T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

D-TİPİ DIŞMERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVE SİSTEMLERİN YATAY YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞI

BURAK DEMİREZEN

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

DANIŞMAN
PROF. DR. BİLGE DORAN

İSTANBUL, 2019

T.C.
YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

D-TİPİ DIŞMERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVE SİSTEMLERİN YATAY YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞI

BURAK DEMİREZEN

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
YAPI MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

DANIŞMAN
PROF. DR. BİLGE DORAN

İSTANBUL, 2019

T.C.

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

D-TİPİ DIŞMERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVE SİSTEMLERİN YATAY YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞI

Burak DEMİREZEN tarafından hazırlanan tez çalışması 16.01.2019 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak kabul edilmiştir.

Tez Danışmanı

Prof. Dr. Bilge DORAN

Yıldız Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri

Prof. Dr. Bilge DORAN

Yıldız Teknik Üniversitesi _____

Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL

Yıldız Teknik Üniversitesi _____

Prof. Dr. Bülent AKBAŞ

Gebze Teknik Üniversitesi _____

ÖNSÖZ

Ülkemizin içinde bulunduğu bu zor ve belki yakın gelecekte daha da zorlaşacak şu günlerinde, en çok ihtiyaç duyduğumuz şey bilim ve teknolojiye yapılacak yatırımlar ve bu uğurda çalışacak çalışkan, dürüst insanlardır. Gerçekleşen pek çok gelişmeyi geriden takip eden bir yapısı olmasına karşın, her türlü yokluk ve imkansızlıkta dahi her zaman dünyayı hayrete düşürecek başarılara imza atmış bir millete sahibiz. Yalnız ve güzel ülkemin azim ve kararlılıkla bu zor şartları başarıyla atlatacak ve ülkemizi daha aydınlık ve güzel günlere ulaştıracak potansiyele ve özveriye sahip olduğuna can-ı gönülden inanıyorum.

Bu motivasyon ve bilinçle çıkmış olduğum bu yolda; gittikçe yaygınlaşan çelik yapıların, gelecekte sıkça karşılaşacağımızı düşündüğüm bir sistemi olan dışmerkez çelik çaprazlı sistemlerini irdeledim. Benden önceki çalışmaların üzerine bir katkım, yeni yapılacak çalışmalara en ufak bir etkim olabildiyse ne mutlu bana.

Öncelikle yüksek lisans ve tez aşamasında her zaman benimle hemhal olan, yaptığım yapacağım her şeyde bana en güzel şekilde rehberlik eden, çok değerli vaktini bana harcayan, danışman hocam saygıdeğer Prof. Dr. Bilge DORAN'a her şey için teşekkür ederim. Çelik yapılar hakkındaki bilgilerini benimle paylaşan, tezimin her aşamasında emeği olan Yük. İnş. Müh. Ahmet Metin YILDIRIM'a katkılarından dolayı çok teşekkür ederim. Beraber çıktığımız bu yolda, yürümekten çok büyük keyif aldığım, bana her türlü konuda pek çok şey kazandıran sevgili dostum Sayın Ferhat DEMİR'e, hayatımın her aşamasında benden desteklerini esirgemeyen, varlıklarını her zaman yanımda hissettiğim, her kararımda arkamda duran aileme ve dostlarıma, son olarak özellikle tezimin son aşamasında bana destek olan ve hatta benimle birlikte çalışan sevgili eşim Melek DEMİREZEN'e sonsuz teşekkürü borç bilirim.

Ocak, 2019

Burak DEMİREZEN

İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ vi

KISALTMA LİSTESİ ix

ŞEKİL LİSTESİ x

ÇİZELGE LİSTESİ xii

ÖZET xiii

ABSTRACT xiv

BÖLÜM 1

GİRİŞ 1

1.1 Literatür Özeti 1
1.2 Tezin Amacı 2
1.3 Hipotez 3

BÖLÜM 2

DIŞMERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER 5

2.1 DÇÇ Çalışma Prensibi 5
2.2 DÇÇ Sistemlerin Tasarımı 9

BÖLÜM 3

ÇELİK YAPILARIN ŞEKİL DEĞİŞTİRME ESASLI KONTROLÜ 17

3.1 Davranış Spektrumu 18
3.2 Modal Kapasite Eğrisi 19
3.3 Eksen Değişimi 21

3.4 Hedef Yer Değiştirme Sınırının Belirlenmesi 22
3.4.1 $T_1^{(1)}$ Başlangıç Periyodunun T_B'den Küçük Olması Hali 23
3.4.2 $T_1^{(1)}$ Başlangıç Periyodunun T_B'den Büyük Olması Hali 24
3.5 Yapı Performans Seviyesinin Belirlenmesi 25

BÖLÜM 4

SAYISAL ANALİZ 26

4.1 Yapıların Tanıtılması 26
4.2 Yapılara Etkiyen Yükler 27
4.2.1 Düşey Yükler 27
4.2.2 Yatay Yükler 29
4.3 Ön Boyutlandırma ve Kapasite Tasarımı 32
4.3.1 DÇÇ'nin Ön Boyutlandırılması 33
4.3.1.1 Kirişler 33
4.3.1.2 Çaprazlar 34
4.3.1.3 Kolonlar 34
4.3.2 Doğrusal Statik Analiz ve Yer Değiştirme Kontrolü 35
4.3.3 Kapasite Tasarımı 36
4.3.3.1 Bağ Kirişi Dışında Kalan Kirişlerin Tasarımı 37
4.3.3.2 Çapraz Elemanların Tasarımı 39
4.3.3.3 Kolonların Tasarımı 41
4.3.3.4 Düşey yük taşıyıcı elemanların tasarımı 42
4.3.4 Stabilite Analizi 43
4.4 Doğrusal Olmayan Analiz ve Değerlendirme 47
4.4.1 Plastik Mafsal Tanımı 48
4.4.2 İtme Analizi 50
4.4.3 Yapıya Ait Deprem Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi 51
4.4.4 Plastik Şekil Değiştirmelerin Belirlenmesi ve Yapı Performansı 52

BÖLÜM 5

SONUÇLAR VE ÖNERİLER 59

KAYNAKLAR 60

ÖZGEÇMİŞ 63

SİMGE LİSTESİ

A_g	Profil enkesit alanı
A_w	Profil gövde alanı
A_0	Etkin yer ivmesi katsayısı
A(T)	Spektral ivme katsayısı
b_t	Profil başlık genişliği
C_a	Gerekli eksenel kuvvet dayanımının tasarım eksenel kuvvet dayanımına oranı
C_d	Yer değiştirme büyütme katsayısı
C_{R1}	Spektral yer değiştirme oranı
C_s	Deprem tasarım katsayısı
C_u	Tasarım spektrumunda 1 s periyoduna karşılık gelen spektral ivmenin bir fonksiyonu olan ve hesaplanmış birinci mod periyodu için üst sınır oluşturmak amacıyla kullanılan katsayı
C_{vx}	Eşdeğer deprem yükü yönteminde taban kesme kuvvetini katlara dağıtma katsayısı
D	Sabit yük
d_b	Bağ kirişi profilinde toplam yükseklik
d^e_{max}	Elastik yer değiştirme
d^{ep}_{max}	Elasto-plastik yer değiştirme
d_1	Modal yer değiştirme
$d_1(p)$	Hedef spektral yer değiştirme
$d_1^{(i)}$	i. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yer değiştirme
$DF_{çprz}$	Çapraz için dağıtma katsayısı
e	Bağ kirişi boyu
E	Tasarım deprem yükü
E_h	Tasarım deprem yükünün yatay bileşeni
E_s	Çeliğin elastisite modülü
E_v	Tasarım deprem yükünün düşey bileşeni
F_a	Kısa periyot zemin katsayısı
F_{cr}	Kritik basınç gerilmesi
F_v	1sn'lik periyot zemin katsayısı
F_y	Yapı çeliğinin karakteristik akma gerilmesi
F_{xi}	Eşdeğer deprem yükü yönteminde dağıtılan taban kesme kuvvetinin i.kattaki

	deprem kuvveti
g	Yer çekimi ivmesi
h	Kat yüksekliği
h_i veya h_x	Eşdeğer deprem yükü yönteminde dikkate alınan katın zeminden olan yüksekliği
h_w	Profilde gövde yüksekliği
I	Bina önem katsayısı
I	Atalet yarıçapı
K	Pekleşme katsayısı
L	Hareketli yük
L_b	Çerçeve açıklığı
M_1	1. modal kütle
m_i	i. kattaki toplanmış kütle
M_p	Karakteristik plastik eğilme dayanımı
M_E	Son limit deprem momenti
$M_{E,çprz}$	Çapraz son limit deprem momenti
M_u	Tasarım momenti
$M_{u,düşey}$	Sadece düşey yük taşıyan elamanların tasarım momenti
$M_{u,çprz}$	Çapraz tasarım momenti
$M_{u,kiriş}$	Bağ kirişi dışında kalan kiriş tasarım momenti
N	Yapıdaki kat sayısı
P_{DN}	Normal kat döşemesi için sabit tekil yük
P_{DR}	Çatı katı döşemesi için sabit tekil yük
P_E	Son limit deprem eksenel kuvveti
$P_{E,çprz}$	Çapraz son limit deprem eksenel kuvveti
P_{LN}	Normal kat döşemesi için hareketli tekil yük
P_{LR}	Çatı katı döşemesi için sabit tekil yük
P_n	Çubuğun katsayı ile çarpılmamış (yalın) basınç taşıma gücü
P_u	Tasarım eksenel kuvveti
$P_{u,düşey}$	Sadece düşey yük taşıyan elamanların tasarım eksenel kuvveti
$P_{u,çprz}$	Çapraz tasarım eksenel kuvveti
$P_{u,kiriş}$	Bağ kirişi dışında kalan kiriş tasarım eksenel kuvveti
$P_{u,kolon}$	Kolon tasarım eksenel kuvveti
R	Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_y	Beklenen değer katsayısı
*Ry*1	1. Moda ait dayanım azaltma katsayısı
S	Kar yükü
S(T)	Spektrum katsayısı
S_a	Spektral ivme
S_a (T)	Elastik tasarım spektral ivmesi
S_d	Spektral yer değiştirme
S_{de1}	İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik spektral yer değiştirme
S_{DS}	Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]
S_{D1}	1,0 saniye periyot için tasarım spektral ivme katsayısı [boyutsuz]

S_S	Kısa periyot harita spektral ivme katsayısı
S_1	1,0 saniye periyot için harita spektral ivme katsayısı
T	Binaya ait birinci mod periyodu değeri
T_a	Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu
t_f	Bağ kirişi profilinde başlık kalınlığı
t_w	Bağ kirişi profilinde gövde kalınlığı
u_{N1}	En üst katın yer-değiştirmesi
$U^{(i)}_{xN1}$	Binanın tepesinde (N. katta) x deprem doğrultusunda i. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yer değiştirme
V_b	Taban kesme kuvveti
V_d	Tasarım kesme kuvveti
V_E	Deprem etkilerinden oluşan tasarım kesme kuvveti
V_n	Yük katsayısı ile çarpılmamış (yalın) kesme kuvveti taşıma gücü
V_p	Plastik kesme kuvveti dayanımı
V_u	Son Limit kesme kuvveti
V_{x1}	Toplam taban kesme kuvveti
w_i	i. kat ağırlığı
W	Depremde etkin yapı ağırlığı
W_{DN}	Normal kat döşemesi için sabit çizgisel yük
W_{DR}	Çatı katı döşemesi için sabit çizgisel yük
W_{LN}	Normal kat döşemesi için hareketli çizgisel yük
W_{LR}	Çatı katı döşemesi döşemesi için hareketli çizgisel yük
Z_x	x-ekseni etrafında plastik mukavemet momenti
α_1	Modal ivme
$\alpha_1^{(i)}$	i. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
α_{y1}	1. Moda ait eşdeğer akma ivmesi
Δ_i	Kat göreli ötelemeleri
Δ_p	Bağ kirişi plastik yer değiştirme değeri
Γ_{x1}	Birinci doğal titreşim modu için Modal Katılım Çarpanı
Γ_1	Modal katılım çarpanı
γ_p	Bağ kirişi plastik dönme açısı
$\gamma_{p,CG}$	Bağ kirişi plastik dönme açısının Can Güvenliği performans seviyesi için sınır değeri
θ_p	Bir dışmerkez çaprazlı çelik çerçevede rijit-plastik kat mekanizması oluştuğunda, kolonlarda oluşan radyan cinsinden dönme açısı
ϕ_{i1}	i. kattaki modun şekli (i. katın yanal yer değiştirmesi)
ϕ_{N1}	Yapının en üst katına ait yanal yer değiştirme
ϕ_{xN1}	Binanın tepesinde (N. katta) x deprem doğrultusunda i. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yer değiştirme
ϕ	Dayanım katsayısı
μ	Süneklik
Ω	Dayanım Fazlalığı

KISALTMA LİSTESİ

AISC 341-10	Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (Çelik yapılar için deprem yönetmeliği)
AISC 360-10	Specification for Structural Steel Buildings (Çelik yapı tasarımı yönetmeliği)
ASCE 41-13	Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (Performans değerlendirme ve mevcut binaların güçlendirilmesi)
ASCE/SEI 7-10	Minimum Design Loads for Buildings and other Structures (Binalar ve diğer yapılar için asgari tasarım yükleri)
CG	Can güvenliği performans seviyesi
DBYBHY	Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (2007)
DÇÇ	Dışmerkez çaprazlı çelik çerçeve
FEMA 451	Federal Emergency Management Agency-National Earthquake Hazards Reduction Program Recommended Provisions: Design Examples (Önerilen hükümler ve tasarım örnekleri)
GÖ	Göçme öncesi performans seviyesi
HK	Hemen kullanım performans seviyesi
İYBDY	İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği
MÇÇ	Merkezi çaprazlı çelik çerçeve
SÇÇ	Sünek moment aktaran çelik çerçeve
TBDY-2018	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018)
TS-498	Türk Standardı – Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
UBC-97	Uniform Building Code (Amerikan deprem yönetmeliği)

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 Tipik geometriler [3] 6
Şekil 2.2 Örnek sistem detayları [3] 7
Şekil 2.3 Tipik DÇÇ mekanizmaları [3] 7
Şekil 2.4 Mekanizma durumları açısından MÇÇ ve DÇÇ'lerin karşılaştırılması [3] 8
Şekil 2.5 Mekanizma durumları 8
Şekil 2.6. Kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi 8
Şekil 2.7 Serbest cisim diyagramı [3] 9
Şekil 2.8 Bağ kirişleri [3] 10
Şekil 2.9 Bağ kirişlerinin uzunluklarına göre göçme mekanizmaları [3] 11
Şekil 2.10 Mekanizma durumunda bağ kirişi dönme talebi [3] 11
Şekil 2.11 Bağ kirişlerinin dönme açıları sınır değerleri [3] 12
Şekil 2.12 Tasarıma esas algoritma 16
Şekil 3.1 Statik itme eğrisi – Yükleme-yer değiştirme ilişkisi [27] 18
Şekil 3.2 Tasarım depremi spektrum eğrisi [25] 19
Şekil 3.3 Modal kapasite eğrisi dönüşümü [29] 21
Şekil 3.4 Eksen değişimi [29] 21
Şekil 3.5 Elastik spektrum eğrisinden elasto-plastik spektrum eğrisinin elde edilmesi . 22
Şekil 3.6 Modal kapasite eğrisi ve deprem talep eğrisi [29] 23
Şekil 3.7 $T_1(1)$ Başlangıç periyodunun T_B'den küçük olması hali [29] 24
Şekil 3.8 $T_1(1)$ Başlangıç periyodunun T_B'den büyük olması hali [29] 24
Şekil 4.1 Çalışılan DÇÇ geometrisi - Yapıya ait kat kalıp planı 27
Şekil 4.2 3 ve 8 katlı yapıların boy kesitleri 27
Şekil 4.3 Yapılara etkiyen yüklerin toplu gösterimi 29
Şekil 4.4 Çapraz ön boyutlandırılması 34
Şekil 4.5 Kolon eksenel deprem kuvveti 34
Şekil 4.6 Arttırılmış kesme kapasitesi, Vu 37
Şekil 4.7 Bağ kirişi dışında kalan kirişlerin tasarım eksenel kuvveti 38
Şekil 4.8 Kapasite tasarımı [3] 40
Şekil 4.9 2 boyutlu analizde düşey yük ve P-Δ kolon yüklerinin tarifi [35] 44
Şekil 4.10 Çerçevelere ölü ve hareketli yüklerin atanması 45
Şekil 4.11 İlkel kusurların yapısal analizde fiktif yükler ile dikkate alınması 45
Şekil 4.12 Fiktif yüklerin çerçeve sistemlere noktasal yük olarak atanması 46
Şekil 4.13 Plastik kesme kuvveti mafsalı 49

Şekil 4.14 HE360B kesitine ait plastik kesme kuvveti mafsalı tanımı 49
Şekil 4.15 İtme analizi başlangıç yüklemesi 50
Şekil 4.16 Doğrusal olmayan statik itme analizi..... 50
Şekil 4.17 İki yapı için modal yer değiştirme istemleri..... 51
Şekil 4.18 Gerçek yer değiştirme istemine göre itme analizinin tekrarı..... 52
Şekil 4.19 Doğrusal analizle elde edilen kesme kuvveti-bağ kirişi kapasitesi uyumu..... 52
Şekil 4.20 Plastik mafsallar ve yapılardaki dağılımları 53
Şekil 4.21 İstem-sunum ilişkisi ve yapıya ait parametreler [36] 54
Şekil 4.22 Bağ kirişi dönme açılarının karşılaştırmalı gösterimi..... 55
Şekil 4.23 Yapılara ait yanal yer değiştirme profillerinin karşılaştırılması 56
Şekil 4.24 Yapılara ait göreli kat ötelemesi açısı profilleri 56
Şekil 4.25 Kolon eksenel kuvvet oranları profili (3 ve 8 kat)..... 57

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 3.1 Zemin sınıflarına göre spektrum karakteristik periyotları, [25] 19
Çizelge 3.2 Kısa bağ kirişi plastik dönme açısı sınır değerleri [31] 25
Çizelge 4.1 Normal kat döşemesi ve çatı katı döşeme yükleri 28
Çizelge 4.2 Tasarım depremi parametreleri 30
Çizelge 4.3 Katlara etkiyen deprem kuvvetleri (3 kat) 32
Çizelge 4.4 Katlara etkiyen deprem kuvvetleri (8 kat) 32
Çizelge 4.5 3 katlı yapıya ait göreli kat ötelemeleri ve bağ kirişi dönme kontrolü 35
Çizelge 4.6 8 katlı yapıya ait göreli kat ötelemeleri ve bağ kirişi dönme kontrolü 35
Çizelge 4.7 3 katlı yapı bağ kirişi deprem talebi kapasite kontrolü 35
Çizelge 4.8 8 katlı yapı bağ kirişi deprem talebi kapasite kontrolü 36
Çizelge 4.9 3 katlı yapıya ait kısa bağ kirişi boy 36
Çizelge 4.10 8 katlı yapıya ait kısa bağ kirişi boy kontrolü 36
Çizelge 4.11 3 katlı yapı bağ kirişi dışındaki kirişlerin dayanım kontrolü 38
Çizelge 4.12 8 katlı yapı bağ kirişi dışındaki kirişlerin dayanım kontrolü 39
Çizelge 4.13 3 katlı yapı çapraz elemanların tasarım değerlendirmesi 40
Çizelge 4.14 8 katlı yapı çapraz elemanların tasarım değerlendirmesi 40
Çizelge 4.15 3 katlı yapı kolon elemanların tasarım değerlendirmesi 41
Çizelge 4.16 8 katlı yapı kolon elemanların tasarım değerlendirmesi 42
Çizelge 4.17 Düşey yük taşıyıcı kiriş hesap özeti 42
Çizelge 4.18 Düşey yük taşıyıcı kolon hesap özeti 42
Çizelge 4.19 3 ve 8 katlı yapıların enkesit özellikleri 43
Çizelge 4.20 1. ve 2. mertebe analizi ile bulunan yer değiştirme değerleri ve oranları 46
Çizelge 4.21 Yapıya ait parametrelerin yönetmelikteki değerlerle karşılaştırılması 53
Çizelge 4.22 Bağ Kirişi Dönme Açıları ve Performans Seviyeleri (3-kat) 54
Çizelge 4.23 Bağ Kirişi Dönme Açıları ve Performans Seviyeleri(8-kat) 55

ÖZET

D-TİPİ DIŞMERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVE SİSTEMLERİN YATAY YÜKLER ALTINDA DAVRANIŞI

Burak DEMİREZEN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yüksek Lisans Tezi

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Bilge DORAN

Ülkemizde çelik yapı stoğu gün geçtikçe artmaktadır. Özellikle bu artış endüstriyel alanda daha belirgin bir şekilde görülmektedir. Bu çalışma, yanal yük taşıyıcı sistem olarak D-tipi dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sisteme sahip kısa ve orta yükseklikte yapıların deprem performansları irdelenmiştir. Bu amaçla, tipik 3 ve 8 katlı D-tipi dış merkez çelik çaprazlı çerçeve sisteme sahip yapılar için yatay yükler altında davranışı (deprem performansı) doğrusal olmayan itme analizi kullanılarak elde edilmiştir. Analiz sonuçları yer ve şekil değiştirmeler açısından yorumlanarak, D-tipi dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sistemlerin yatay yükler altında sergilemiş olduğu davranış ortaya konmuştur.

Anahtar Kelimeler: Dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve, dayanım fazlalığı, deprem performansı

ABSTRACT

THE BEHAVIOUR OF D-BRACED TYPE ECCENTRICALLY STEEL BRACED FRAMES UNDER LATERAL LOADS

Burak DEMİREZEN

Department of Civil Engineering

MSc. Thesis

Adviser: Prof. Dr. Bilge DORAN

In Turkey, the steel construction stock continues to grow in recent years. Especially, the growth rate is more obvious in the industrial field. This study aims to investigate the seismic performances of steel eccentric braced frames (EBF) which are preferred as lateral load bearing system in multi-story steel structures. For this purpose, seismic evaluations using nonlinear pushover analysis have been conducted for typical 3 and 8-story buildings with D-braced type eccentrically braced frames. Analysis results have been discussed in terms of displacements/deformations and seismic behavior of D-braced type eccentrically braced frames are expressed.

Keywords: Eccentric braced frames, Overstrength factors, Seismic performance.

BÖLÜM 1

GİRİŞ

Çelik yapılar sanayileşmeyle birlikte ülkemizde yaygınlaşmaya başlamıştır. Bu yapıların tasarım esasları yönetmeliklerce belirlenmiştir. Çelik yapıların tasarımında yanal yükleri güvenle taşıyacak taşıyıcı sistemin uygun seçilmesi çok önemlidir. Depreme dayanıklı yapı tasarımında taşıyıcı sistemin yeterli yatay rijitliğe ve yüksek sünekliğe sahip olması esastır. Çelik çaprazlar yeterli yatay rijitliğin ve yüksek sünekliğin sağlanmasında kullanılan yapısal elemanlardır. Çelik çaprazlı sistemler bu sebeple çok katlı çelik yapılarda yanal yük taşıyıcı sistemler olarak kullanılmaktadır.

