'98 [1] Tablo 6,5 de verilen Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayıları (R) göstermektedir ki ; Süneklik düzeyi yüksek sistemler için çaprazların dışmerkez olması durumunda $R = 8$ değeri önerilmektedir. Yapılan çalışmalar sonucunda kuzey – güney yönünde ele alınan akslar için oluşturulan modelde $R = 8,4$ değeri elde edilmiştir. Doğu – Batı yönünde ele alınan akslar için oluşturulan modelde ise $R = 8,6$ değeri bulunmuştur. Bulunan bu değerlerden de açıkça görülmektedir ki oluşturulan modeller sonucunda bulunan taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) değerleri 1998 deprem yönetmeliğinde [1] bu tür sistemler için önerilen R değerleri ile uygunluk göstermektedir.

KAYNAKLAR

- [1] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik , 1998.** İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı , Ankara.
- [2] **Deren, H. , Uzgider, E. ve Piroğlu, F., 2002.** *Çelik Yapılar*, İstanbul.
- [3] **ATC 40,** 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, California.
- [4] **Popov, E. P., 1980.** *Eccentric Seismic Bracing of Steel Frames*. Proceedings of the Seventh World Conference on Earthquake Engineering, İstanbul,Turkey, September 8-13 1980, Vol 7, 127-132.
- [5] **ATC 19,** 1995. Structural Response Modification Factors, *Applied Technology Council*, California.
- [6] **TS 498,** 1987. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [7] **TS 4561,** 1985. Çelik Yapıların Plastik Teoriye Göre Hesap Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [8] **TS 3357,** 1979. Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [9] **TS 648,** 1980. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [10] **Uzgider, E., 2004.** Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayıları, *Ders Notları*, İstanbul.

- [11] **SAP 2000n V.7.40**, 2001. Three Dimensional Static and Dynamic Finite Element Analysis and Design of Structures, *Structural and Engineering Software*, Computers and Structures Inc., California.
- [12] **Arda, T.S. ve Uzgider, E.**, 1986. Çelik Yapılarda Taşıma Gücü, *İTÜ Kütüphanesi*, Sayı 1326, İstanbul.
- [13] **Özcihan, B.**, 2001. Merkezi ve Dışmerkez Çaprazlı Yapı Sistemlerinde Lineer Olmayan Davranışın İncelenmesi ve Süneklik Düzeyinin Belirlenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [14] **FEMA 273**, 1997. NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Applied Technology Council*, California.
- [15] **ARBED**, Ürün Kataloğu, Lüksemburg

ÖZGEÇMİŞ

Erkut ŞAHALOĞLU , 1978 yılında Kuzey Kıbrıs Türk Cumhuriyeti'nde doğmuştur. İlk ve orta eğitimini K.K.T.C. de tamamladıktan sonra 1996 yılında Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi , İnşaat Mühendisliği Bölümüne girmeye hak kazanmıştır . 2000 yılında Y.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümünü bitirdikten sonra , İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı Yapı Anabilim Dalı , Yapı Analizi ve Boyutlandırma Programına girmeye hak kazanarak yüksek lisans öğrenimine başlamıştır . Halen özel bir kuruluştta Proje Mühendisi olarak çalışmaktadır .