1.1 Literatür Özeti

Dışmerkez çelik çaprazlı çerçeveler (DÇÇ), yüksek süneklik sağlamasının yanında, konut ve sosyal alan projelerinde mimari olanaklar sağlaması, endüstriyel projelerde ise büyük çaplı borulara vb. mekanik yapı elemanlarına geçiş imkânı sağlayan geometrik özellikleri açısından merkezi çaprazlı çerçevelere göre daha üstün durumdadır.

DÇÇ yeni bir sistem olarak 1970'lerin başında ilk defa Japonya'da önerilmiştir [1-2]. DÇÇ'lerin en önemli özelliği elastik rijitlik ve büyük göreli kat ötelemelerine karşılık gelen yüksek sünekliğin birleştiği bir sistem oluşudur. Bu tip sistemlerde deprem enerjisinin büyük bir bölümü, kesme ve/veya eğilme etkisi altında bağ kirişlerinin akması ile tüketilmektedir [3].

Roeder ve Popov [4-6], Amerika'da DÇÇ sistemler üzerinde ilk olarak araştırma yapan, konunun öncü araştırmacılarıdır. Literatürde, 1980'lerde bu tip çerçevelerin çevrimsel davranışı üzerine birçok çalışma mevcuttur [7-14].

21. yüzyılın başlarından günümüze kadar yapılmış olan çalışmalarda, kolona bağlı bağ kirişlerinin gerçek boyutlarda özellikle bağlantı detayları açısından araştırmalar yapılmıştır. Bu araştırmalarda kolona bağlı bağ kirişlerinin çevrimsel yüklemeler altında yönetmeliklerce öngörülen plastik dönme açılarına hasar almadan ulaşıp ulaşamadıkları araştırılmıştır. Hasar alan bağlantı detayları için iyileştirmeler önerilmiş ve kullanılabilecek bağlantı tipleri adreslenmiştir. Bağ kirişlerinin istenilen davranışı sağlayabilmeleri için vazgeçilmez olan berkitme çubuklarının önemi vurgulanmıştır. [15-17].

Popov E.P. Vd. yaptıkları deneysel çalışmada 1/3 ölçekli 6 katlı dışmerkez çelik çaprazlı numunelerin doğrusal hesapta bağ kirişleri için hesaplanan deprem dayanım talepleri ile uyumlu bir bağ kirişi tasarımının yapının davranışına etkisini araştırmışlardır [18].

Son 5 yılda ise hem yurtiçinde hem de yurtdışında dışmerkez çelik çaprazlı taşıyıcı sistemlere sahip binalarla ilgili birçok yüksek lisans ve doktora tezleri yürütülmüş, araştırma makaleleri hazırlanmıştır.

Durgun vd., 2013 [19] yapmış oldukları çalışmada, dışmerkez çelik çaprazlı sisteme sahip bir binanın deprem performansını zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntemle değerlendirmiş ve elde edilen sonuçları DBYBHY-2007'de öngörülen kapasite tasarımı yaklaşımının yeterliliğini incelemişlerdir.

Pourzeynali ve Shakeri, 2015 [20] çalışmalarında moment aktaran çerçeve sisteme sahip binalar ile dışmerkez çelik çaprazlı sisteme sahip binaların enerji sönümleme kapasitelerini ve sünekliklerini doğrusal olmayan sonlu elemanlar yöntemi ile karşılaştırmışlardır.

Hu, Vd., 2018 [21] tarafından yapılan çalışmada kısa bağ kirişli dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sistemlerde dayanım fazlalığına etki eden faktörlerin etkisini analitik ve sayısal (Sonlu Elemanlar Metodu) araştırmalar sonucunda değerlendirilmiştir.

1.2 Tezin Amacı

Mevcut yapıların deprem etkisindeki davranışı, sergileyeceği performans irdelenirken doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan analiz yöntemleri kullanılmaktadır.

Performans kavramı deprem mühendisliğinde gün geçtikçe daha sık kullanılan ve yönetmeliklerde yer alan yeni bir kavramdır. Deprem yönetmeliğine ilk olarak mevcut yapıların sismik performansının değerlendirilmesi şeklinde girmiş olsa da, 01.01.2019 tarihinde yürürlüğe girmiş olan Türkiye Bina Deprem Yönetmeliğinde (TBDY-2018)[22] yeni inşa edilecek yapıların tasarımında da uygulanacaktır.

Yeterli mukavemet, yanal rijitlik ve süneklik tüm yapıların deprem sırasında istenen performansı sergileyebilmesi için sahip olması gereken özelliklerdir. Çelik yapılarda, çelik çapraz elemanların kullanımı belirtilen bu üç özelliğin sağlanmasında büyük rol oynamaktadır.

Bu tez çalışmasında, doğrusal olmayan statik itme analiz yöntemi ile D-tipi dışmerkez çaprazlı çelik çerçevelere sahip farklı yükseklikteki yapıların deprem davranışının belirlenmesi ve yönetmeliklerde verilen dayanım fazlalığı değerlerinin değişiminin araştırılması planlanmıştır. Tasarımda kullanılacak olan yükler ve yük birleşimleri ASCE 7-10'a [23] uygun olarak belirlenmiştir. Eleman boyutları belirlenirken taşıma gücü kapasitesi (LRFD) yöntemi esas alınmıştır. Kapasite tasarımı ilkeleri ise ASCE 341-10'a [24] uygun olarak belirlenmiştir. Doğrusal olmayan statik itme analizinde eleman (bağ kirişi) akma dayanımları yönetmelikte verilen dayanım fazlalığı katsayıları kullanılarak arttırılmış ve buna göre tasarım yapılmıştır.

İlk bölümde DÇÇ ile ilgili yapılan çalışmalardan bahsedilmiştir. İkinci bölümde dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sistemlerin çalışma mekanizması, bağ kirişi kavramı ve kapasiteye dayalı tasarım esasları anlatılmıştır. Üçüncü bölümde doğrusal olmayan statik itme analizi tasarım esasları belirtilmiştir. Dördüncü bölümde örnek olarak seçilen yapılar tanıtılmış, yapıların deprem performansları ve dayanım fazlalığı değerleri irdelenmiştir. Buna bağlı olarak kapasiteye dayalı tasarım ve doğrusal olmayan statik analiz sonucunda hesaplanan değerler karşılaştırılmıştır. Son bölümde ise sonuçlar özetlenmiş ve öneriler sunulmuştur.

1.3 Hipotez

Mevcut yapı sistemlerinin deprem performanslarının belirlenmesinde, çok defa ileri analiz ve değerlendirme yöntemlerinin uygulanması gerekmektedir. Yapı sistemlerinin

dış etkiler altındaki gerçek davranışları, doğrusal olmayan teoriyi esas alan hesap ve boyutlandırma yöntemlerindeki gelişmelerden yararlanılarak saptanabilmektedir. Bu sayede yapı sisteminin yer değiştirme ve şekil değiştirmelere bağlı deprem performansı daha gerçekçi olarak değerlendirilebilmektedir.

Amerikan yönetmelikleri esas alınarak yapılan doğrusal olmayan analizle deprem performansının yanı sıra mevcut dayanım fazlalığı da belirlenebilmektedir. Özellikle Amerikan yönetmeliğinde bağ kirişi akma dayanımları dayanım fazlalığı katsayıları ile arttırılmıştır. Buna bağlı olarak doğrusal olmayan analizde elde edilen taban kesme kuvvetleri ile doğrusal olan analizde (kapasite tasarımı) hesaplanan taban kesme kuvvetleri arasında bir farklılık oluşmaktadır. Aradaki bu farklılık dayanım fazlalığı olarak tanımlanabilir. Ayrıca Amerikan yönetmeliği esas alınarak yapılan doğrusal olmayan analizle birlikte dayanım fazlalığının yanında, süneklik ve yer değiştirme büyütme katsayıları da belirlenebilmektedir. Yatay kuvvetler altındaki elastik yer değiştirmeler Amerikan yönetmeliğinde belirtilen yer değiştirme büyütme katsayısı ile arttırılarak gerçeğe daha yakın bir davranışın tahmin edilmesi sağlanır. Bu arttırılmış yer değiştirmeler kullanılarak yönetmelikte belirtilen sınır değerlere uygunluğu kontrol edilir.

Bu tez çalışmasında az ve orta katlı yapıları temsilen sırasıyla 3 ve 8 katlı binalar için doğrusal olmayan statik itme analizi kullanılarak dayanım fazlalığı, süneklik ve yer değiştirme büyütme katsayıları hesaplanmış, Amerikan yönetmeliğinde belirtilen değerlerle mukayese edilmiştir.

Sonuç olarak, yönetmelikte her yapı için bağımsız ve sabit olarak belirlenmiş olan bu değerlerin yapı yüksekliğine bağlı olarak değişebileceği görülmüştür.

BÖLÜM 2

DIŞMERKEZ ÇELİK ÇAPRAZLI ÇERÇEVELER

2.1 DÇÇ Çalışma Prensibi

Çelik yapılarda yatay kuvvet taşıyan sistemler; moment aktaran çelik çerçeveler, merkezi çaprazlı çelik çerçeveler, dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler olarak 3'e ayrılmıştır.

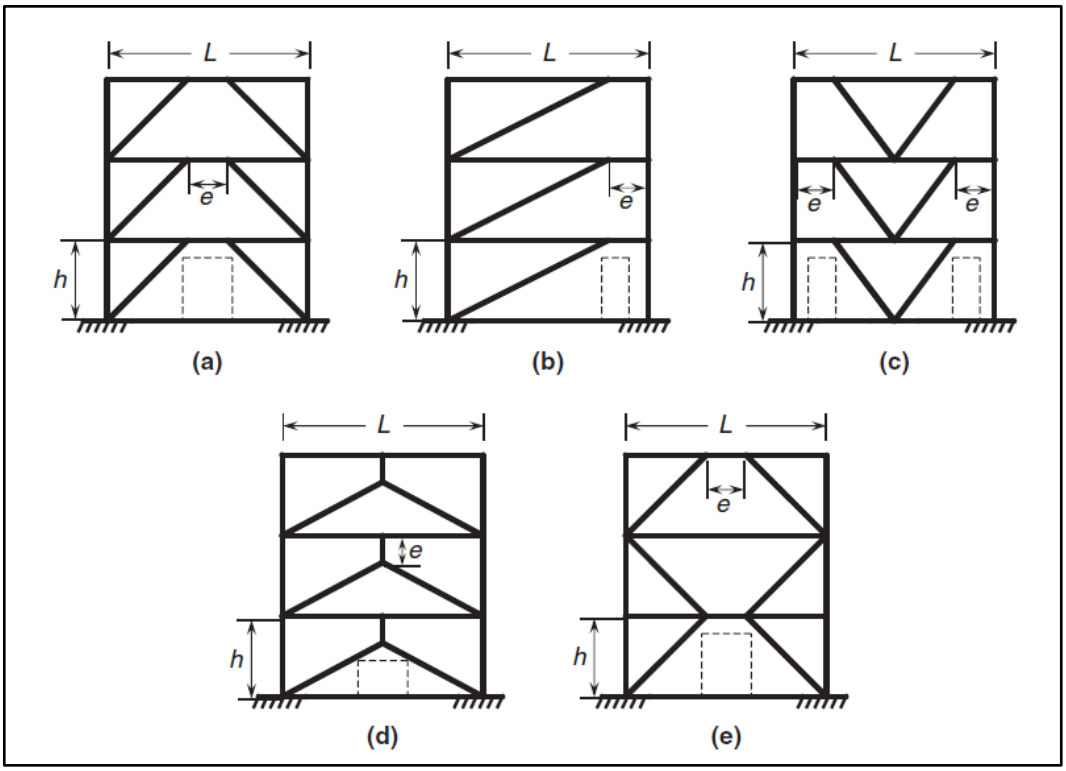
Bu üç farklı sistemin de diğer sistemlere nazaran üstün olduğu yönleri vardır. Merkezi çaprazlı çelik çerçeveler, moment aktaran çelik çerçeve sistemlere göre oldukça büyük yanal elastik rijitliğe sahiptir. Moment aktaran çerçeveler ise merkezi çaprazlı çerçevelere göre daha yüksek sünekliğe ve enerji sönümleme kapasitesine sahiptirler.

Uygun şekilde tasarlanmış ve imal edilmiş sünek moment aktaran çelik çerçeveler (SMÇ) ciddi sünek davranış sergilemelerine karşın düşük yatay rijitlikleri sebebiyle tasarımda göreli kat ötelemesi daha etkin rol almaktadır. Merkezi çelik çaprazlı çerçeveler (MÇÇ) ise yüksek yatay rijitliğe sahip olmalarına karşın çaprazların burkulması bu sistemlerin enerji sönümleme kapasitesinin düşük olmasına sebep olmaktadır.

Dışmerkezli çelik çerçevelerin özelliği ise, moment aktaran çelik çerçevelerin yüksek sünekliği ve enerji sönümleme kapasitesi ile merkezi çaprazlı çelik çerçevelerin yanal elastik rijitliğini bir arada sergileyebilmesidir. Bu çerçeveler, merkezi çaprazlı çerçevelerin aksine kolon ve kirişin birleştiği noktaya veya çapraz elemanların kiriş ile kesiştiği noktalar arasında belirli bir dışmerkezlik verilerek oluşturulur. Dışmerkezlik, kiriş üzerinde oluşturulur ve çapraz elemanların arasında veya çapraz eleman ile kolon arasında oluşan bu elemana bağ kirişi adı verilir. Bu eleman sistemde enerjinin kontrollü

bir şekilde sönümlenmesini sağlar. Bu nedenle yeterli yatay rijitlik ve yüksek süneklik sağlanmasında dışmerkez çaprazlı çelik çerçeveler oldukça uygun sistemlerdir. DÇÇ'lerin çalışma prensibi, şiddetli deprem etkisi altında elastik ötesi davranışın tamamının bağ kirişleri tarafından karşılanması ve bağ kirişleri dışında kalan bütün elemanların elastik kalmasından oluşmaktadır.

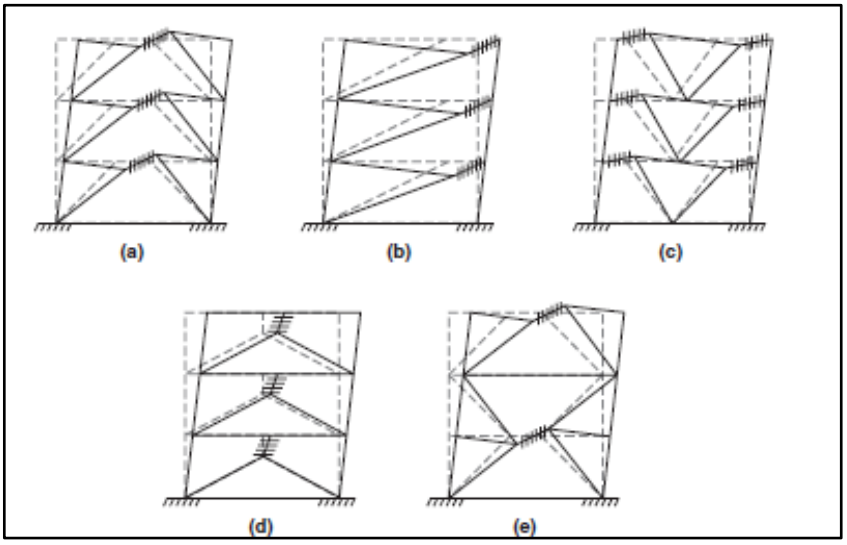
Tipik DÇÇ geometrileri Şekil 2.1 ve 2.2'de gösterilmiştir. Uzunluğu "e" olarak belirtilmiş kiriş parçası "bağ kirişi" olarak adlandırılır ve bu bağ kirişleri yapının sigorta elemanları gibi davranmak suretiyle deprem enerjisini tüketen elemanlardır. Uygulamada genel olarak "a" ve "b" ile belirtilen geometriye sahip sistemler kullanılmaktadır.



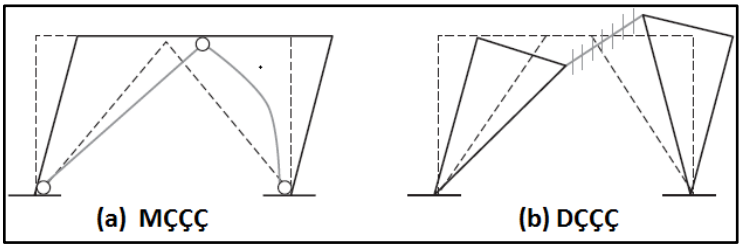
Şekil 2.1 Tipik geometriler [3]

Şekil 2.2 Örnek sistem detayları [3]

DÇÇ'lerin mekanizma durumları Şekil 2.3'te yer almaktadır. Bağ kirişlerinde taranmış çizgilerle belirtilen plastik şekil değiştirme bölgesi tüm çerçeve yüksekliğince yayılı durumdadır. Dolayısıyla, mekanizma durumunda plastik şekil değiştirmelerin yalnızca bağ kirişlerinde yoğunlaştığı, bağ kirişi dışındaki elemanların ise elastik durumda kaldığı varsayılabilir. MÇÇ'ler ile DÇÇ'lerin mekanizma davranışları kıyaslandığında (Şekil 2.4) MÇÇ sistemlerde çaprazlar, DÇÇ sistemlerde ise bağ kirişleri yapısal sigorta olarak tasarlanmaktadır. Yapısal sigorta elemanı dışında kalan sistem elemanları ise kapasite tasarımı prensipleri uyarınca tasarlanarak tasarım depreminde elastik davranması sağlanır.

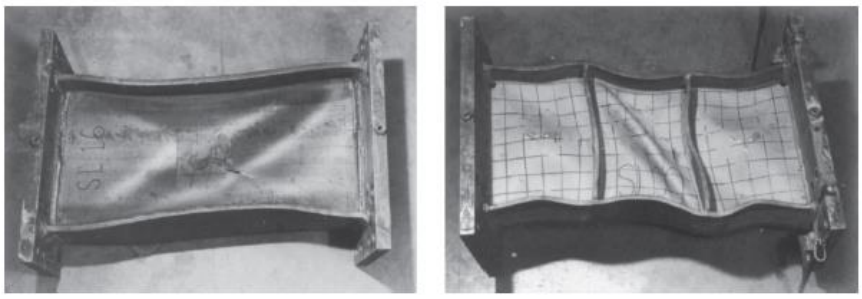


Şekil 2.3 Tipik DÇÇ mekanizmaları [3]



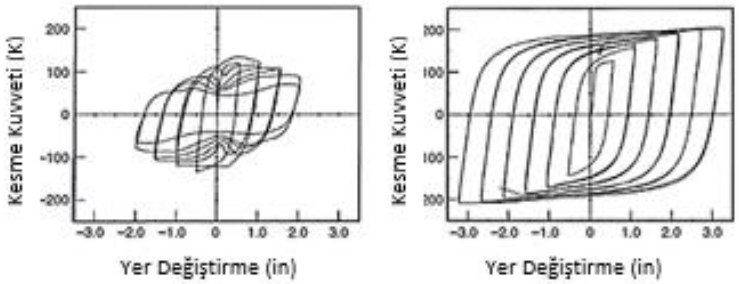
Şekil 2.4 Mekanizma durumları açısından MÇÇ ve DÇÇ'lerin karşılaştırılması [3]

Şekil 2.5'te, çevrimsel yüklemeye maruz bırakılmış 2 adet I kesitli bağ kirişi deney numunesinin mekanizma durumlarını gösteren fotoğraflar verilmiştir [12]. Test numunelerinden berkitmesiz olan numunede gövde burkulması, berkitmeli numuneye göre daha erken meydana gelmiştir. Deney sonucunda, bu tip lokal burkulmaların gövde ilave berkitme levhaları ile geciktirebildiği gözlenmiştir. Şekil 2.6'da deney sonucunda elde edilen histeretik eğriler görülmektedir. Bu grafikten berkitme ilavesinin hem dayanıma hem de sünekliliğe büyük oranda katkı sağladığı gözlemlenmektedir [8].



a)Berkitmesiz bağ kirişi b)Berkitmeli bağ kirişi

Şekil 2.5 Mekanizma durumları [3]



a) Berkitmesiz bağ kirişi b) Berkitmeli bağ kirişi

Şekil 2.6 Kesme kuvveti-yer değiştirme ilişkisi [3]

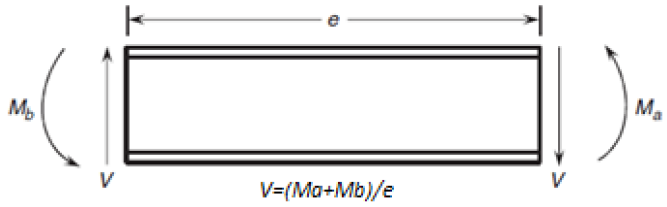
2.2 DÇÇ Sistemlerin Tasarımı

DÇÇ tasarımının amacı, elastik ötesi davranışın sünek bağ kirişlerinde yoğunlaşması olup bu amaçla kapasite tasarımı yapılır. Kapasite tasarımında, bağ kirişleri boyutlandırılırken yönetmeliklere uygun olarak belirlenmiş yükler dikkate alınır. Bağ kirişi dışında kalan elemanlar boyutlandırılırken ise tamamen akmış ve pekleşmiş bağ kirişlerinin meydana getirdiği kesit zorları ve bu kesit zorlarında elastik kalacak enkesitler seçilir.

Şekil 2.7'de bağ kirişi serbest cisim diyagramı gösterilmiştir. Bağ kirişlerinde (N=0), şiddetli depremlerde tersinir yükleme sonucunda, kiriş uç bölgelerinde akma oluşup plastik eğilme momenti mafsalları meydana gelecektir. Enerji tüketiminin sağlanacağı yeterli dönme kapasitesine sahip bu kesitlerde kapasite kuvvetleri (2.1) ve (2.2) bağıntılarıyla hesaplanmaktadır:

$$\mathrm{Mp} = \mathrm{F_y Z} \tag{2.1}$$

$$\mathrm{V_p} = \tau_y \mathrm{A_{tw}} \tag{2.2}$$



Şekil 2.7 Serbest cisim diyagramı [3]

Bu durumda bağ kirişlerinde dengeli durum için bağ kirişi boyu;

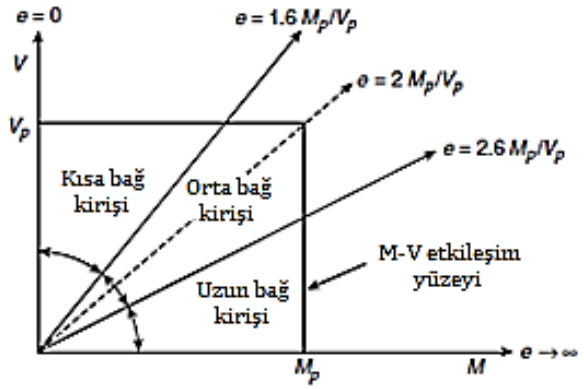
$$\mathrm{e_o} = \frac{2\mathrm{M_p}}{\mathrm{V_p}} \tag{2.3}$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Her enkesit için değişkenlik gösteren bu uzunluktan kısa bağ kirişlerinde kesme etkisi altında plastik mafsal oluşurken, uzun bağ kirişlerinde eğilme momenti plastik mafsalı oluşmaktadır. Plastik teoriye göre, (2.3) bağıntısı plastik moment ve kesme kuvveti (kapasite kuvvetleri) arasındaki ilişkiyi dikkate alarak bir miktar değiştirilebilir [11]. Deneysel çalışmalar sonucunda görülmüştür ki; uygun bir biçimde berkitilmiş kısa bağ kirişlerinde birim uzama pekleşmesinin gerçekleşebilmekte ve kesme dayanımı $1{,}5V_p$ olarak kabul edilebilmektedir. Kesme etkisi altında akan bağ

kirişlerinin uç momentleri birim uzama pekleşmesi sebebiyle artmaya devam edebilir ve bu artış sonucunda eğilme momenti mafsalları bağ kirişi uçlarında oluşabilir. Önemli oranda başlık burkulmalarına veya birleşim kaynağında hasara yol açan eğilme açısından plastik şekil değiştirmelere engel olmak için, bu artan uç momentleri $1{,}2M_p$ ile sınırlandırılmıştır ve bu durumda (2.3) bağıntısı ile verilmiş olan kısa bağ kirişi uzunluğu (2.4) bağıntısında olduğu gibi değiştirilmiştir [11].

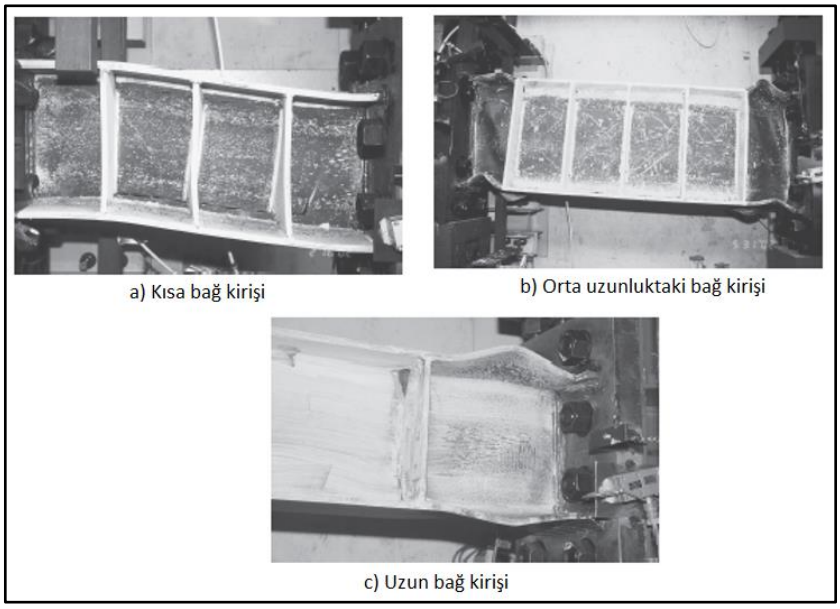
$$e_o = \frac{2*(1{,}2M_P)}{1{,}5V_p} = \frac{1{,}6M_p}{V_p} \tag{2.4}$$

Engelhardt ve Popov [7], yaptıkları çalışma sonucunda bağ kirişlerini boylarına göre sınıflandırmışlardır (Şekil 2.8).



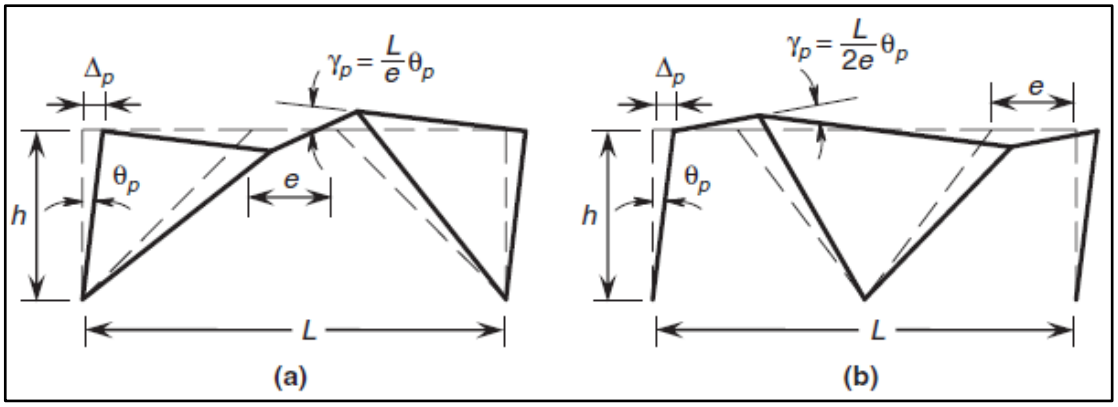
Şekil 2.8 Bağ kirişleri [3]

Şekil 2.9'da bağ kirişi uzunluğunun mekanizma durumlarına ve şekil değiştirme kapasitesine etkisi gösterilmiştir [3].

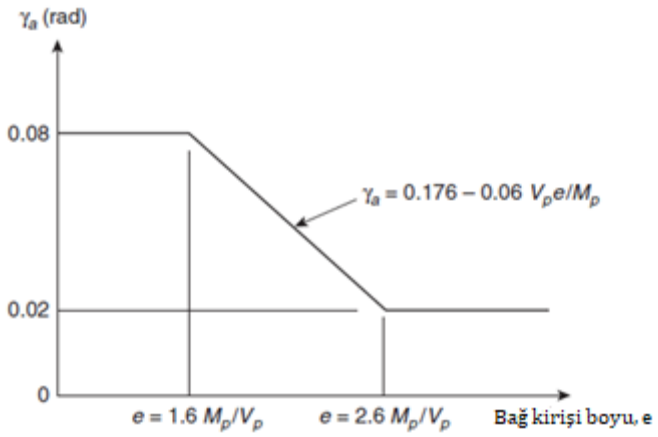


Şekil 2.9 Bağ kirişlerinin uzunluklarına göre göçme mekanizmaları [3]

Şekil 2.10'da gösterilen mekanizma, bağ kirişlerinin uçlarındaki plastik dönme açılarına (γ_p), bağlıdır. Anılan plastik dönmenin gerçekleşebilmesi için bağ kirişinin belirli bir plastik dönme kapasitesine sahip olması gerekmektedir. Bağ kirişinin dönme kapasitesinin bağ kirişinin boyuna bağlı olduğunu deneysel çalışmalar [10] göstermektedir (Şekil 2.11). Ayrıca kısa bağ kirişlerinde dönme kapasitelerinin arttırılabilmesi için sık berkitme düzeni uygulanmalıdır.



Şekil 2.10 Mekanizma durumunda bağ kirişi dönme talebi [3]



Şekil 2.11 Bağ kirişlerinin dönme açıları sınır değerleri [3]

Şu an yürürlükte olan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY-2007) [25] içerisinde DÇÇ'ler, süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdeler, deprem etkileri altında bağ kirişlerinin önemli ölçüde plastik şekil değiştirme yapabilme özelliğine sahip olduğu yatay yük taşıyıcı sistemler olarak tanımlanmıştır. Bu sistemler, bağ kirişlerinin plastik şekil değiştirmesi sırasında, kolonların, çaprazların ve bağ kirişi dışındaki diğer kirişlerin kapasite tasarımına uygun olarak elastik bölgede kalması sağlanacak şekilde boyutlandırılırlar.

DBYBHY-2007'nin [25] UBC-94/97-AISC 1989 [26] dokümanları temel alınarak düzenlendiği görülmektedir. Yukarıda bahsedilen parametreler için düzenlenmiş ifadelerde temel farklar aşağıda üç ayrı madde halinde ifade edilmiştir:

1) Bağ kirişi boyu (2.5) bağıntısı ile sınırlandırılmıştır. Özel durum olarak kolona bağlanan bağ kirişi daha kısa olabilir.

$$1{,}0Mp/Vp \ \leq\ e\ \leq 5{,}0Mp/Vp \qquad (2.5)$$

2) UBC-97 [26] yönetmeliğinde bağ kirişi sınır dönme açısı 0,09 radyan, daha güncel yönetmeliklerde 0,08 radyan iken DBYBHY-2007 [25]'de 0,10 radyan dönmeye izin verilmektedir. Deneylerde 0,11 radyan dönme açısının kısa bağ kirişleri için gerçekleşebildiği bilinmektedir.
3) DBYBHY-2007'de [25] kapasite tasarımı yapılırken tasarım büyütme katsayısı kavramı ile tasarım yapılmaktadır. Bu kavramın UBC-94/97-AISC 1989 [26] yönetmeliğinde kullanılan bir kavram olduğu bilinmektedir.

Bağ kirişi boyu yukarıda da belirtildiği gibi kısa, orta ve uzun olmak üzere 3 ayrı tür olarak sınıflandırılmıştır (Şekil 2.8). Bağ kirişi boyunun bağ kirişlerinin akma sonrası mekanizma durumlarına etkisi DBYBHY-2007'den[25] farklı olarak Amerikan yönetmeliği AISC 341-10'da [24] ve yeni Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği TBDY-2018'de [22] aşağıdaki gibi tanımlanmıştır;

a. Bağ kirişi boyu e $\leq 1{,}6M_p/V_p$ ise kısa (Kesme etkisi etkin)
b. Bağ kirişi boyu $1{,}6M_p/V_p \leq$ e $\leq 2{,}6M_p/V_p$ ise orta (Bileşik etki (eğilme ve kesme) etkin)
c. Bağ kirişi boyu e $\geq 2{,}6M_p/V_p$ ise uzun (Eğilme etkin)

Burada, "e" bağ kirişi boyunu, "$\mathrm{M_p}$" bağ kirişi plastik moment kapasitesini, "V_p" ise bağ kirişi plastik kesme kapasitesini ifade etmektedir.

Bağ kirişinin tasarımında kullanılan kesme taşıma gücü, dikkate alınan yükler altında oluşan kesme kuvveti değerlerinden en büyüğü olan V_d'den daha büyük olmalıdır (2.6) [22]:

$$\phi V_n \geq V_u \tag{2.6}$$

$$\phi = 0{,}9$$

$$V_p = 0{,}6 f_y A_w \tag{2.7}$$

$$A_w = (d_b - 2t_f)t_w \tag{2.8}$$

V_n, V_p veya $2M_p$/e değerlerinden küçük olanıdır.

Bir DÇÇ'de; bağ kirişi dışında kalan kirişler, çaprazlar ve kolonlar, bağ kirişlerinde ortaya çıkacak aşağıdaki kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerini karşılayabilecek taşıma gücüne sahip olmak zorundadır [22]:

$$Bağ\ kirişi\ kesme\ kuvveti = 1{,}1R_yV_n \tag{2.9}$$

$$Bağ\ kirişi\ uç\ momenti = e(1{,}1R_yV_n)/2 \tag{2.10}$$

(2.9) ve (2.10) bağıntılarındaki R_y katsayısı, olası akma gerilmesinin karakteristik akma gerilmesine oranı ve 1,1 ise pekleşme katsayısıdır.

Bir DÇÇ'nin bağ kirişlerinde oluşması öngörülen yer değiştirme değerinin elastik ötesi dönme kapasitesini geçmemesi gerekmektedir. Rijit-plastik mekanizma oluşacağı varsayımıyla, bağ kirişinin dönme açısı (Şekil 2.10) herhangi bir kat için aşağıdaki (2.11) ve (2.12) bağıntıları ile elde edilir.

$$\gamma_p = \theta_p \frac{L}{e} \tag{2.11}$$

$$\theta_p = R \frac{\Delta_p}{h} \tag{2.12}$$

Bağ kirişi dönme açısı kısa, orta ve uzun bağ kirişleri için deneysel veriler ışığında belirlenmiş dönme kapasiteleri aşağıda gösterilmiştir:

-Bağ kirişi uzunluğunun e $\leq 1{,}6M_p/V_p$ olması halinde $\gamma_p = 0{,}08$ radyan.

-Bağ kirişi uzunluğunun e $\geq 2{,}6M_p/V_p$ olması halinde $\gamma_p = 0{,}02$ radyan.

-Bağ kirişi uzunluğunun bu iki sınır değer arasında olması halinde doğrusal enterpolasyon yapılmalıdır.

ASCE 7-10 [23] yönetmeliğine göre yapının birinci doğal titreşim periyodu (T) aşağıdaki koşulu sağlamalıdır.

$$T \leq C_u T_a \tag{2.13}$$

C_u, tasarım spektrumunda 1 saniye periyoduna karşılık gelen spektral ivmenin bir fonksiyonu olan ve hesaplanmış birinci mod periyodu için üst sınır oluşturmak amacıyla kullanılan katsayıdır.

Elemanların yerel burkulma limit durumuna ulaşmadan önce plastik mafsal oluşturabilecek kapasitede olmaları için narinlik oranları, AISC 341-10 [24] tarafından belirlenmiş üst sınırlardan küçük olmalıdır.

Kolon başlığı için narinlik limit değeri:

$$\frac{b_t}{2t_f} \leq 0{,}38\sqrt{E_s/f_y} \tag{2.14}$$

Bağ kirişi başlığı için limit değer:

$$\frac{b_t}{2t_f} \leq 0{,}30\sqrt{E_s/f_y} \tag{2.15}$$

Bağ kirişi gövdesi için gerekli eksenel kuvvet dayanımının tasarım eksenel kuvvet dayanımına oranı olarak tanımlanan C_a katsayısına bağlı olarak narinlik limit değeri [22]:

Eğer $C_a \leq 0{,}125$ ise $\frac{h_w}{t_w} \leq 3{,}76\sqrt{\frac{E_s}{f_y}}(1\text{-}2{,}75C_a)$ (2.16a)

Eğer $C_a \geq 0{,}125$ ise $\frac{h_w}{t_w} \leq 1{,}12\sqrt{\frac{E_s}{f_y}}(1\text{-}2{,}33C_a) \geq 1{,}49\sqrt{E_s/f_y}$ (2.16b)

C_a katsayısı, şu şekilde bulunabilmektedir.

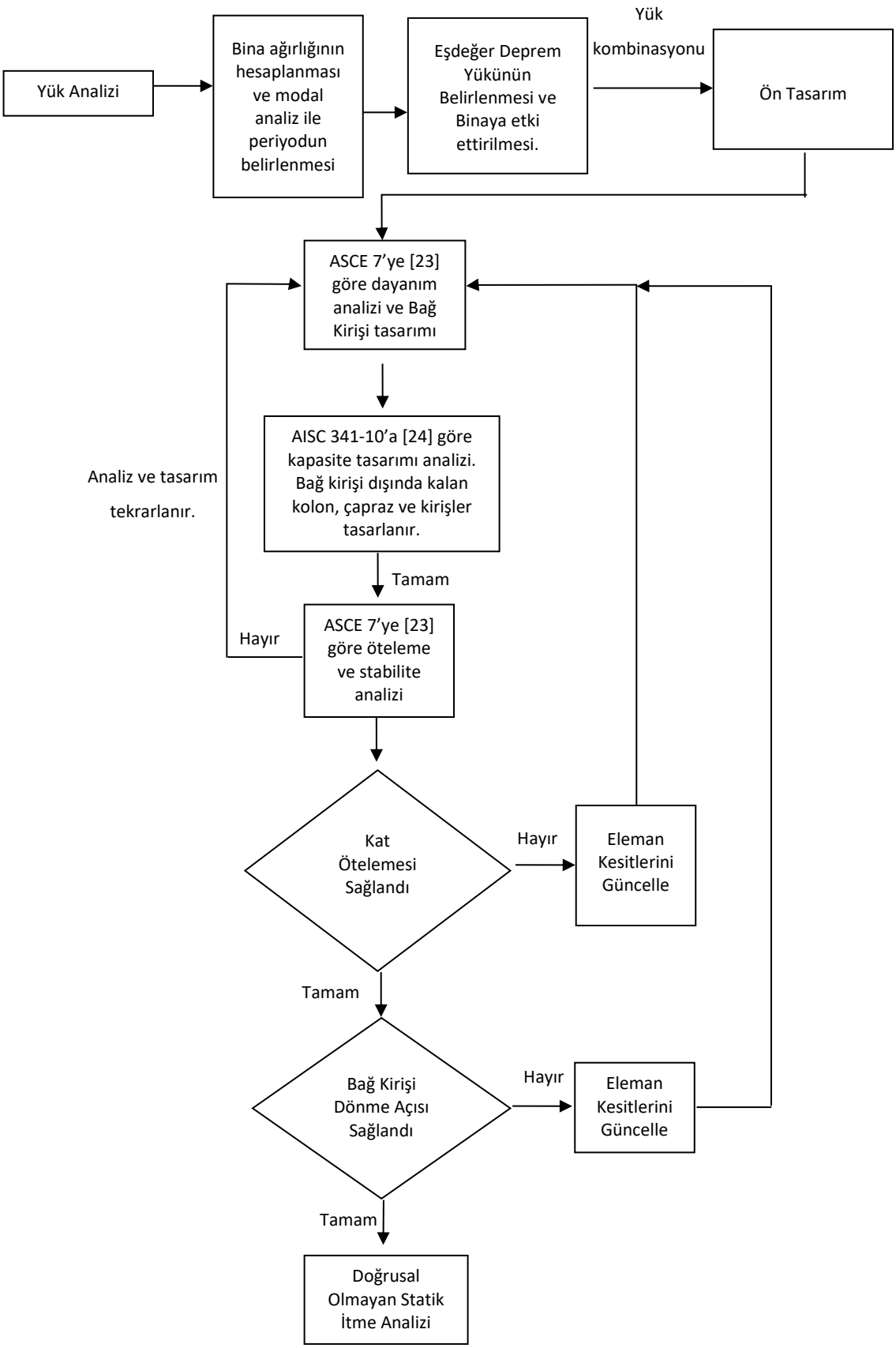
$$C_a = \frac{P_u}{\phi_b P_y} \quad (2.17)$$

Yönetmelikte [24] dışmerkez çelik çaprazları için herhangi bir şart getirilmemiştir.

Bağ kirişi uzunluğunun seçilmesinin ardından yukarıda yönetmeliklerde belirtilen esaslar uyarınca kapasite tasarımı (Doğrusal statik analiz) yapılır. Kapasite tasarımı kapsamında yukarıda da belirtildiği gibi bağ kirişlerinin akması durumunda bile diğer sistem elemanlarının elastik bölgede kalması -hasar almaması- vardır ve bu elemanlar boyutlandırılması aşağıdaki gibidir:

a. Bağ kirişi dışında kalan kirişler, seçilen bağ kirişinin kesme kapasitesinin AISC 341-10 [24] Tablo A3.1'de kullanılan malzeme cinsi için belirtilen R_y ve 1,1 (K) ile büyütülmesi (Arttırılmış kesme kapasitesi) ve sisteme etki ettirilmesi ile hesaplanan iç kuvvetler ve düşey yüklerden gelen iç kuvvetlere göre boyutlandırılmalıdır.
b. Çaprazlar ise yukarıda bahsi geçen arttırılmış kesme kapasitesi ile hesaplanan iç kuvvetler ve düşey yüklerden gelen iç kuvvetlerin bileşik etkisine (Eğilme momenti-Eksenel kuvvet) göre boyutlandırılmalıdır.
c. Arttırılmış kesme kapasitesi ile hesaplanan iç kuvvetler ve düşey yüklerin oluşturduğu iç kuvvetlere göre kolon boyutlandırılması gerçekleştirilir.

Tasarıma esas algoritma Şekil 2.12'de özetlenmiştir.



Şekil 2.12 Tasarıma esas algoritma

BÖLÜM 3

ÇELİK YAPILARIN ŞEKİL DEĞİŞTİRME ESASLI KONTROLÜ

Depreme dayanıklı yapı tasarımında yaygın olarak elastik hesaba dayalı, kuvvet esaslı yöntemler kullanılmaktadır. Bunun yanı sıra ilk olarak mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi için geliştirilmiş doğrusal olmayan analiz yöntemleri de yeni yapıların tasarımında kullanılmaya başlanmıştır. Yapıların davranışının deprem anında elastik sınırların ötesine geçtiği bilinmektedir ve doğrusal analiz yöntemleri elasto-plastik davranışları açıklamakta yetersizdir. Bu sebeple doğrusal olmayan analiz yöntemleri kullanılmalıdır [28].

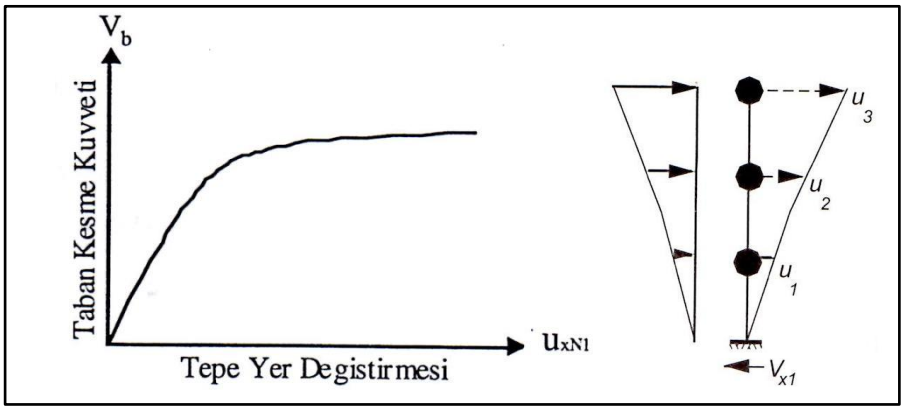
Doğrusal olmayan analiz yöntemleri uygulanırken analiz modelinde, artan yükle birlikte yapısal elemanların kapasitelerine ulaşmalarının ardından bu elamanların taşıdığı yüklerin diğer elemanlara aktarılması (kuvvetlerin yeniden dağılımı) esastır. Bu bağlamda deprem etkisi altında yapıda oluşacak mekanizma durumunun ve hasar alacak elemanların doğrusal analiz yöntemine göre daha gerçekçi bir şekilde elde edilmesi sağlanır.

Yapılan analiz yönteminin sonunda yapı taşıyıcı sisteminin deprem etkisi istemi ve yatay yük kapasitesi karşılaştırılarak yapı performansı belirlenir. Belirtilen yöntemin uygulanması 4 adımda gerçekleşmektedir [29].

- Kapasite eğrisinin belirlenmesi
- Deprem etkisinin talep eğrisinin belirlenmesi

- İki eğrinin kesiştirilerek taşıyıcı sistemde dengenin oluştuğu bina performans durumunun belirlenmesi
- Performans durumunda iç kuvvetler ve şekil değiştirme durumunun incelenerek sağlanan performans durumunun hedeflenene uygun olup olmadığının tespiti

Yapısal kapasite statik itme eğrisi ile ifade edilir (Şekil 3.1a). Yapı, hali hazırda üzerinde bulunan sabit yük ve adım adım arttırılan yatay yük altında plastik mafsal teorisine göre çözümlenir (Statik İtme Analizi) ve yapının tepe noktası yer değiştirme değerleri taşıyıcı sistemin geometrisi, kesit ve malzeme özellikleri ve taşıyıcı sistem elastik ötesi davranışına bağlı olarak her bir kuvvet için elde edilir. Bu sayede taban kesme kuvvetlerine karşılık gelen tepe noktası yer değiştirmelerinin karşılıklı ilişkisi görülür (Şekil 3.1b).



Şekil 3.1 Statik itme eğrisi – Yükleme-yer değiştirme ilişkisi [27]

İlk modun (Hakim mod) doğal titreşim periyodu 1 saniyeden az ise yüksek modların yapıya etkileri göz ardı edilebilmektedir. Statik itme eğrisinde yatay kuvvet adım adım arttıkça, yatay yer değiştirmeler ve plastik şekil değiştirmeler büyür. Bu şekilde sistemde oluşan plastik mafsallar izlenerek taşıyıcı sistemde oluşan hasarlar gözlenebilir. Statik itme eğrisinin adımları, kesitlerde oluşan plastik mafsalların ortaya çıkış sırasının izlenmesi ve sistem davranışının değerlendirilmesi açısından önem arz etmektedir.

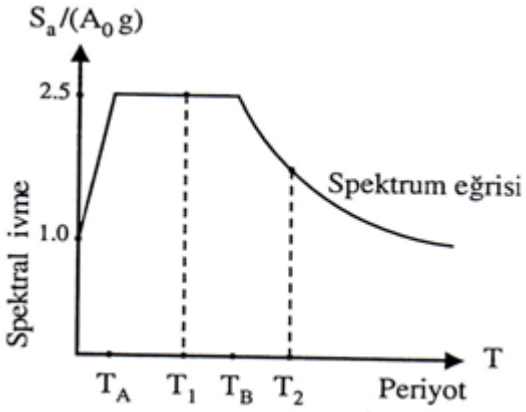
3.1 Davranış Spektrumu

Tasarım depremi spektrum eğrisi, spektral ivme ile DBYBHY 2007 [25] Tablo 2.4'te (Çizelge 3.1) yerel zemin sınıflarına göre tanımlanmış olan spektrum karakteristik

periyotlarının eksenler üzerindeki yerlerine yerleştirilerek çizilmesi ile elde edilir. Tasarım depremi, 50 yılda aşılma olasılığı %10, ortalama dönüş periyodu 474 yıl, ve bina önem katsayısı 1 olan yeni konut binaları için göz önüne alınan deprem etkisini belirtmektedir [25], (Şekil 3.2).

Çizelge 3.1 Zemin sınıflarına göre spektrum karakteristik periyotları, TDY2007 Tablo 2.4 [25]

Yerel Zemin Sınıfı	T_A (saniye)	T_B (saniye)
Z1	0,10	0,30
Z2	0,15	0,40
Z3	0,15	0,60
Z4	0,20	0,90



Şekil 3.2 Tasarım depremi spektrum eğrisi [25]

3.2 Modal Kapasite Eğrisi

Hedef yer değiştirme noktasının belirlenebilmesi için statik itme eğrisinin modal kapasite eğrisine dönüştürülmesi ve tasarım depremi talep eğrisi ile kesiştirilmesi gerekmektedir. Statik itme eğrisinden modal kapasite eğrisi elde edilirken eksen değişimi uygulanması gerekir. V_{x1} toplam kuvvet (taban kesme kuvveti), α_1 modal ivmeye ve u_{N1} tepe yer değiştirmesi, d_1 modal yer değiştirmeye dönüştürülür [29].

Bu iki dönüşümü gerçekleştirmek için aşağıdaki (3.1-5) denklemleri kullanılır [29].

$$A(T) = Ao \,.\, I \,.\, S(T) \qquad (3.1)$$

denklemi spektral ivme kat sayısını ifade etmektedir. Spektral ivme;

$Sa(T) = A(T) \cdot g$ (3.2)

(3.2) denkleminden çekilirse;

$Sa(T) = Ao \cdot I \cdot S(T) \cdot g$ (3.3)

(3.3) şeklini alır.

$$\Gamma_{x1} = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N}(m_i.\phi_{i1})}{\sum_{i=1}^{N}(m_i.\phi_{i1}^2)}\right] \quad (3.4)$$

$$M_1 = \left[\frac{\left(\sum_{i=1}^{N} m_i.\phi_{i1}\right)^2}{\sum_{i=1}^{N}(m_i.\phi_{i1}^2)}\right] \quad (3.5)$$

$$a_1^{(i)} = \frac{V_b}{M_1} \quad (3.6)$$

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{i}}{\Gamma_{x1}.\phi_{xN1}} \quad (3.7)$$

$$d_1^{(i)} = a_1^{(i)}\left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad (3.8)$$

Statik itme eğrisini modal kapasite eğrisine dönüştürmek için ilk olarak denklem (3.4) ve (3.5) yardımıyla birinci doğal titreşim modu için modal katılım çarpanı Γ_1 ve birinci modal kütle M_1 hesaplanır. Daha sonra denklem (3.6) ve (3.7) yardımıyla statik itme eğrisi (Taban kesme kuvveti-Tepe yer değiştirme eğrisi) modal kapasite eğrisine (Modal ivme-Modal yer değiştirme) çevrilir (Şekil 3.3).

Formüllerde kullanılan simgeler:

Γ_{x1} = Birinci doğal titreşim modu için Modal Katılım Çarpanı

m_i = *i*. kattaki toplanmış kütle

M_1 = 1. modal kütle

ϕ_{i1} = *i*. kattaki modun şekli (i. katın yanal yer değiştirmesi)

ϕ_{xN1} = Binanın tepesinde (*N*. katta) x deprem doğrultusunda *i*. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yer değiştirme

N = Yapıdaki kat sayısı

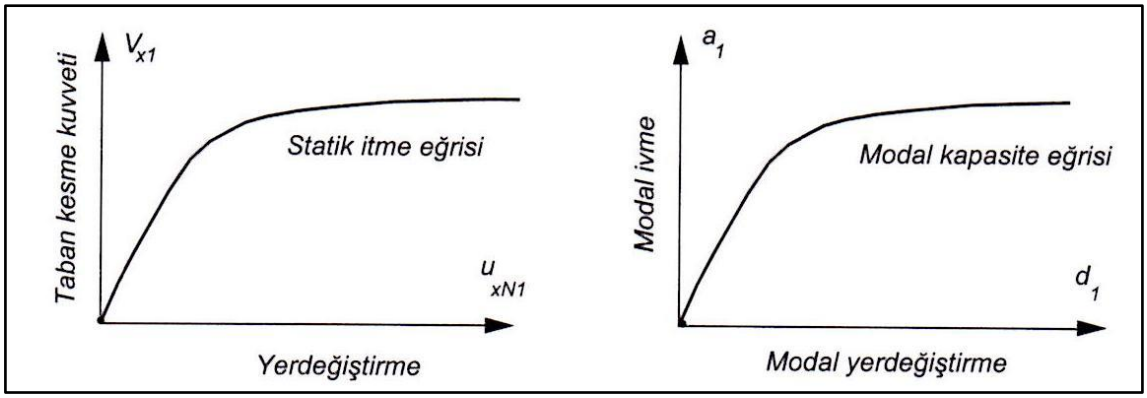
V_b = Taban kesme kuvveti

$U^{(i)}_{xN1}$ = Binanın tepesinde (*N*. katta) x deprem doğrultusunda *i*. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yer değiştirme

$\alpha_1^{(i)}$ = i. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme

ϕ_{N1} = Yapının en üst katına ait yanal yer değiştirme

$d_1^{(i)}$ = i. itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yer değiştirme

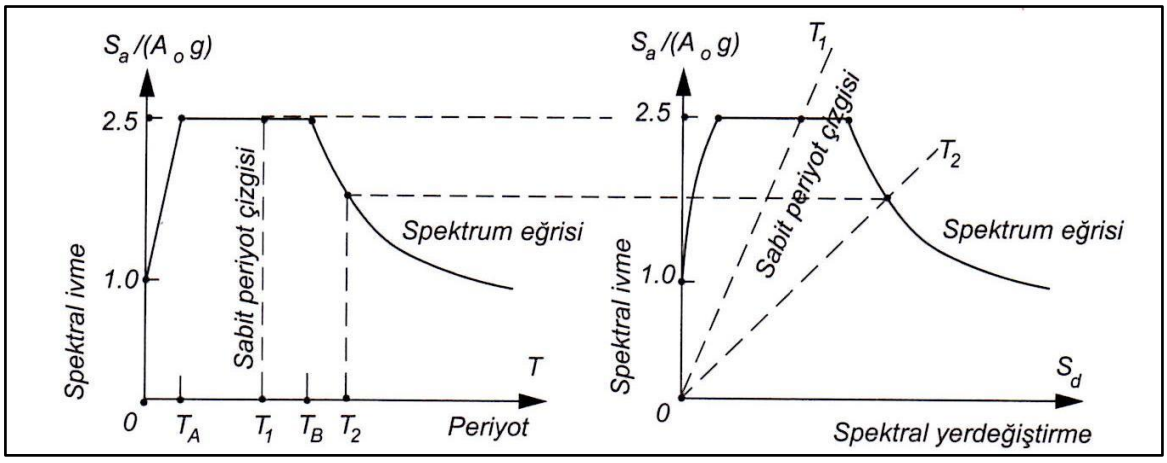


Şekil 3.3 Modal kapasite eğrisi dönüşümü [29]

3.3 Eksen Değişimi

Modal kapasite eğrisinin deprem talep eğrisi ile bir araya gelebilmesi için eksen değişimine ihtiyaç duyulur [29]. Denklem (3.9) yardımıyla bu dönüşüm yapılır (Şekil 3.4).

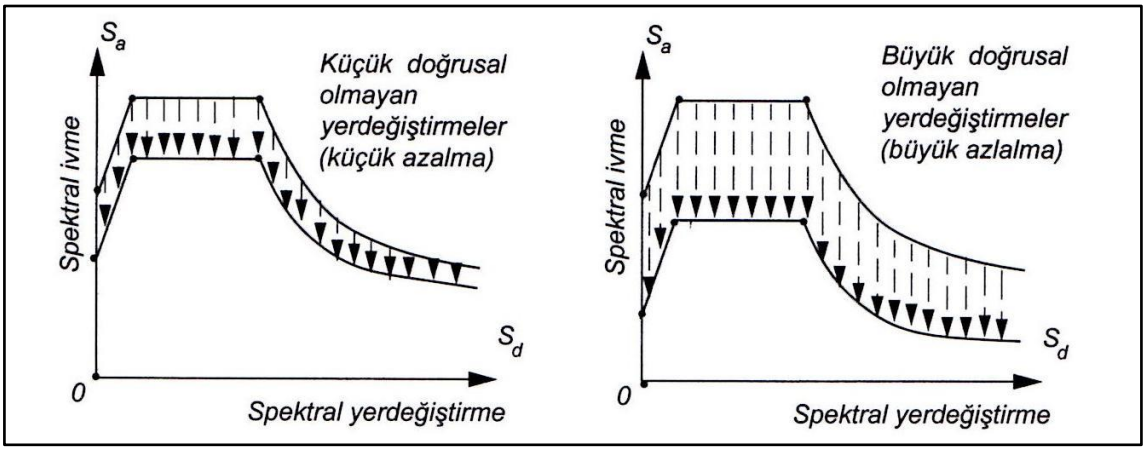
$$S_d = S_a \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \tag{3.9}$$



Şekil 3.4 Eksen değişimi [29]

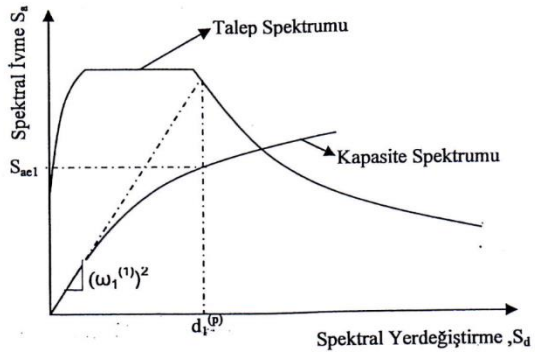
3.4 Hedef Yer Değiştirme Sınırının Belirlenmesi

Eksenleri ($d1$,$a1$) olan Modal Kapasite Diyagramı ve eksenleri (S_d,S_a) olan Deprem Talep Spektrumun karşılaştırılarak, hedef yer değiştirme sınırı elde edilir. Deprem talep spektrumunun tanımı elastik spektrum eğrisi ile yapılmıştır ve sistemin kapasitesi doğrusal olmayan davranışla belirlenmiştir. Depremin elastik talep eğrisi, sistemin doğrusal olmayan davranışı göz önünde bulundurularak azaltılır ve kesişme noktası tespit edilir. Bu azaltma sistemde oluşacak doğrusal olmayan davranışla orantılıdır. Elasto-plastik yer değiştirmeler ne kadar büyükse bu yer değiştirmelerin neden olacağı sönüm de o kadar büyük olacağı için elastik spektrum eğrisinin azaltılması da o oranda daha büyük olur (Şekil 3.5), [28].



Şekil 3.5 Elastik spektrum eğrisinden elasto-plastik spektrum eğrisinin elde edilmesi [30]

Deprem talebi ve yatay yer değiştirme, kapasite spektrumunun elastik bölgesine çizilen teğetle elastik spektrum eğrisinin kesişimi ile elde edilir. Bu nokta sistemin elastik olması durumunda elde edilen deprem talebidir. Bu durumda eşit yer değiştirme kuralı kullanılır ve elastik sistem için elde edilen d^e_{max} elastik yer değiştirme değeri yerine d^{ep}_{max} elasto-plastik yer değiştirmeye geçilir (Şekil 3.6). Periyodu büyük olan yapılarda elastik ve elasto-plastik yer değiştirmelerin yaklaşık olarak eşit olduğu kabul edilir. Periyodu küçük olan yapılarda ise elasto-plastik yer değiştirmenin C_{R1} spektral yer değiştirme oranı kullanılarak büyütülmesi ile elde edilir.



Şekil 3.6 Modal kapasite eğrisi ve deprem talep eğrisi [29]

3.4.1 $T_1^{(1)}$ Başlangıç Periyodunun T_B'den Küçük Olması Hali

Doğrusal elastik yer değiştirme S_{de1}'e bağlı olarak denklem (3.10) ile bulunur:

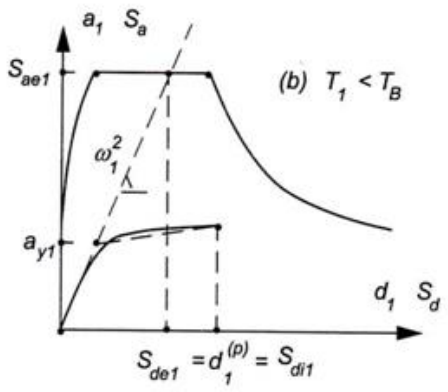
$$S_{di1} = C_{R1}.S_{de1} \tag{3.10}$$

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{\left(w_1^{(1)}\right)^2} \tag{3.11}$$

$$C_{R1} = \frac{1+\left(R_{y1}-1\right)\frac{T_B}{T_1^{(1)}}}{R_{y1}} \geq 1 \tag{3.12}$$

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \tag{3.13}$$

Denklem (3.12)'de T_1 sistemin birinci periyodunu ve R_{y1} bu moda ait dayanım azaltma katsayısını belirtmektedir. Hedef yer değiştirme noktasının bulunmasının ardından (Şekil 3.7) bu eğri Eşit Alanlar Kuralı ile doğrusal hale getirilmelidir. Buradan elde edilmesi gereken a_{y1}, R_{y1}, C_{R1} değerleri hesaplanır ve başlangıçta hedef performans noktası bilinmediğinden birkaç adımda deneme yanılma yolu uygulanarak sonuca ulaşılabilir.

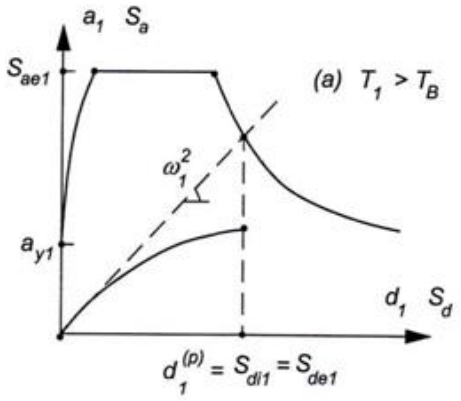


Şekil 3.7 T_1(1) Başlangıç periyodunun T_B'den küçük olması hali [29]

3.4.2 $T_1^{(1)}$ Başlangıç Periyodunun T_B'den Büyük Olması Hali

Bu durumda, elastik yer değiştirme ile plastik yer değiştirmeyle eşit olduğu kabulü vardır. Bu nedenle C_{R1} katsayısı 1'e eşittir:

$$C_{R1} = 1 \tag{3.14}$$



Şekil 3.8 T_1(1) Başlangıç periyodunun T_B'den büyük olması hali [29]

Hedef spektral yer değiştirme değeri $d_1(p)$ elde edildikten (Şekil 3.8) sonra denklem (3.7) ile hedef yer değiştirme değeri hesaplanır. Yapının itme analizinde yapacağı son yer değiştirme değeri bu hedef yer değiştirme değeri olacak şekilde itme analizi tekrarlanır. Analiz sonucunda hedef yer değiştirmeye ulaşan yapının elemanlarında oluşan hasar seviyeleri ve kat bazında dağılımları tespit edilir.

3.5 Yapı Performans Seviyesinin Belirlenmesi

Yapı performansı (deprem performansı); bir binada belirli bir deprem etkisi altında oluşabilecek hasarların düzeyi ve dağılımına bağlı olarak belirlenen yapı güvenliği durumu olarak tanımlanabilir. Doğrusal olmayan statik itme analizi, mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde en çok kullanılan yöntemlerden biridir.

Dışmerkez çelik çaprazlı sistemlerde uygulanan doğrusal olmayan statik itme analiziyle birlikte bağ kirişi dönme açıları, plastik mafsalların oluştuğu kesitler ve plastik mafsal dönmeleri elde edilir. ASCE 41-13 [31] Tablo 9-6'da performans seviyeleri için bağ kirişi dönme açısı sınır değerleri tanımlanmıştır.

Çizelge 3.2 Kısa bağ kirişi plastik dönme açısı sınır değerleri [31]

	HK	**CG**	**GÖ**
DÇÇ Bağ kirişi	0,005	0,14	0,16

Çizelge 3.2'de belirtilen HK; hemen kullanım, CG; can güvenliği, GÖ; göçme öncesi performans seviyelerini tanımlamaktadır.

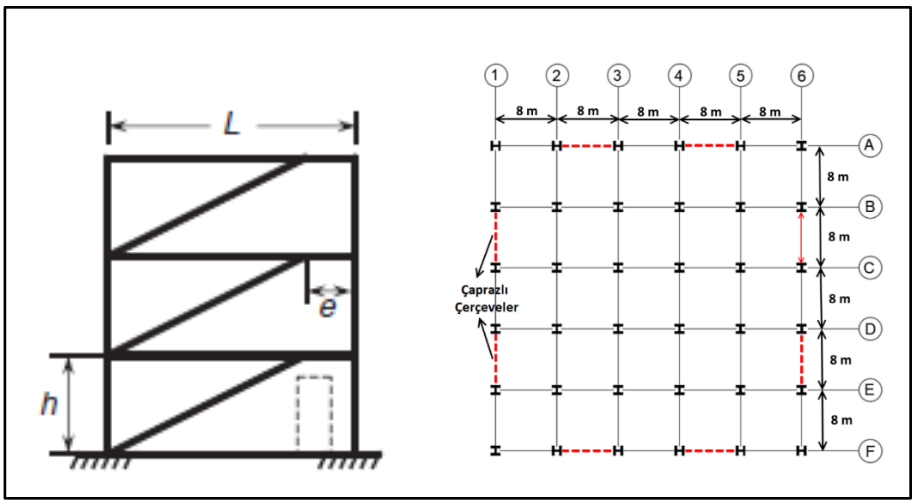
Doğrusal olmayan statik itme analizi sonucunda elde edilen bağ kirişi dönme açıları yönetmelikte [31] belirtilen (Çizelge 3.2) sınır değerler kontrol edilerek, bağ kirişlerinin performans seviyeleri elde edilir.

BÖLÜM 4

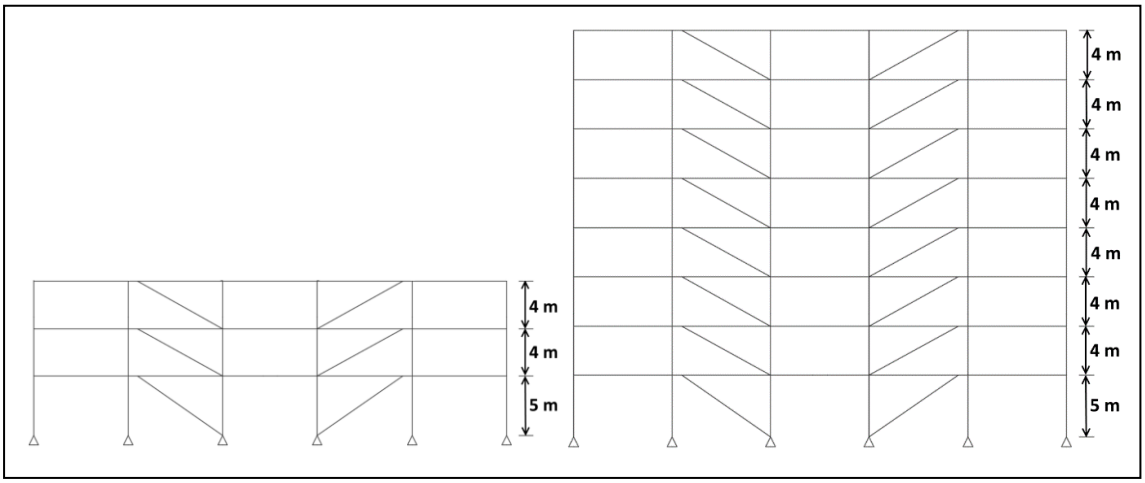
SAYISAL ANALİZ

4.1 Yapıların Tanıtılması

Bu tez çalışmasında, kısa ve orta katlı yapıları temsilen 3 ve 8 katlı D-tipi (Şekil 4.1a) kısa bağ kirişli dışmerkez çelik çaprazlı sistemlere sahip yapılar modellenmiştir. Her iki yönde de aks açıklıkları 8 m, normal kat yükseklikleri 4 m, bina zemin kat yükseklikleri 5 m'dir. Yapıların her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek ve çaprazı kolona bağlanmış kısa bağ kirişli iki çerçeveden oluşmaktadır. Her iki yapıda da bağ kirişi boyu 0,8 m olarak alınmıştır. Yapıların kat kalıp planları Şekil 4.1b'deki gibi olup, 3 ve 8 katlı yapılara ait boy kesitler ise Şekil 4.2'deki gibidir. Tüm yapı elemanlarının tasarımları AISC 341-10 [24] ve ASCE/SEI 7-10'a [23] göre hesaplanmıştır. Akslardaki ana çerçeve kirişlerinin kolonlarla bağlantısı kolonların zayıf eksenleri doğrultusunda mafsallı, kuvvetli eksenleri doğrultusunda rijit olacaktır. Kolonlar temele ankastre olarak mesnetlenmiştir. Sadece düşey yük taşıyan sistem elemanı olan kirişler için IPE kesitleri, sadece düşey yük taşıyan kolonlar için ise HEB kesitleri kullanılmıştır. Yatay yük taşıyıcı çaprazlı çerçeve elemanları olan kirişler için HEB kesitleri, çapraz elemanlar için kutu profiller, kolonlar için 3 katlı yapıda HEB kesitler, 8 katlı yapıda ise HD kesitler kullanılarak tasarım yapılmıştır. Çapraz eleman kesitlerinde S235, kiriş kesitlerinde S275, kolon kesitlerinde ise S355 sınıfı çelik malzemeler kullanılmıştır.



Şekil 4.1 Çalışılan DÇÇ geometrisi - Yapıya ait kat kalıp planı



Şekil 4.2 3 ve 8 katlı yapıların boy kesitleri

4.2 Yapılara Etkiyen Yükler

4.2.1 Düşey Yükler

Yapıya etkiyecek düşey yükler hesaplanırken, yük değerleri TS-498 [32] 'e uygun olacak şekilde hesaba katılmıştır. Normal kat ve çatı katı döşemesi için ayrı ayrı döşeme yükleri hesaplanmış ve yapıya sabit yük olarak tanımlanmıştır. Çizelge 4.1'de yapı üzerindeki sabit ve hareketli yükler sıralanmıştır.

Çizelge 4.1 Normal kat döşemesi ve çatı katı döşeme yükleri

Çatı Döşemesi Yükleri (kN/m²)		***Normal Kat Döşemesi Yükleri (kN/m²)***	
Çatı Kaplaması	1,00	Kaplama	0,50
İzolasyon	0,20	Bölme Duvarları	1,00
Trapez Sac + Döşeme Yükleri	2,10	Trapez Sac + Döşeme Yükleri	2,10
Asma Tavan + Tesisat	0,50	Asma Tavan + Tesisat	0,50
Çelik Konstrüksiyon	0,50	Çelik Konstrüksiyon (Kolonlar Dahil)	1,40
Hareketli yük	1,00	Hareketli yük	2,00
Toplam g:	4,30	Toplam g:	5,50
Toplam q:	1,00	Toplam q:	2,00

Yapılar simetrik olduğundan hesaplar iki boyutlu çerçeve sistem üzerinden yapılmıştır. Bu sebeple alınan sabit ve hareketli yükler çizgisel yüklere çevrilip her bir kat kirişi üzerine verilmiştir. Ayrıca düşey yükler tekil yüklere dönüştürülüp her bir kat kolonuna tekil kuvvet olarak yüklenmiştir.

Düşey yükler çizgisel yüklere çevrilirken yük alan uzunluğu olarak açıklık uzunluğunun yarısı alınmıştır. Tekil yükler belirlenirken ise yük alanı 8 m^2 alınarak belirlenmiştir.

Çizgisel yükler için yük alan uzunluğu 4 m olarak alınmış ve çatı katı ve normal kat için çizgisel yükler hesaplanmıştır:

Çatı döşemesi için sabit çizgisel yük (W_{DR})=17,2 kN/m

Çatı döşemesi için hareketli çizgisel yük (W_{LR})=4 kN/m

Normal kat döşemesi için sabit çizgisel yük (W_{DN})=22 kN/m

Normal kat döşemesi için hareketli çizgisel yük (W_{LN})=8 kN/m

Tekil yükler için ise yük alanı 8 m^2 olarak alınarak çatı katı ve normal kat kolonları için yükler aşağıdaki gibi hesaplanmıştır:

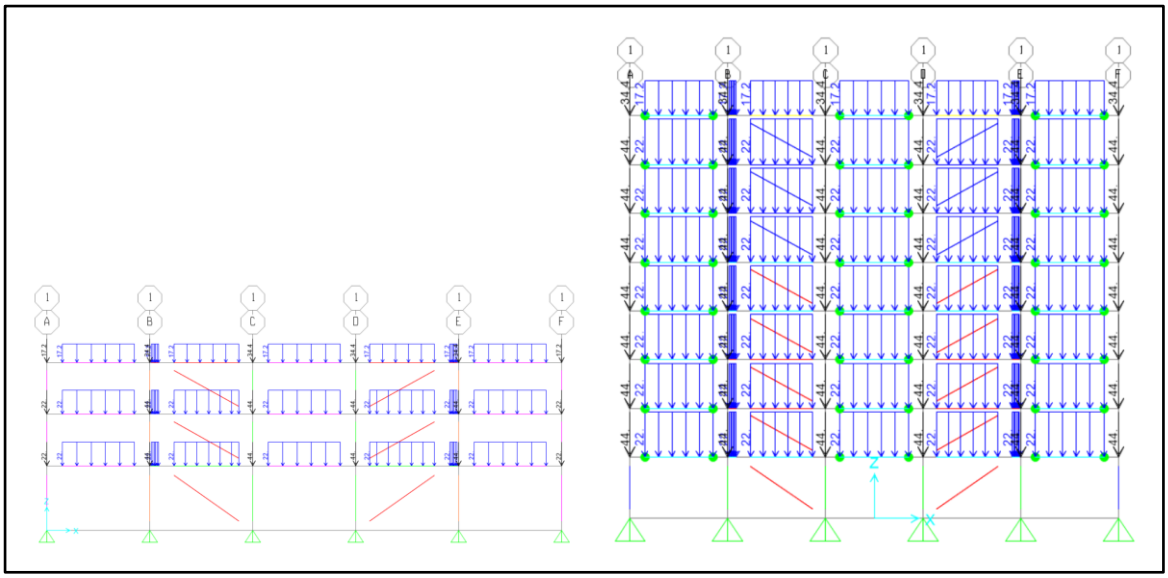
Çatı kolonları için sabit tekil yük (P_{DR})=34,4 kN

Çatı kolonları için hareketli tekil yük (P_{LR})=8 kN

Normal kat kolonları için sabit tekil yük (P_{DN})=44 kN

Normal kat kolonları için hareketli tekil yük (P_{LN})=16 kN

Örnek yapılara etkiyen düşey yükler Şekil 4.3'te gösterilmiştir.



a) 3 katlı yapı b) 8 katlı yapı

Şekil 4.3 Yapılara etkiyen yüklerin toplu gösterimi

4.2.2 Yatay Yükler

Yapıya etkiyen deprem yükü hesaplanırken eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanmıştır. Hesaplamalarda kullanılan sisteme ait deprem karakteristiklerin seçiminde ve her bir kata etkiyen deprem yüklerinin hesaplanmasında ASCE/SEI 7-10 [23] Bölüm 11 ve 12'den yararlanılmıştır.

Yapılara ait zemin sınıfları, bina önem katsayıları ve taşıyıcı sistem davranış katsayısı (R) ASCE/SEI 7-10 [23] yönetmeliğinden sırasıyla, tablo 20.3-1, tablo 1.5-2 ve tablo 12.2-1'deki yapıya uygun değerler dikkate alınmıştır. Bina hakim periyodları ise SAP2000-v15 programı yardımıyla 3 katlı yapı için 0,57 sn, 8 katlı yapı için 1,41 sn olarak bulunmuştur. Kütle katılım oranları 3 ve 8 katlı binalar için sırasıyla 0,89 ve 0,78 olarak hesaplanmıştır.

Örnek yapılara ait tasarım parametreleri Çizelge 4.2'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.2 Tasarım depremi parametreleri

Parametre	3-katlı yapı	8-katlı yapı
S_s	1,50 g	1,50 g
S_1	0,60 g	0,60 g
F_a	1,00	1,00
F_v	1,50	1,50
S_{DS}	1,00 g	1,00 g
S_{D1}	0,60 g	0,60 g
Zemin Sınıfı	D	D
Yapı Yüksekliği	13 m	33 m
T_a	0,5005 sn	1,0065 sn
C_U	1,40	1,40
T	0,57 sn	1,41 sn
R	8	8
C_D	4	4
Bina Önem Katsayısı	1,00	1,00
Toplam Yapı Ağırlığı W	13040 kN	36640 kN
Eşdeğer Deprem Yükü (%5 eksantrisite)	1711.5 kN	2047,7 kN
C_S	0,125	0,0532

Yapıya etkiyen eşdeğer deprem yükü bağıntı (4.1)'e göre hesaplanmıştır.

$$V = C_s W \tag{4.1}$$

Deprem tasarım katsayısı C_s (4.2), her iki yükseklikteki yapılar için hesaplanırken kısa ve 1sn'lik periyodlar için sırasıyla zemin katsayıları (F_a, F_v) ve yer ivmesi değerleri (S_S, S_1) İYBDY [33] yönetmeliğinden seçilmiştir. Belirlenen yer ivmesi ve zemin katsayıları değerleri ile (4.3), (4.4), (4.5) ve (4.6) yardımı ile hesaplanan parametreler yardımıyla deprem tasarım katsayısı hesaplanmıştır:

$$C_s = \frac{S_{ds}}{\frac{R}{I}} \tag{4.2}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = 1{,}0 \tag{4.3}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = 0{,}6 \tag{4.4}$$

$$S_{MS} = F_a S_S = 1{,}5 \tag{4.5}$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 0{,}9 \tag{4.6}$$

Deprem tasarım katsayısı C_s , (4.2) kullanılarak her iki yapı için de 0,1250 olarak hesaplanmıştır.

Deprem tasarım katsayısı ASCE/SEI 7-10 [23] Denklem 12.8.3'te şu şekilde sınırlandırılmıştır:

$C_s = \frac{S_{D1}}{T\left(\frac{R}{I}\right)} \quad T \leq T_L$ Maksimum deprem tasarım katsayısı (4.7)

$C_s = 0.044 S_{D_1} I_e$ Minimum deprem tasarım katsayısı (4.8)

3 katlı yapı için maksimum ve minimum deprem tasarım katsayıları sırasıyla 0,132 ve 0,044, 8 katlı yapı için ise maksimum ve minimum değerler (4.7-4.8) yardımıyla 0,0532 ve 0,044 olarak hesaplanmıştır. (4.2)'den hesaplanan deprem tasarım katsayısı değeri 3 katlı yapı için bu sınır değerler arasında kalırken, 8 katlı yapı için maksimum değeri aştığı görülmüştür. Bu karşılaştırma sonunda deprem tasarım katsayıları 3 katlı yapı için sırasıyla 0,125 ve 8 katlı yapı için maksimum değer olan 0,0532 olarak alınmıştır.

Örnek yapılar her iki doğrultuda da simetrik olduğundan yapılar iki boyutlu olarak modellenmiştir ve tek bir doğrultuda deprem yükü dikkate alınmıştır. Eşdeğer deprem yükü hesaplanırken sabit ve hareketli yükler modellenen iki boyutlu çerçevenin düşey yüklerin yarısını taşıdığı varsayılarak yapı ağırlıkları belirlenmiştir. Yapı ağırlıkları bulunurken sabit yükler doğrudan hesaba katılırken, hareketli yükler ise hareketli yük azaltma katsayısı olan 0,2 ile çarpılarak azaltılmıştır.

Eşdeğer deprem yükü 3 ve 8 katlı yapılar için minimum %5 eksantriklikle ASCE/SEI 7-10 [23] denklem 12.8-1'e göre,

$V = 0{,}1250\text{x}13040\text{x}1{,}05 = 1711{,}5$ kN (3-kat) (4.9)

$V = 0{,}0532\text{x}36640\text{x}1{,}05 = 2047{,}7$ kN (8-kat) (4.10)

şeklinde hesaplanmıştır. Hesaplanan bu eşdeğer deprem yükü her bir kata ASCE/SEI 7-10 [23] (4.11)'e göre dağıtılmıştır (Çizelge 4.3-4.4).

$F_x = V \frac{w_x h_x^k}{\sum w_i h_i^k}$ (4.11)

Denklemde görülen “k” indisi yapının periyoduna bağlı olarak değişiklik göstermektedir. T<0,5 saniye olan yapılar için k=1, T>2,5 saniye olan yapılar için k=2 alınır ve periyodu 0,5 saniye ile 2,5 saniye arasında olan yapılarda, 1 ve 2 arasında doğrusal enterpolasyonla bulunabilir veya doğrudan 2 alınabilmektedir [23]. Buna göre,T=0,57 sn için k=1,034, T=1,41 sn için k=1,455 olarak hesaplanmıştır.

Çizelge 4.3 Katlara etkiyen deprem kuvvetleri (3 kat)

KAT	h_i[m]	h_i^k	w_i[kN]	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x[kN]
3	13	14,185	3600	51065	0,42	718
2	9	9,698	4720	45775	0,38	643
1	5	5,281	4720	24927	0,21	350
			$\Sigma\, w_i h_i^k$:	121767		

Çizelge 4.4 Katlara etkiyen deprem kuvvetleri (8 kat)

KAT	h_i[m]	h_i^k	w_i[kN]	$w_i h_i^k$	C_{vx}	F_x[kN]
8	33	161,71	3600	582143	0,21	430,0
7	29	134,00	4720	632480	0,23	467,0
6	25	107,98	4720	509672	0,18	377,1
5	21	83,79	4720	395506	0,14	292,2
4	17	61,62	4720	290850	0,10	215,1
3	13	41,71	4720	196883	0,07	145,3
2	9	24,43	4720	115324	0,04	85,2
1	5	10,39	4720	49047.5	0,02	36,2
			$\Sigma\, w_i h_i^k$:	2771906		

4.3 Ön Boyutlandırma ve Kapasite Tasarımı

Aşağıda verilen yük kombinasyonları ASCE/SEI 7-10’ da [23] belirtilen yük kombinasyonlarıdır. Dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sistemlerin, düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında bu yük kombinasyonlarından en elverişsiz olanına göre tasarımları yapılmıştır.

- 0,9D+ (1,0W veya 1,0E)

- 1,2D+1,0E+0,5L +0,2S

- 1,2D+1,0W+1,0L+0,5(L_r veya S veya R)

- 1,2D+1,6(L_r veya S veya R)+(1,0L veya 0,5W)

- 1,2D+1,6L+0,5(L_r veya S veya R)

- 1,4D

ASCE/SEI 7-10 [23] Bölüm 12.14'e göre tasarımda kullanılan yük birleşimi aşağıda verilen bağıntılar yardımıyla elde edilmiştir.

$E = E_h \pm E_v$ (4.12)

$E_v = 0{,}2S_{DS}D$ (D = ölü yük) (4.13)

E_h = yatay deprem etkisi (Q_E)

E_v = düşey deprem etkisi

(4.3) bağıntısı kullanılarak bulunan S_{DS}, (4.12) ve (4.13) bağıntılarında yerlerine konularak en elverişsiz yük birleşimi (4.14)'teki gibi dikkate alınmış, tasarım bu yük birleşimine göre yapılmıştır.

$(1{,}2 + 0{,}2x1 = 1{,}4)D + 0{,}5L + E$ (4.14)

4.3.1 DÇÇ'nin Ön Boyutlandırılması

4.3.1.1 Kirişler

Kesme kuvveti göz önüne alınarak bağ kirişi ön boyutlandırılmıştır. Kısa bağ kirişi oluşturmak amacıyla, hesaba esas açıklığın 1/10'u ve bağ kirişi başlık genişliğinin iki katından büyük bir değer olacak şekilde bağ kirişi boyu seçilmiştir.

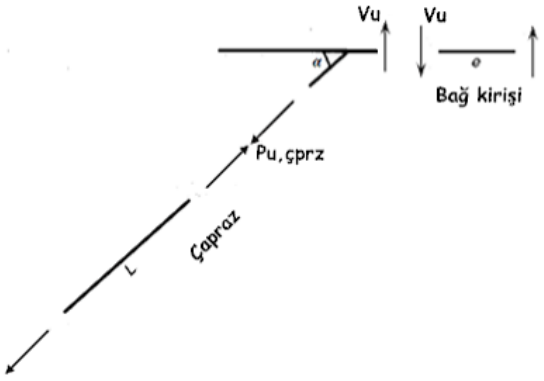
Her kata dağıtılan eşdeğer deprem kuvvetlerinin; kat yüksekliğinin, açıklığın boyuna oranı ile çarpılması ile bağ kirişlerine geleceği düşünülen ön boyutlandırma kesme kuvveti V_d bulunmuştur (4.15). Bağ kirişinin ön boyutlandırması bulunan bu kesme kuvveti ile yapılmıştır.

$$V_d = F_{xi}\, h_i / L_b \quad (4.15)$$

Bağ kirişi dışında kalan kirişlerin, bağ kirişleri ile aynı kesitlere sahip olduğu düşünülmüş ve bu elemanlar için ayrı bir ön boyutlandırmaya gidilmemiştir.

4.3.1.2 Çaprazlar

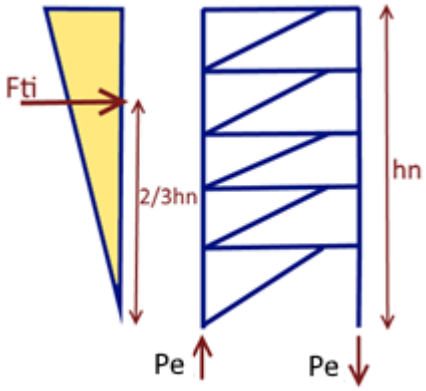
Bağ kirişi ön boyutlandırmasında elde edilen kesme kuvvetinden, çaprazlarla bağ kirişi arasındaki açıya bağlı olarak çaprazlarda oluşacak eksenel kuvvetler $P_{u,çprz}$ elde edilmiştir (Şekil 4.4). Çaprazlar bu eksenel kuvvete göre ön boyutlandırılmıştır.



Şekil 4.4 Çapraz ön boyutlandırılması

4.3.1.3 Kolonlar

Kolon ön boyutlandırması yapılırken kullanılacak ön boyutlandırma eksenel kuvveti $P_{u,kolon}$ için 1,4D+0,5L+E yük kombinasyonu en elverişsiz yükleme olarak göz önüne alınmıştır. Sabit ve hareketli yüklerden gelen kolon eksenel kuvvetleri P_D ve P_L'nin yanında, her bir kata dağıtılmış olan eşdeğer deprem yüklerinin bileşkesi F_{ti} bulunup yapıda devrilme momenti hesabı yapılmış ve açıklık uzunluğuna oranlanarak kolonda oluşacak eksenel deprem kuvveti P_E hesaplanmıştır (Şekil 4.5). Hesaplanan bu tasarım kuvveti ile kolon ön boyutlandırılmıştır.



Şekil 4.5 Kolon eksenel deprem kuvveti

4.3.2 Doğrusal Statik Analiz ve Yer Değiştirme Kontrolü

DÇÇ tasarımında göreli kat ötelemesi ve bağ kirişlerinin dönme kontrolü çok etkin rol oynamaktadır. ASCE/SEI 7-10'da [23]'de kısa bağ kirişlerinin, bağ kirişi dönme açısı sınırı 0,2 rad, bağ kirişi plastik dönme açısı sınır değeri 0,08 rad ile sınırlandırılmıştır. Çizelge 4.5 ve Çizelge 4.6'da iki yapının da bağ kirişi dönme kontrolü ve bağ kirişi plastik dönme açısı kontrolleri görülmektedir. Bağ kirişi kesitleri bu kontroller ışığında seçilmiştir.

Çizelge 4.5 3 katlı yapıya ait göreli kat ötelemeleri ve bağ kirişi dönme kontrolü

Kat	D_i [mm]	Δ_i [mm]	θ_p [rad]	θ_{pmaks} [rad]	γ_p [rad]	γ_{pmaks} [rad]	Kontrol
3	22,9	7,1	0,007	0,02	0,071	0,08	✓
2	15,9	7,2	0,007	0,02	0,072	0,08	✓
1	8,6	8,6	0,007	0,02	0,069	0,08	✓

Çizelge 4.6 8 katlı yapıya ait göreli kat ötelemeleri ve bağ kirişi dönme kontrolü

Kat	D_i [mm]	Δ_i [mm]	θ_p [rad]	θ_{pmaks} [rad]	γ_p [rad]	γ_{pmaks} [rad]	Kontrol
8	53,1	6,2	0,006	0,02	0,062	0,08	✓
7	46,9	7,1	0,007	0,02	0,071	0,08	✓
6	39,8	7,3	0,007	0,02	0,073	0,08	✓
5	32,5	7,4	0,007	0,02	0,074	0,08	✓
4	25,1	7,2	0,007	0,02	0,072	0,08	✓
3	17,9	6,7	0,007	0,02	0,067	0,08	✓
2	11,2	5,7	0,006	0,02	0,057	0,08	✓
1	5,5	5,5	0,004	0,02	0,044	0,08	✓

Bağ kirişi dönme kontrolü ve göreli kat ötelemesi kontrolünü sağlayan kesitler kullanılarak, bağ kirişinin dayanım kontrolü yukarıda anlatılan yüklerin oluşturduğu iç kuvvetlere göre yapılmıştır. Seçilen kiriş kesitlerinin kesme kapasitesinin yeterli olup olmadığı Çizelge 4.7 ve Çizelge 4.8'de kontrol edilmiştir.

Çizelge 4.7 3 katlı yapı bağ kirişi deprem talebi kapasite kontrolü

KAT	V_d [kN]	Kesit	$\phi_v V_n$ [kN]	Talep/ Kapasite
3	186	HE240B	305,91	0,61
2	331	HE300B	427,98	0,77
1	578	HE360B	584,72	0,99

Çizelge 4.8 8 katlı yapı bağ kirişi deprem talebi kapasite kontrolü

KAT	V_d [kN]	Kesit	$\phi_v V_n$ [kN]	Talep/ Kapasite
8	165	HE240B	305,91	0,54
7	318	HE300B	427,98	0,74
6	402	HE300B	427,98	0,94
5	491	HE340B	529,25	0,93
4	530	HE340B	529,25	1
3	559	HE360B	584,72	0,96
2	546	HE360B	584,72	0,93
1	707	HE450B	827,44	0,85

Kısa bağ kirişi olarak tasarlanan bağ kirişleri için 0,8 m uzunluğun dayanım kontrollerini sağlayan kesitler için kısa bağ kirişi boyu kontrolleri kesitlerin eğilme momenti kapasiteleri ve kesme kuvveti kapasiteleri ayrı ayrı hesaplanıp Denklem 4.16'yı sağlayıp sağlamadığı Çizelge 4.9 ve Çizelge 4.10'da yapılmıştır.

e ≤1,6 (M_p/V_p) (4.16)

Çizelge 4.9 3 katlı yapıya ait kısa bağ kirişi boy

Kat	1,6 (M_p/V_p) [m]	Kontrol
3	1,11	✓
2	1,73	✓
1	1,82	✓

Çizelge 4.10 8 katlı yapıya ait kısa bağ kirişi boy kontrolü

Kat	1,6 (M_p/V_p) [m]	Kontrol
8	1,11	✓
7	1,73	✓
6	1,73	✓
5	1,8	✓
4	1,8	✓
3	1,82	✓
2	1,82	✓
1	1,91	✓

4.3.3 Kapasite Tasarımı

Kapasite tasarımının esasının bağ kirişlerinin akması durumunda dahi diğer çerçeve elemanlarının elastik bölgede kalması olduğundan bahsetmiştik. Bu sebeple diğer

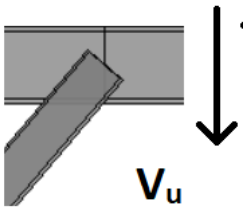
çerçeve elemanları bağ kirişlerinin akmasıyla ve hatta pekleşmesiyle ortaya çıkacak kuvvetlere göre bir başka deyişle arttırılmış kesme kapasitelerinin bu elemanlarda oluşturacağı iç kuvvetlere göre tasarlanmışlardır. Bu tasarım sırasında moment, eksenel kuvvet ve bu iki kuvvetin bileşik etkisine göre tasarım yapılmıştır.

4.3.3.1 Bağ Kirişi Dışında Kalan Kirişlerin Tasarımı

Bağ kirişi arttırılmış kesme kapasiteleri V_u, (4.17) bağıntısı ile bütün bağ kirişi kesitleri için hesaplanmış ve Şekil 4.6'daki gibi oluştuğu gösterilmiştir.

$$V_u = R_y K f_y (d - 2t_f) t_w \tag{4.17}$$

R_y ve K değerleri bağıntı (4.17)'de sırasıyla 1,3 ve 1,1 olarak alınmıştır.



Şekil 4.6 Arttırılmış kesme kapasitesi, V_u

Arttırılmış deprem momenti M_E, V_u yardımıyla (4.18) bağıntısı kullanılarak bulunmuştur.

$$M_E = V_u \, e/2 \tag{4.18}$$

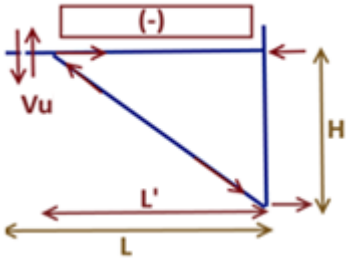
Bağ kirişinin akması halinde ortaya çıkan momentin %85'ini bağ kirişi dışında kalan kirişlerin karşılayacağı öngörülmüştür [3]. Bu nedenle yük birleşimi bağ kirişi dışında kalan kirişlerin tasarımı için (4.19)'deki şekliyle kullanılacaktır. Bu yük kombinasyonunda; sabit ve hareketli yüklerin bağ kirişi dışında kalan kirişlerde oluşturduğu M_D ve M_L momentleri ve (4.18) bağıntısı ile hesaplanan arttırılmış deprem momenti M_E yerlerine yazılarak tasarım momenti $M_{u,kiriş}$ elde edilmiştir.

Yük birleşimi-1,4D+0,5L+0,85E (4.19)

Kolon kiriş birleşim bölgesinde, arttırılmış kesme kapasitesi V_u'nun oluşturacağı moment bulunup, bağ kirişi dışında kalan kirişlerde bu moment neticesinde oluşacak kuvvet

çiftleri (4.20) bağıntısı yardımıyla hesaplanarak kat kirişlerine gelen tasarım eksenel kuvveti P_u bulunmuştur (Şekil 4.7).

$$P_{u,kiriş} = M_{u,kiriş}/H \tag{4.20}$$



Şekil 4.7 Bağ kirişi dışında kalan kirişlerin tasarım eksenel kuvveti

Bağ kirişi dışında kalan kirişlerin bu iki etki (moment ve eksenel kuvvet) için dayanım kontrolleri yapıldıktan sonra, bu etkilerin beraber göz önüne alındığı bileşik etki kontrolü (4.21) bağıntısı ile yapılarak bağ kirişi dışında kalan kirişlerin tasarımı bu bağıntıya göre tamamlanmıştır (Çizelge 4.11-4.12).

$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0{,}2$ olması durumunda,

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_u}{\phi_b M_u} \leq 1{,}0 \tag{4.21a}$$

$\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0{,}2$ olması durumunda,

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9}\frac{M_u}{\phi_b M_u} \leq 1{,}0 \tag{4.21b}$$

Çizelge 4.11 3 katlı yapı bağ kirişi dışındaki kirişlerin dayanım kontrolü

Kat	Kesit	$\phi_b M_p$ [kNm]	M_u [kNm]	$\phi_c P_n$ [kN]	P_u [kN]	Bileşik Etki	Kontrol
3	HE240B	338,80	280,66	1910,1	923,51	**1,22**	**X***
2	HE300B	601,35	386,20	3020,8	1292,02	1,00	✓
1	HE360B	863,26	452,28	3886,1	1412,16	0,83	✓

Çizelge 4.12 8 katlı yapı bağ kirişi dışındaki kirişlerin dayanım kontrolü

Kat	Kesit	$\phi_b M_p$ [kNm]	M_u [kNm]	$\phi_c P_n$ [kN]	P_u [kN]	Bileşik Etki	Kontrol
8	HE240B	338,80	288,16	1972,5	874,92	**1,19**	**X***
7	HE300B	601,35	399,10	3082,4	1224,01	0,99	✓
6	HE300B	601,35	399,10	3082,4	1224,01	0,99	✓
5	HE340B	774,77	451,91	3672,2	1513,67	0,93	✓
4	HE340B	774,77	451,91	3672,2	1513,67	0,93	✓
3	HE360B	863,25	481,88	3943,1	1672,30	0,92	✓
2	HE360B	863,26	481,88	3943,1	1672,30	0,92	✓
1	HE450B	1281,21	600,80	4417,1	1893,19	0,85	✓

*: Bağ kirişi dışında kalan kirişler levhalar ile takviye edileceği öngörülmüştür. Bu bağlamda kesit revize edilmeksizin doğrusal olmayan analize devam edilecektir.

4.3.3.2 Çapraz Elemanların Tasarımı

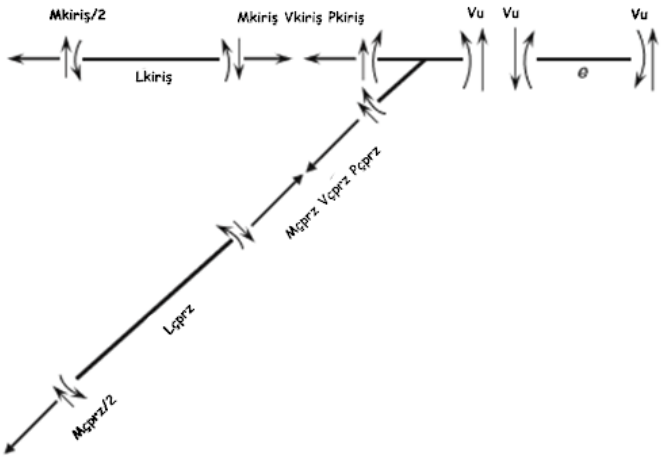
Her bir çapraza gelen deprem momentleri $M_{E_{çprz}}$, kirişlerin ve çapraz elemanların atalet yarıçapları ve momentlerine bağlı (4.22) bağıntısı yardımıyla hesaplanan moment dağıtma faktörünün (4.23) bağıntısında yerine koyulmasıyla elde edilmiştir.

$$DF_{çprz} = \frac{I_{çprz}/L_{çprz}}{(I_{çprz}/L_{çprz})+(I_{kiriş}/L_{kiriş})} \tag{4.22}$$

$$M_{E,çprz} = M_E DF_{çprz} \tag{4.23}$$

$M_{E_{çprz}}$ bulunduktan sonra çaprazlarda sabit ve hareketli yüklerin oluşturduğu M_D ve M_L momentlerinin 1,4D+0,5L+E yük birleşiminde yerlerine koyulmasıyla bağ kirişi dışında kalan çaprazların tasarım momentleri M_u elde edilmiştir.

Çapraz elemanlarda sabit ve hareketli yüklerin oluşturduğu eksenel kuvvetler olan P_D , P_L , ile arttırılmış kesme kuvveti kapasitesi V_{ult} 'un çapraz elemanlar üzerinde oluşturduğu ve çaprazlarla kirişler arasındaki açı yardımıyla hesaplanan (Şekil 4.8) arttırılmış çapraz eksenel kuvveti P_E, 1,4D+0,5L+E yük birleşiminde yerlerine koyulmuştur. Çapraz elemanların tasarım eksenel kuvveti P_u bu şekilde elde edilmiştir.



Şekil 4.8 Kapasite tasarımı [3]

Çapraz elemanların eksenel kuvvet ve moment için kontrolleri yapıldıktan sonra, aynı bağ kirişi dışında bulunan kirişler elemanların hesabında olduğu gibi bu iki kuvvetin bileşik etki kontrolü (4.20) bağıntısı yardımıyla yapılmış ve çapraz elemanların tasarımı bu etkiye göre yapılmıştır (Çizelge 4.13-4.14).

Çizelge 4.13 3 katlı yapı çapraz elemanların tasarım değerlendirmesi

Kat	Kesit	$\phi_b M_p$ [kNm]	M_u [kNm]	$\phi_c P_n$ [kN]	P_u [kN]	Bileşik Etki	Kontrol
3	TUBO260x260X16	302,66	150,81	2048,30	1253,90	0,94	✓
2	TUBO300x300X16	409,89	170,31	2656,75	1743,87	0,93	✓
1	TUBO300x300X16	409,89	160,00	3223,98	409,89	0,99	✓

Çizelge 4.14 8 katlı yapı çapraz elemanların tasarım değerlendirmesi

Kat	Kesit	$\phi_b M_p$ [kNm]	M_u [kNm]	$\phi_c P_n$ [kN]	P_u [kN]	Bileşik Etki	Kontrol
8	TUBO300x300X16	409,84	186,24	3137,1	1169,20	0,97	✓
7	TUBO300x300X16	409,84	177,71	3137,1	1602,44	0,82	✓
6	TUBO300x300X16	409,84	177,71	3137,1	1602,44	0,90	✓
5	TUBO300x300X20	498,29	183,95	3845,2	1964,91	0,95	✓
4	TUBO300x300X20	498,29	183,95	3845,2	1964,91	0,92	✓
3	TUBO300x300X20	498,29	184,38	3845,2	2163,74	0,98	✓
2	TUBO300x300X20	498,29	182,98	3845,2	2162,34	0,99	✓
1	TUBO300x300X20	498,29	190,84	3837,0	2599,53	0,99	✓

4.3.3.3 Kolonların Tasarımı

Hareketli ve sabit yüklerin kolonlarda oluşturduğu eksenel kuvvetler olan P_D, P_L ile arttırılmış kesme kuvveti kapasitesinin kolon üzerinde oluşturduğu deprem eksenel kuvveti P_E'nin, 1,4D+0,5L+E yük birleşiminde yerlerine koyulması ile bütün katlar için ayrı ayrı kolon tasarım eksenel kuvveti P_u elde edilmiştir.

Kolona bağlı bağ kirişinin akması durumunda, kolonda bir eğilme momenti oluşturacağı aşikardır. Kirişin en elverişsiz noktası olan orta noktasından akacağı ön görülerek o noktadan etkiyecek arttırılmış kesme kuvvetine göre her bir kolon için ayrı ayrı arttırılmış deprem momenti $M_{E_{kln}}$ bulunmuştur. Sabit ve hareketli yüklerin eksantrisiteye bağlı olarak oluşturduğu M_D ve M_L momentleri ile birlikte $M_{E_{kln}}$'nin 1,4D+0,5L+E yük birleşiminde yerlerine koyulmasıyla kolonların tasarım momentleri M_u elde edilmiştir.

Kolon elemanların eksenel kuvvet ve moment için kontrolleri yapıldıktan sonra, yukarıda daha önce de anlatıldığı gibi bu iki kuvvetin bileşik etki kontrolü (4.21) bağıntısı yardımıyla yapılmış ve kolon elemanların tasarımı bu etkiye göre (Çizelge 4.15) ve (Çizelge 4.16)'daki gibi yapılmıştır.

Çizelge 4.15 3 katlı yapı kolon elemanların tasarım değerlendirmesi

KAT	Kesit	$\phi_b M_p$ [kNm]	M_u [kNm]	$\phi_c P_n$ [kN]	P_u [kN]	Bileşik Etki	Kontrol
3	HE400B	1032,62	273,72	5073,57	684,06	0,33	✓
2	HE400B	1032,62	324,70	5073,57	1632,56	0,60	✓
1	HE400B	1032,62	406,42	4481,40	2752,12	0,96	✓

Çizelge 4.16 8 katlı yapı kolon elemanların tasarım değerlendirmesi

KAT	Kesit	$\phi_b M_p$ [kNm]	M_u [kNm]	$\phi_c P_n$ [kN]	P_u [kN]	Bileşik Etki	Kontrol
8	H400X340	2235,54	283,12	12375,14	723,46	0,16	✓
7	H400X340	2235,54	342,60	12375,14	1736,86	0,22	✓
6	H400X383	2546,42	349,10	13970,70	2742,27	0,24	✓
5	H400X383	2546,42	407,37	13970,70	3907,70	0,42	✓
4	H400X383	2546,42	404,07	13970,70	5058,52	0,50	✓
3	H400X422	2835,24	437,92	14490,42	6281,48	0,57	✓
2	H400X422	2835,24	427,12	14490,42	7489,43	0,65	✓
1	H400X422	2835,24	565,39	14490,42	9024,24	0,80	✓

4.3.3.4 Düşey yük taşıyıcı elemanların tasarımı

Yapıya etkiyen yatay yükler DÇÇ sistemi tarafından taşınmaktadır. Düşey yük taşıyıcı elemanların tasarımı yalnızca düşey yüklere göre yapılmıştır.

Düşey yük taşıyıcı kiriş elemanların hesabı Çizelge 4.17'de ve düşey yük taşıyıcı kolon elemanların hesabı da Çizelge 4.18'de sunulmuştur.

Çizelge 4.17 Düşey yük taşıyıcı kiriş hesap özeti

q_D [kN/m]	q_L [kN/m]	M_u [kNm]	Kesit	Z_x (gerekli)	Z_x (kesit)	Talep/Kapasite
22	8	396,9	IPE500	0,00160	0,00219	0,73092

Çizelge 4.18 Düşey yük taşıyıcı kolon hesap özeti

Kolon	q_D [kN/m]	q_L [kN/m]	P_u [kN]	Kesit	λ	Narinlik	Fcr [Mpa]	A_g [m^2]	P_n [kN]	P_u/P_n
3 kat	22	8	1254,4	HEB260	75,76	111,79	230,47	0,0118	2447,55	0,51
8 kat	22	8	2822,4	HEB450	68,21	111,79	250,10	0,0218	4907,00	0,58

Çizelge 4.19'da yapılan tasarımlar sonucunda 3 ve 8 katlı yapıların bütün elemanlarının enkesitleri özetlenmiştir.

Çizelge 4.19 3 ve 8 katlı yapıların enkesitleri

	3 Katlı Yapı				
	DÇÇ			Düşey Yük	
Kat	Çapraz	Kiriş	Kolon	Kolon	Kiriş
3	TUBO260X260X16	HE240B	HE400B	HE260B	IPE500
2	TUBO300X300X16	HE300B	HE400B	HE260B	IPE500
1	TUBO300X300X16	HE360B	HE400B	HE260B	IPE500
	8 Katlı Yapı				
	DÇÇ			Düşey Yük	
Kat	Çapraz	Kiriş	Kolon	Kolon	Kiriş
8	TUBO300X300X16	HE240B	H400X340	HE450B	IPE500
7	TUBO300X300X16	HE300B	H400X340	HE450B	IPE500
6	TUBO300X300X16	HE300B	H400X383	HE450B	IPE500
5	TUBO300X300X20	HE340B	H400X383	HE450B	IPE500
4	TUBO300X300X20	HE340B	H400X383	HE450B	IPE500
3	TUBO300X300X20	HE360B	H400X422	HE450B	IPE500
2	TUBO300X300X20	HE360B	H400X422	HE450B	IPE500
1	TUBO300X300X20	HE450B	H400X422	HE450B	IPE500

4.3.4 Stabilite Analizi

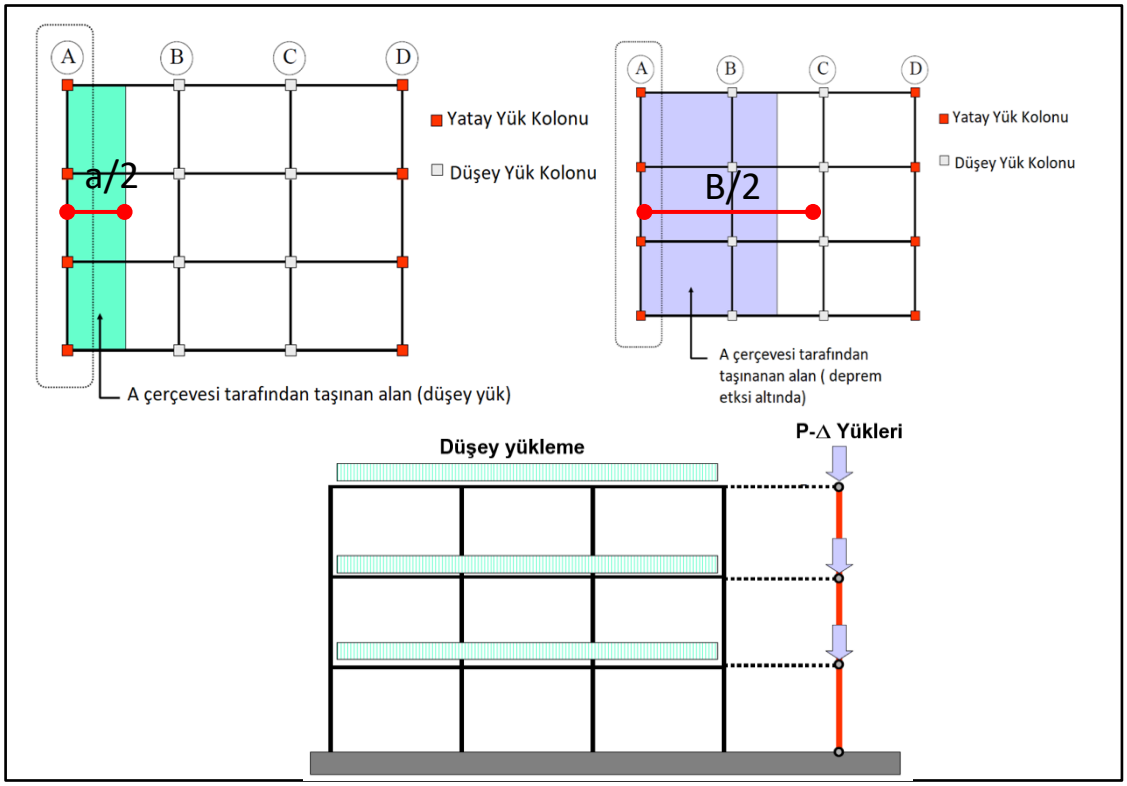
Stabilite analizi AISC 360-10[34] şartnamesi Bölüm C'ye göre yapılmış olup ilgili bölümde tarif edilen yöntemlerden "Burkulma Boyu Yöntemi" tercih edilmiştir. Bu başlık altında tez kapsamında irdelenecek sistemlerden 8 katlı model çerçevenin stabilite analizi sunulacaktır. Bu analiz ile amaç, ilkel kusur etkisinin depremli kombinasyonlarda dikkate alınıp alınmayacağı kontrol edilmiş, çaprazlı çerçevelerin rijit çerçeveler olduğu ve ikinci mertebe etkilerinin deprem etkisinin yanında ihmal edilebilecek düzeyde olduğu hesap ile kanıtlanmıştır.

Etkin boy yöntemi ile stabilite analizi yapıldığında aşağıda tarif edilen prosedür izlenir:

- 1. Mertebe teori ile yapısal analizler gerçekleştirilir.
- 2. mertebe etkileri moment büyütme katsayıları ($\beta 1$, $\beta 2$) ile dikkate alınır.
- İlkel kusurlar fiktif yük metodu ile dikkate alınır. Şekil 4.11'de söz konusu metot şematik olarak açıklanmıştır.
- Fiktif yüklerin dikkate alınması noktasında $\Delta 1/\Delta 2<1,5$ kontrolü yapılır. Bu kontrol sağlandığı takdirde fiktif yükler yalnızca düşey yük kombinasyonlarında dikkate alınır.

Tez kapsamında bölüm 4.2'de tarif edilen çerçeveye etkiyen çizgisel ve tekil düşey yüklerin yanı sıra yatay yük taşımayan sistemin düşey yükleri hesaplanarak P-Δ kolonu üzerine tekil yük olarak yüklenmiştir. Söz konusu yüklerin 2 boyutlu çerçeve analizinde nasıl dikkate alındığı Şekil 4.9'da şematik olarak açıklanmıştır.

- D (kN/m^2) = 4,3 (Çatı) / 5,5 (Normal kat)
- L (kN/m^2) = 1 (Çatı) / 2 (Normal kat)
- A: 40 m (Bina x doğrultusu boyutu) B: 40 m (Bina y doğrultusu boyutu) a: 8 m (aks aralığı)



Şekil 4.9 2 boyutlu analizde düşey yük ve P-Δ kolon yüklerinin tarifi [35]

P-Δ Kolonuna karşılık gelen tekil yüklerin hesabı aşağıdaki gibi yapılmıştır:

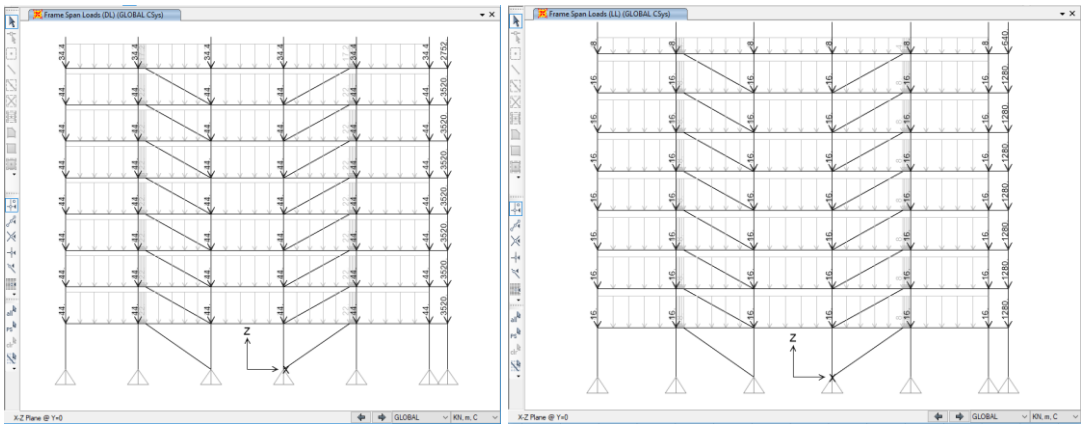
Alan: A x B/2 – (a/2) x A = 20x40 – 4x40 = 640 m2

PDçatı = 640 x 4,3 = 2752 kN

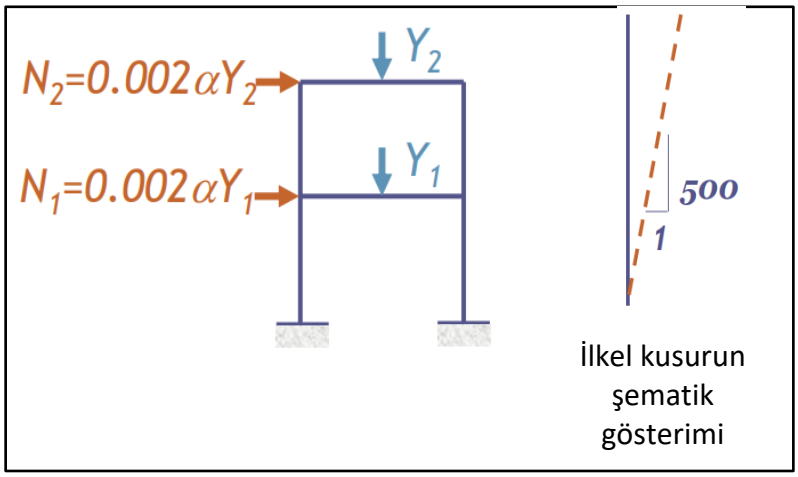
PLçatı = 640 x 1 = 640 kN

PDnormal kat = 640 x 5,5 = 3520 kN

PLnormal kat = 640 x 2 = 1280 kN



Şekil 4.10 Çerçevelere ölü ve hareketli yüklerin atanması



Şekil 4.11 İlkel kusurların yapısal analizde fiktif yükler ile dikkate alınması

İlkel kusurların fiktif yükler ile dikkate alınması şu şekilde sağlanmıştır:

$N_i = 0{,}002\ \alpha Y_i$ (4.24)

Çatı ve normal kat döşemelerindeki toplam düşey yüklerin hesabı aşağıda paylaşılmıştır:

Y_{NORMAL_D} = A x B/2 x D x 5,5 = 40x(40/2)x5.5 = 4400 kN

$Y_{ÇATI_D}$ = A x B/2 x D x 4,3 = 40x(40/2)x4.3 = 3440 kN

Y_{NORMAL_L} = A x B/2 x D x 2 = 40x(40/2)x2 =1600 kN

$Y_{ÇATI_L}$ = A x B/2 x D x 1 = 40x(40/2)x1=800 kN

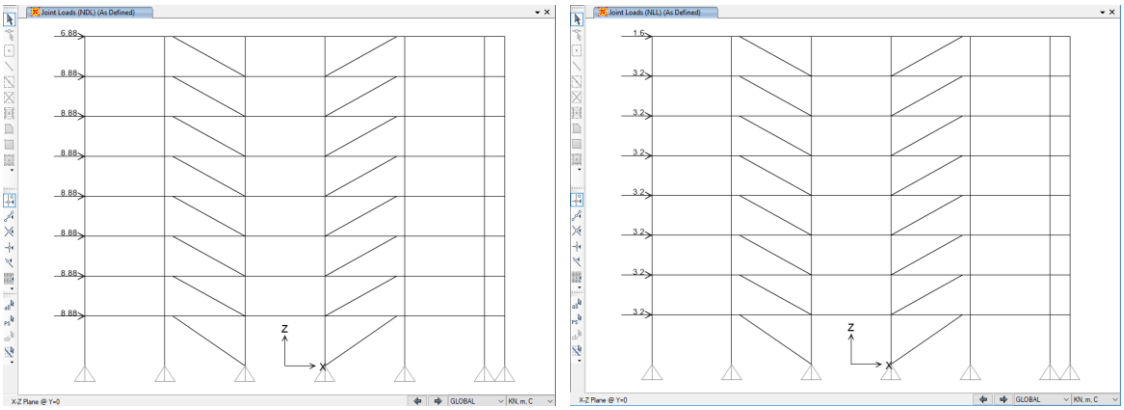
Fiktif yükler çatı ve normal katlar, ölü ve hareketli yükler için ayrı ayrı hesaplanmıştır. Sap2000'de NDL ve NLL olarak sırasıyla ölü yüke karşılık ve hareketli yüke karşılık fiktif yükleme durumu tarif edilmiştir. Bu yüklemeler Şekil 4.12'de sunulmuştur.

N_{NORMAL_D} = 8,88kN

$N_{ÇATI_D}$ = 6,88 kN

N_{NORMAL_D} = 3,2 kN

$N_{ÇATI_D}$ = 1,6 kN



Şekil 4.12 Fiktif yüklerin çerçeve sistemlere noktasal yük olarak atanması

1.mertebe ve 2. mertebe analizlerde dikkate alınacak en elverişsiz yük birleşimleri aşağıda ifade edilmiştir. Bu yük birleşimlerinden elde edilen yer değiştirmeler birbirilerine bölünerek fiktif yüklerin yatay yük birleşimlerinde dikkate alınıp alınmayacağının kararı verilmiştir.

1. 1,4D +1,4NDL
2. 1,2D+1,2NDL+1,6L+1,6LL
3. 1,4D*+1,4NDL+1,0L+1,0NLL+1,0E

* 1,4D = $(1,2+0,2S_{DS})$D düşey deprem etkisi ASCE 7-10 [23] Bölüm 2'ye göre bu şekilde dikkate alınmıştır.

Çizelge 4.20 1. ve 2. mertebe analizi ile bulunan yer değiştirme değerleri ve oranları

	Δ_1	Δ_2	Δ_2 / Δ_1
Yük Birl.1	1,805	1,857	1,029
Yük Birl.2	2,200	2,283	1,038
Yük Birl.3	53,280	55,290	1,038

Çizelge 20'de verilen yer değiştirme değerleri 8 katlı model çerçeve tepe noktalarından alınmıştır. Söz konusu da verilen Δ_2/Δ_1 oranlarının 1,5 değerinden küçük olduğu ve fiktif yüklerin yalnızca düşey yük birleşimlerinde dikkate alınmasının yeterli olduğu tespit edilmiştir. Böylece tez kapsamında sayısal olarak irdelenen DÇÇ sistemlerin bağ kirişlerinin tasarımında, kapasite tasarımı hesaplarında dikkate alınmayacaktır. Ayrıca söz konusu oranın "1" değerine yakın olması sebebiyle doğrusal olmayan itme analizlerinde P-Δ etkisinin ihmal edilebilir olduğu anlaşılmıştır. Bunun yanında çaprazlı çerçevelerin yanal olarak desteklenmiş sistemler olması göz önünde bulundurulduğunda etkin burkulma boyu katsayısı "K=1" olarak kullanılabilir.

Diğer taraftan ikinci mertebe etkilerinin dikkate almak için kullanılan moment büyütme katsayılarından $\beta 1$; kolona yanal yükler etkimediği, DÇÇ sistem elemanların bağlantılarının moment aktaran bağlantı olarak dikkate alındığı göz önünde bulunurluğunda "1" olarak tez kapsamında dikkate alınacaktır. $\beta 2$ değeri Çizelge 20'de $\Delta 2/\Delta 1$ olarak sunulmuştur. Sunulan değerlerin "1" çok yakın olduğu için tez kapsamında yapılan hesaplarda $\beta 2=1$ olarak dikkate alınmıştır.

Bu başlık altında sunulan hesaplarda özellikle 8 katlı model çerçeve için yapılan hesaplar sunulmuştur. 8 katlı model için elde edilen değerlerin 3 katlı model için geçerli olduğu mühendislik değerlendirmesi ile kolayca anlaşılır.

4.4 Doğrusal Olmayan Analiz ve Değerlendirme

Doğrusal olmayan statik itme analizi, mevcut yapıların ve tasarımı yapılan yapıların deprem performanslarını belirlemede en çok kullanılan yöntemdir. Bu analiz yönteminde yapının mevcut düşey yüklerine ilave olarak deprem etkisini göz önünde bulundurmak adına yapının yatay yükü adım adım arttırılarak, deprem istemine kadar itilmesi gerçekleştirilir. Bu itme analizi sonucunda yapıda meydana gelen plastik şekil değiştirmelerin incelenmesiyle, yapının deprem performansı irdelenir. Bu yöntem sayesinde yapıda oluşacak mekanizma durumunun yanı sıra, yapının sünekliği ve yer değiştirme yeteneği gözlemlenebilmektedir.

Bu bölüm kapsamında ele alınan yapıların DÇÇ sistemler için yönetmelikçe belirlenmiş dayanım fazlalığı, süneklik ve deprem azaltma katsayılarının irdelenmesi amacıyla, AISC 341-10 [24] şartlarına uygun olarak tasarımı yapılmış DÇÇ sistemlerin doğrusal olmayan statik itme analizleri yapılmıştır.

4.4.1 Plastik Mafsal Tanımı

Kapasite tasarımının esası olarak DÇÇ sistemlerde hasarın ilk gözleneceği elemanlar bağ kirişleridir. Tasarımı yapılan DÇÇ sistemlerde de bağ kirişinin elastik ötesi şekil değiştirmesi ile deprem yükünün plastik olarak sönümlenmesi ve diğer elemanların bu durumda elastik bölgede kalması amaçlanmıştır. Bu sebeple yapının en zayıf elemanları olan bağ kirişlerinde plastik mafsal tanımları her bir kat için ayrı ayrı yapılmıştır. Bağ kirişleri kısa bağ kirişi olarak tasarlandığından akma durumu kesme kuvveti etkisiyle olacağından, plastik mafsallar plastik kesme mafsalı olarak tanımlanmıştır (Şekil 4.13). Bağ kirişi kesitlerinin akma dayanımının, olası malzeme dayanımı ve pekleşme etkileri ile arttırılması ile elde edilen arttırılmış kesme kuvveti kapasitesi değeri, plastik kesme kuvveti mafsalının oluşacağı değer olarak tanımlanmıştır. Plastik mafsallar tanımlanırken yönetmelik ASCE 41-13'te [31] verilmiş olan performans düzeylerine göre hasar sınırları tanımlanmıştır. Bu tanımlamada kullanılan kıstas bağ kirişlerinin dönme açılarının sınır değerleridir. Kullanılan analiz programında plastik kesme mafsallarının hasar sınırları, yer değiştirme olarak tanımlanmaktadır. Bu sebeple yönetmelikte verilen bağ kirişi dönme açıları, bağ kirişi boyu ile çarpılarak bağ kirişi yatay yer değiştirmelerine dönüştürülmüş ve programa öyle tanımlanmıştır (Şekil 4.14).

ASCE 41-13 [31] Bölüm 2.3'te yapılar için performans düzeyleri aşağıda verildiği gibi tanımlanmıştır:

-Hemen Kullanım Performans Düzeyi (HK)

-Can Güvenliği Performans Düzeyi (CG)

-Göçme Öncesi Performans Düzeyi (GÖ)

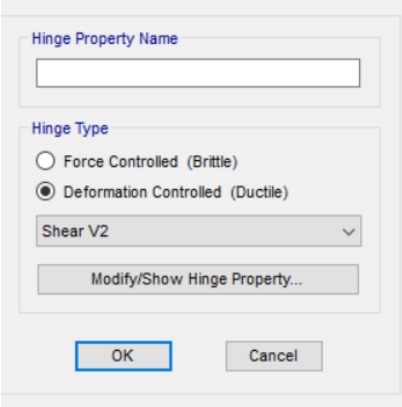
ASCE 41-13 [31] Tablo C2-4'te bu performans düzeylerinin detaylı bilgileri verilmiştir.

Bağ kirişi dönme açısı sınır değerleri bu performans düzeyleri için ASCE 41-13 [31] Bölüm 9 Tablo 9-6'da tanımlanmıştır. Bu tabloya göre DÇÇ sistemlerin kısa bağ kirişli olması durumu için bağ kirişi dönme açısı sınır değerleri aşağıdaki gibi verilmiştir.

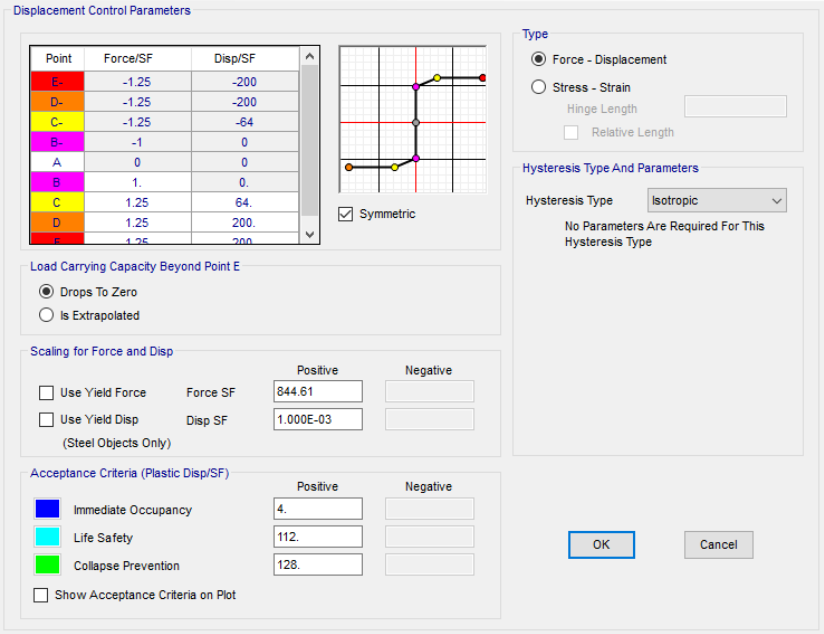
-HK için 0,005 radyan

-CG için 0,14 radyan

-GÖ için 0,16 radyan



Şekil 4.13 Plastik kesme kuvveti mafsalı



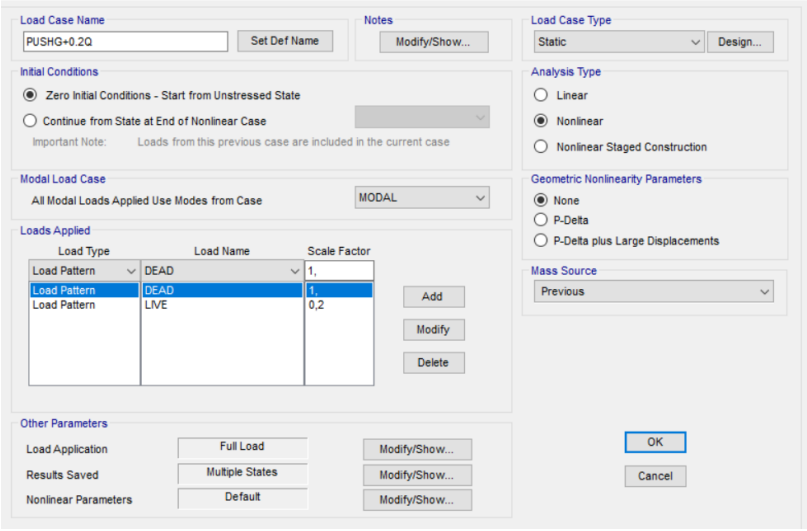
Şekil 4.14 HE360B kesitine ait plastik kesme kuvveti mafsalı tanımı

Not: Plastik mafsallar tanımlanırken kullanılan arayüzdeki (Şekil 4.14) akma dayanımı değerleri kN, yer değiştirme değerleri ise mm cinsinden girilmiştir.

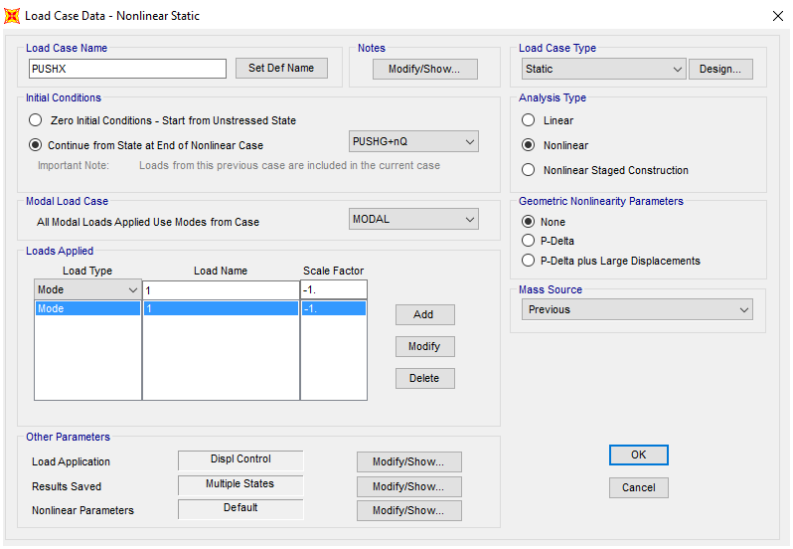
4.4.2 İtme Analizi

Yapı, SAP2000 ver 15 programında modellenmiş ve doğrusal olmayan statik itme analizi bu programda yapılmıştır. Yapı tam simetrik bir geometriye sahip olduğundan daha önceki bölümlerde de belirtildiği gibi iki boyutlu çerçeve sistem olarak modellenmiş ve yalnızca bir doğrultuda itme analizi gerçekleştirilmiştir.

Bağ kirişlerine plastik mafsal tanımları yapıldıktan sonra başlangıç düşey yükleri G+nQ alınarak (Şekil 4.15), yapı (X-X) doğrultusunda deplasman kontrollü olacak şekilde itilmiştir (Şekil 4.16).



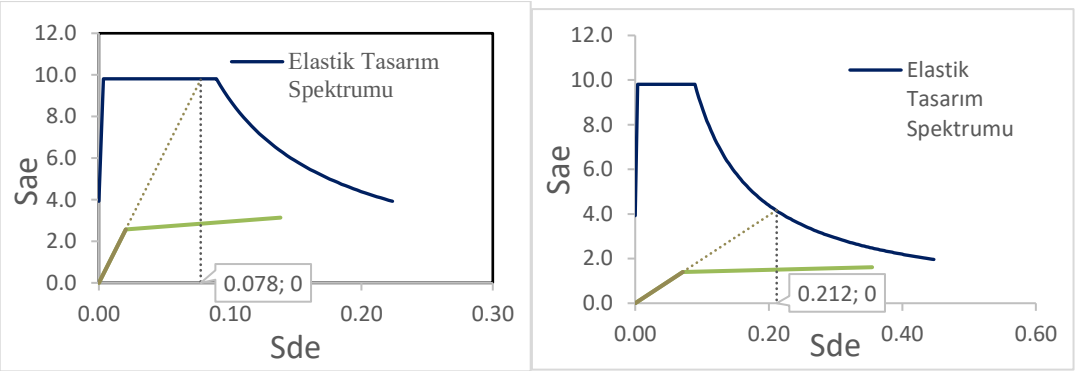
Şekil 4.15 İtme analizi başlangıç yüklemesi



Şekil 4.16 Doğrusal olmayan statik itme analizi

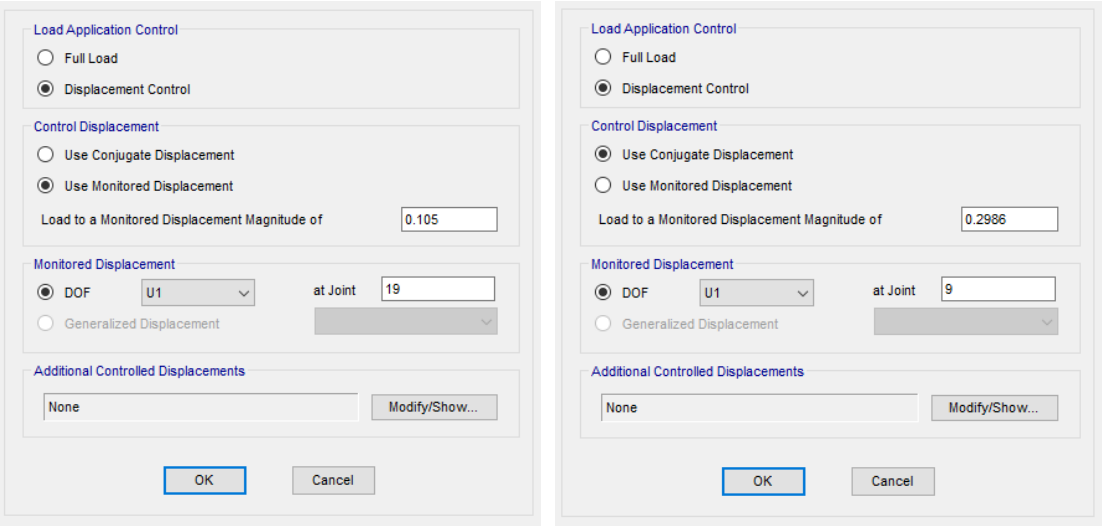
4.4.3 Yapıya Ait Deprem Yer Değiştirme İsteminin Belirlenmesi

İtme analizi genel olarak yapıya etkiyen yatay yükün yavaş yavaş arttırılması ve bu arttırılan yük karşısında yapının yaptığı yer değiştirmenin izlenmesi olarak açıklanabilir. Bu analiz sonucunda yatay yüklere karşı gelen yer değiştirme değerlerinin bulunduğu itme eğrisi elde edilmiştir. İtme eğrisinden Bölüm 3.2'de anlatıldığı şekilde modal kapasite eğrisi elde edilir. Modal kapasite eğrisinin elastik kısmına çizilen teğetle, elastik tasarım spektrumunun kesişim noktası bulunarak iki yapı için deprem modal yer değiştime istemleri elde edilmiştir (Şekil 4.17).



Şekil 4.17 İki yapı için modal yer değiştirme istemleri

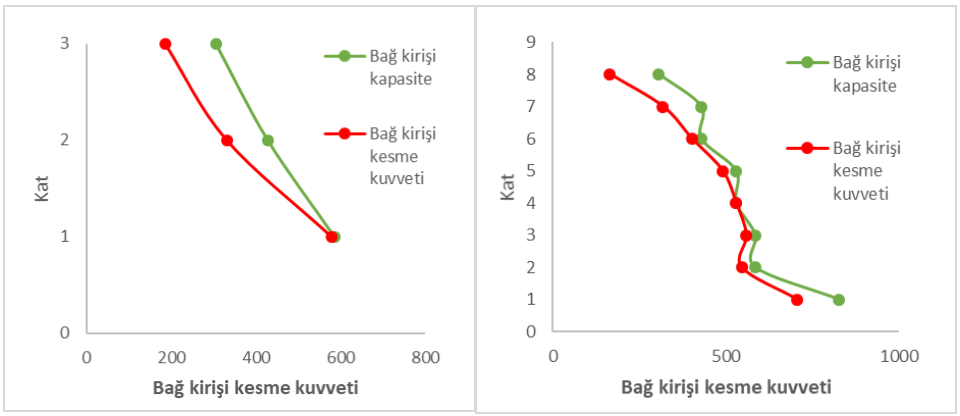
Modal yer değiştirmeler tasarım depremi altında 3 katlı yapı için 0,078 m ve 8 katlı yapı için 0,212 m olarak elde edilmiştir. Bu modal yer değiştirmeler gerçek yer değiştirmelere çevrilmiş ve 3 katlı yapı için d_i = 0,11 m ve 8 katlı yapı için d_i = 0,30 m olarak hesaplanmıştır. Bu gerçek yer değiştirme değerleri için itme analizi SAP2000 programında tekrar edilmiştir (Şekil 4.18). Tekrar edilen itme analizi sonucunda tasarım depremi altında yapının davranışı ve sünekliği, kesitlerin performansları ve elde edilen yük ile dayanım fazlalığı katsayısı belirlenmiştir.



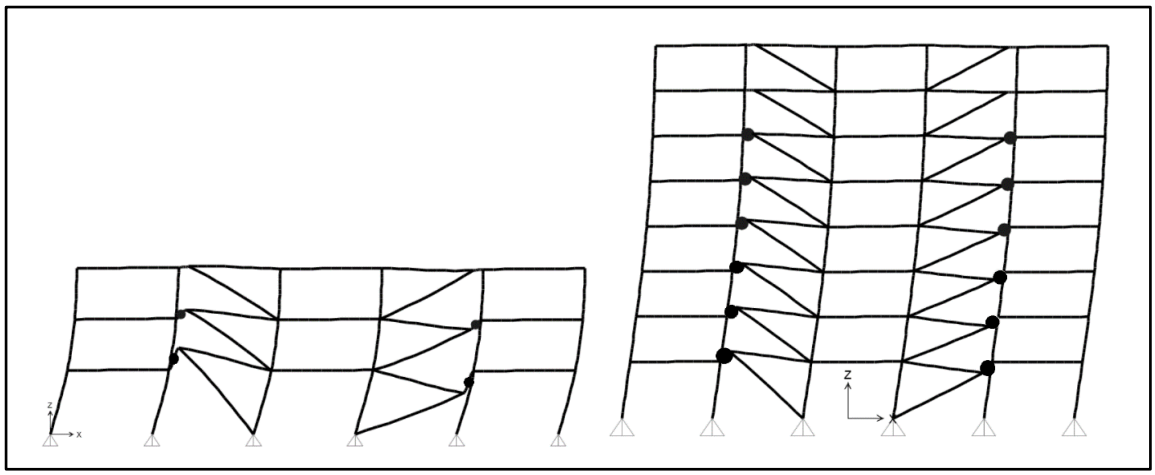
Şekil 4.18 Gerçek yer değiştirme istemine göre itme analizinin tekrarı

4.4.4 Plastik Şekil Değiştirmelerin Belirlenmesi ve Yapı Performansı

İtme analizi tamamlandığında görülmüştür ki, iki yapıda da bütün kesitler Can Güvenliği performans seviyesini sağlamaktadır. İki yapıda da en yüksek dönme açılarının oluştuğu kirişler ilk katın bağ kirişleridir ve dönme açıları 3 katlı yapı için 0,134 radyan ve 8 katlı yapı için 0,122 radyandır. Şekil (4.19)'da bağ kirişlerinin kesme kapasiteleri ile deprem dayanım taleplerinin birbirine olan uyumu gösterilmiştir. Yapılan doğrusal analiz sonucunda, plastik mafsalların kat boyunca dağılımı Şekil 4.20'de gösterilmiştir. 3 katlı yapının ilk katının bağ kirişi ve 8 katlı yapının ilk 3 katındaki bağ kirişleri pekleşmiş, diğer plastik mafsal oluşan kiriş kesitleri ise sadece akmıştır. Plastik mafsalların hemen hemen bütün katlarda oluştuğu görülmektedir, bu da DÇÇ sistemin çalıştığını gösterir.



Şekil 4.19 Doğrusal analizle elde edilen kesme kuvveti-bağ kirişi kapasitesi uyumu

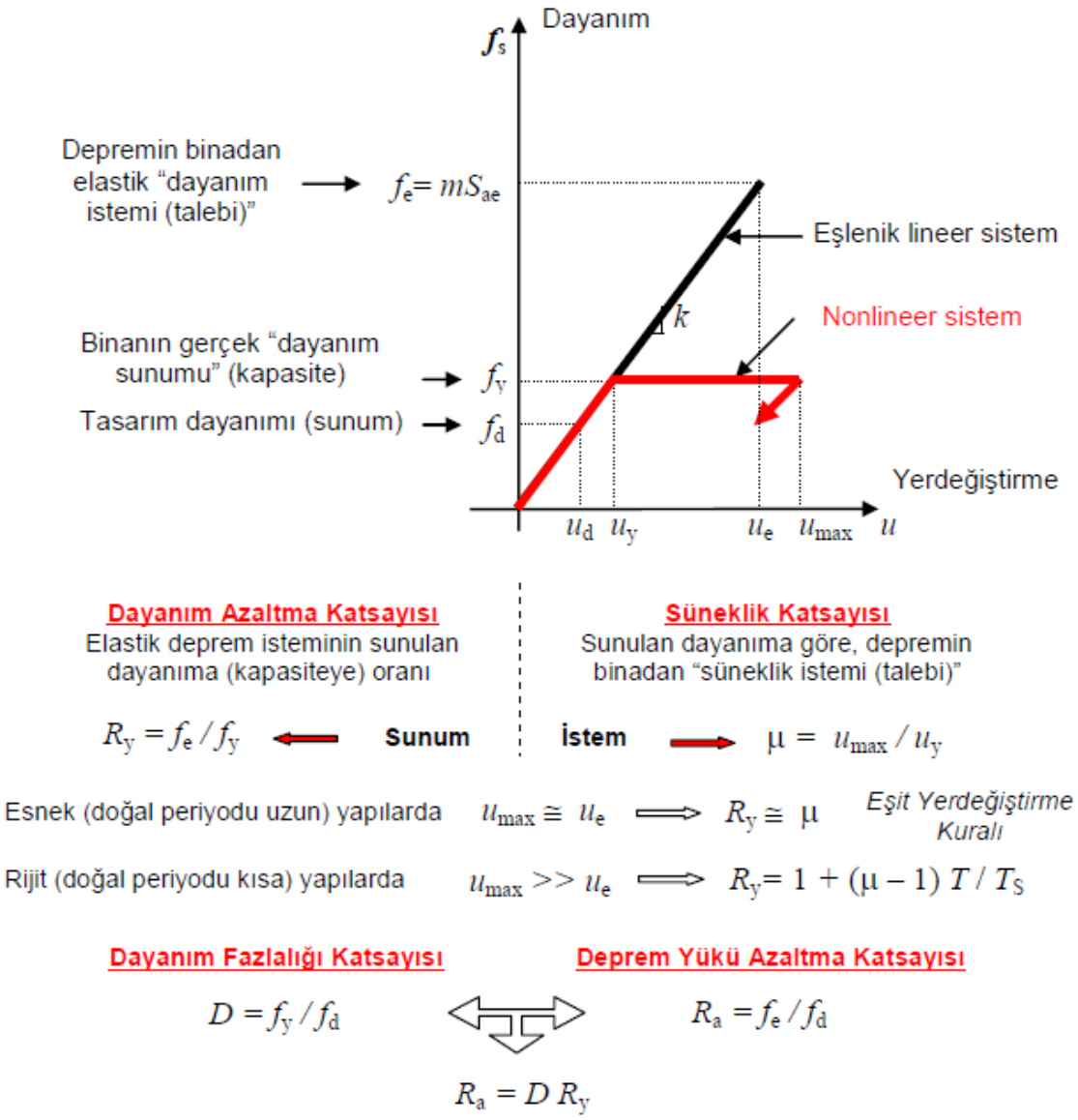


Şekil 4.20 Plastik mafsallar ve yapılardaki dağılımları

Süneklik (μ), dayanım fazlalığı (Ω), deprem azaltma katsayıları (R) ve yer değiştirme büyütme katsayıları (C_D) doğrusal olmayan statik itme analizi ile her iki yapı için elde edilmiş ve ASCE 7-10'da [23] belirtilen değerler ile karşılaştırılması Çizelge 4.21'de verilmiştir. Şekil 4.21'de ise bu parametreler istem-sunum ilişkisi ile açıklanmıştır.

Çizelge 4.21 Yapıya ait parametrelerin yönetmelikteki değerlerle karşılaştırılması

	3 Katlı Yapı				8 Katlı Yapı		
	İtme Analizi	ASCE 7-10	Oran		İtme Analizi	ASCE 7-10	Oran
μ:	3,958	4	0,99	μ:	2,980	4	0,75
Ω:	1,775	2	0,89	Ω:	1,991	2	1,00
R	7,024	8	0,88	R	5,934	8	0,74
Cd:	5,645	4	1,41	Cd:	5,551	4	1,39



Şekil 4.21 İstem-sunum ilişkisi ve yapıya ait parametreler [36]

Çizelge 4.22 ve Çizelge 4.23'te bağ kirişlerinin dönme açıları ve sağladıkları performans seviyeleri verilmiştir. Bütün kesitlerin Can Güvenliği performans seviyesini sağladığı görülmüştür.

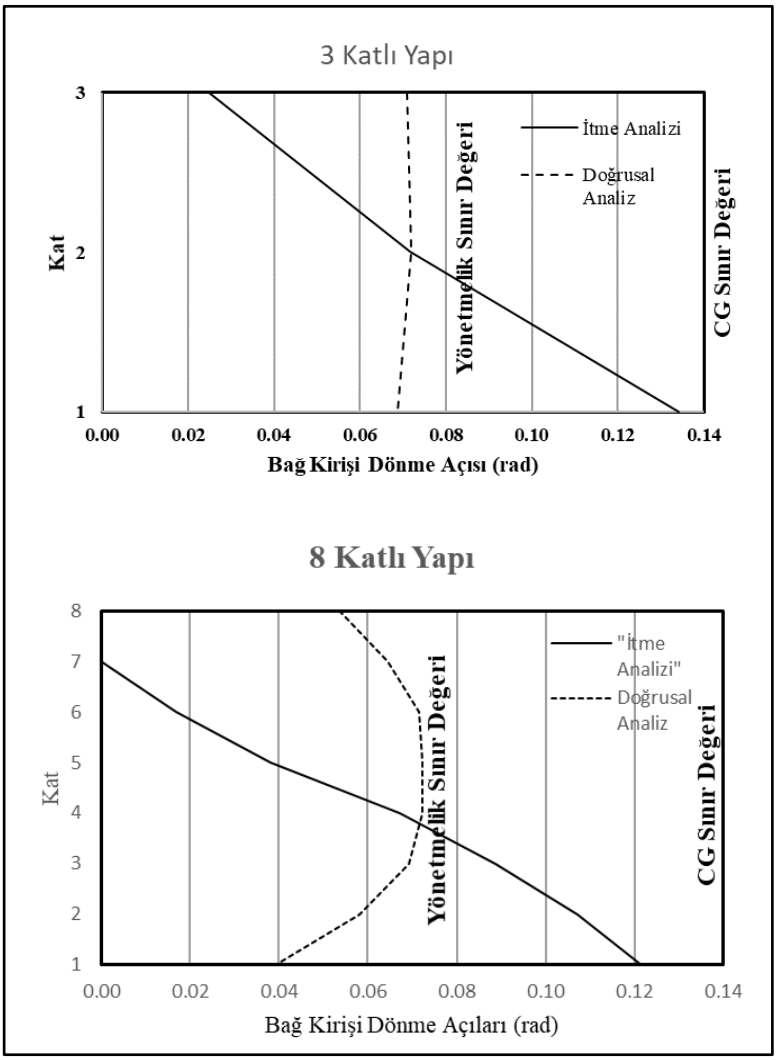
Çizelge 4.22 Bağ Kirişi Dönme Açıları ve Performans Seviyeleri (3-kat)

Kat	Δ_p	e	γ_{UD}	$\gamma_{P,AC}$	Oran	Performans Seviyesi
3	0	800	0	0,14	0	HK(IO)
2	34,51	800	0,043	0,14	0,31	CG(LS)
1	88,12	800	0,11	0,14	0,79	CG(LS)

Çizelge 4.23 Bağ Kirişi Dönme Açıları ve Performans Seviyeleri(8-kat)

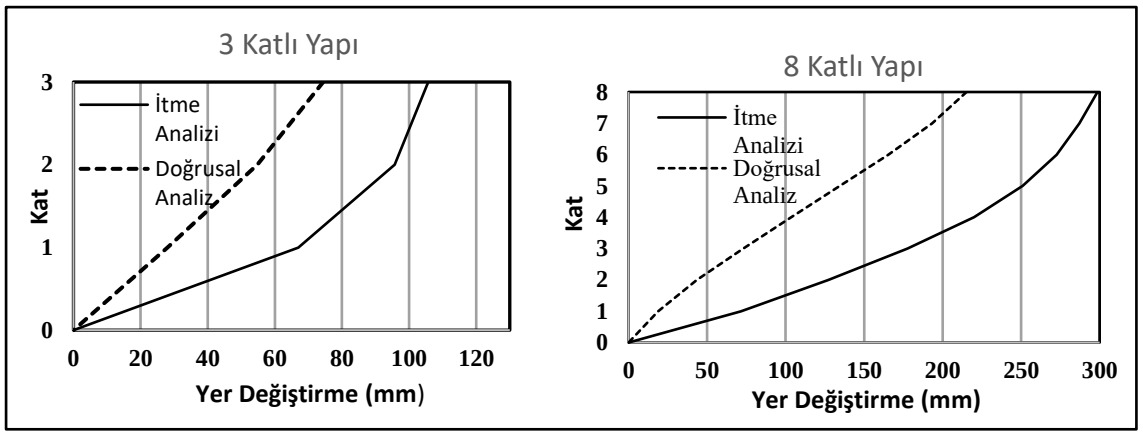
Kat	Δ_p	e	γ_{UD}	$\gamma_{P,AC}$	Oran	Performans Seviyesi
8	0	800	0	0,14	0	HK(IO)
7	0	800	0	0,14	0	HK(IO)
6	13,48	800	0,017	0,14	0,12	CG(LS)
5	30,60	800	0,038	0,14	0,27	CG(LS)
4	53,81	800	0,067	0,14	0,48	CG(LS)
3	70,96	800	0,089	0,14	0,63	CG(LS)
2	85,82	800	0,107	0,14	0,77	CG(LS)
1	97,22	800	0,122	0,14	0,87	CG(LS)

Doğrusal olmayan statik itme analizinden elde edilen ve doğrusal analiz sonucu elde edilen plastik dönme açılarının, ASCE 7-10'da [23] verilen sınır değer ve Can Güvenliği sınır değeri ile karşılaştırmalı gösterimi her iki yapı için Şekil 4.22'de yapılmıştır.



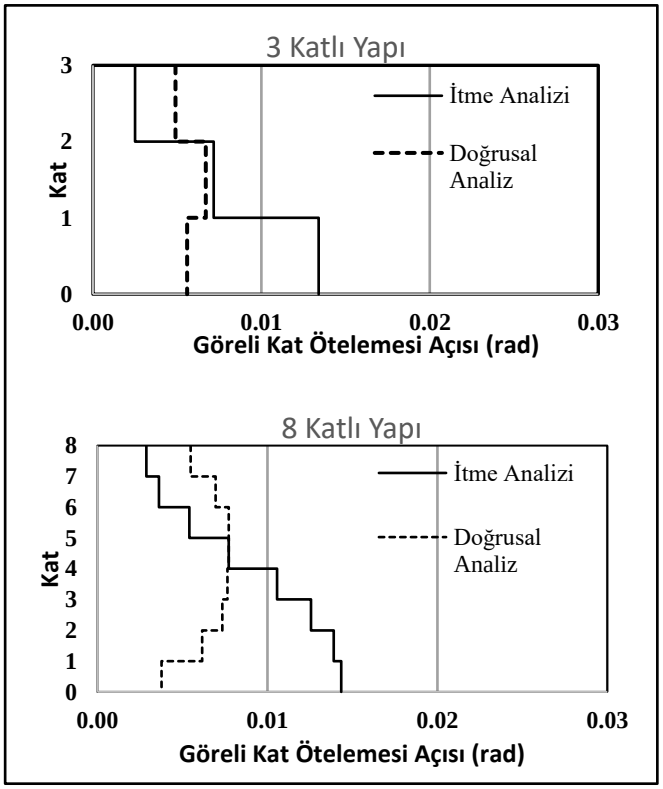
Şekil 4.22 Bağ kirişi dönme açılarının karşılaştırmalı gösterimi

Yanal yer değiştirme profilleri her iki yapı için doğrusal ve doğrusal olmayan analiz için oluşturulmuş ve karşılaştırılması Şekil 4.23'te yapılmıştır.



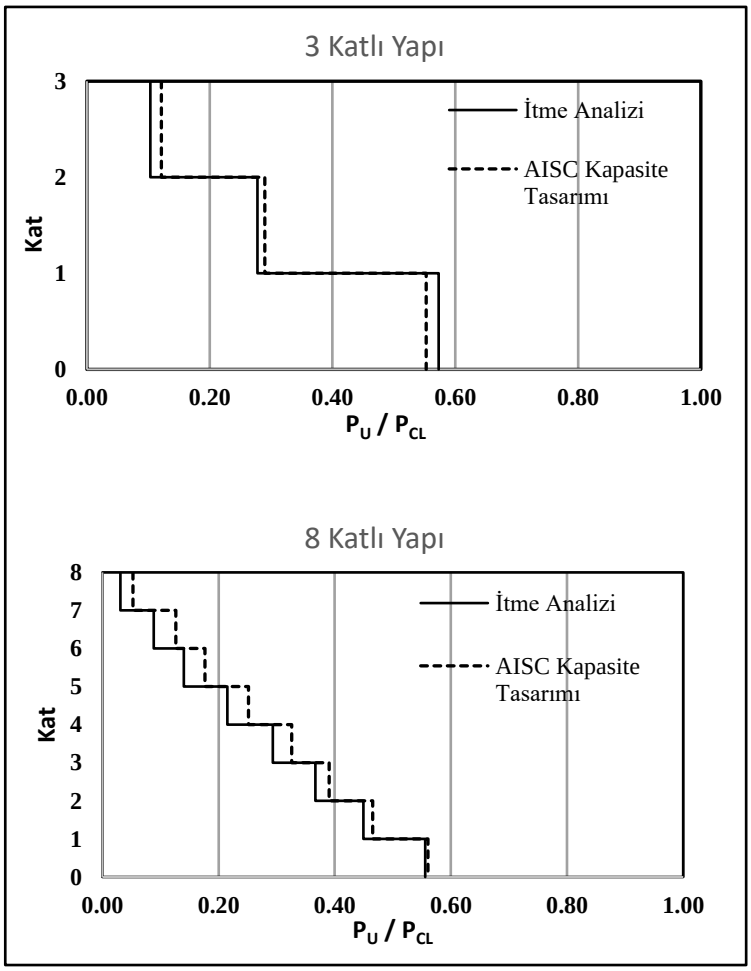
Şekil 4.23 Yapılara ait yanal yer değiştirme profillerinin karşılaştırılması

Yapının doğrusal analiz ve doğrusal olmayan statik itme analizi sonucunda elde edilen göreli kat ötelemelerinin, katların boylarına olan oranıyla elde edilen göreli kat ötelemesi açılarının karşılaştırılması Şekil 4.24'da gösterilmiştir.



Şekil 4.24 Yapılara ait göreli kat ötelemesi açısı profilleri

Her iki yapı için kolonlara gelen eksenel kuvvetlerin, kolonların eksenel kapasitelerine oranları itme analizi için ve kapasite tasarımı için ayrı ayrı hesaplanmış ve Şekil 4.25'te karşılaştırılmalı olarak gösterilmiştir.



Şekil 4.25 Kolon eksenel kuvvet oranları profili (3 ve 8 kat)

Az ve orta katlı yapıları temsilen modellenen 3 ve 8 katlı D tipi dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sisteme sahip yapıların doğrusal kapasite tasarımı ve doğrusal olmayan statik itme analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu analizler ışığında elde edilen veriler aşağıdaki gibi sıralanmıştır:

1) Yapılan deneysel çalışmalarda görülmüştür ki; bağ kirişi kapasitelerinin, deprem taleplerine uygun seçilmediği durumlarda plastik şekil değiştirmeler alt katlarda yoğunlaşmaktadır [18]. DÇÇ sistemin bağ kirişleri deprem taleplerine uygun olarak tasarlanmıştır (Şekil 4.19). Bu sayede, plastik mafsalların oluştuğu kesitleri gösteren Şekil 4.20'den de görülebileceği gibi plastik şekil değiştirmeler her iki yapı için de çerçeve

boyunca hemen hemen bütün katlarda oluşmuştur. Bağ kirişi kapasitelerinin deprem taleplerine uygun seçilmesi ile DÇÇ sistemin istenildiği gibi çalışması sağlanmıştır.

2) Kolon eksenel kuvvet oranlarını gösteren Şekil 4.25'ten de görülebileceği gibi kapasite tasarımı her zaman güvenli tarafta kalan bir yaklaşıma sahiptir. Yapının üst katlarına bakıldığında aradaki fark oldukça fazlayken, alt katlara inildiğinde bağ kirişlerinin plastik deformasyonlarının artmasıyla birlikte kapasite tasarımıyla yaklaşık aynı değerler görülmektedir.

3) Yapıların yatay yer değiştirme profillerini gösteren Şekil 4.23'te de görüldüğü üzere, her iki yapı için de elastik olmayan yer değiştirmelerin doğrusal olmayan statik hesapta, doğrusal analiz yöntemiyle bulunan değerden büyük olduğu gözlemlenmiştir.

4) Çizelge 4.21'de yapıya ait parametreler sunulmuştur. 3 katlı yapı için süneklik değeri, doğrusal olmayan statik analiz ile yaklaşık olarak 4 bulunmuştur, bu da ASCE 7-10'da [23] öngörülen değer ile aynıdır. Fakat 8 katlı yapıda bu değerin %75'i oranında kalarak 3 olarak bulunmuştur. Doğrusal olmayan statik analizle elde edilen dayanım fazlalığı değerlerinin her iki yapı için de yönetmelikte öngörülen değerden küçük olduğu görülmüştür. Yer değiştirme büyütme faktörlerinin doğrusal olmayan analizle bulunan değerleri yönetmelikte verilen değerlerden, 3 katlı yapı için %41, 8 katlı yapı için %39 daha büyük değerler aldığı görülmüştür.

BÖLÜM 5

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada dışmerkez çelik çaprazlı çerçeve sisteme sahip kısa ve orta yükseklikte yapılara doğrusal olmayan statik itme analizi uygulanarak, deprem performanslarının irdelenmesi ve yönetmelikte öngörülen değerler ile karşılaştırmasının yapılmasıdır. Elde edilen veriler ile aşağıdaki sonuçlar çıkarılmıştır:

1) Doğrusal olmayan statik analiz sonucunda elde edilen yer değiştirme faktörleri ($\boldsymbol{C_d}$) ASCE 7-10'da [23] belirtilen 4 değerinden; 3 katlı yapı için %41, 8 katlı yapı için %39 daha büyüktür. Yer değiştirme büyütme faktörünün yapısal hesaplamalar esnasında daha büyük değerler ile göz önüne alınması gerekebileceği görülmüştür.
2) Süneklik değeri kısa yapıları temsil eden 3 katlı yapıda ASCE 7-10'da [23] verilen (4) değeri ile yaklaşık aynı iken, orta yükseklikte yapıları temsil eden 8 katlı yapıda 2,98 olarak bulunmuştur. Yönetmelikte [23] belirtilen süneklik değeri, yapısal özellikler ve bina yüksekliğine göre farklılık gösterebilmektedir.
3) Bağ kirişi tasarımı yapılırken, [18]'te ortaya konan doğrusal hesap ile elde edilen bağ kirişi deprem dayanım talepleri ile uyumlu dayanım kapasitesine sahip bağ kirişi seçiminin önemi bir kez daha anlaşılmıştır.
4) Bu çalışma kapsamında kısa ve orta yükseklikte yapılar ele alınarak yukarıdaki sonuçlar elde edilmiştir. DÇÇ sistemlerde yapılacak sonraki çalışmalarda; farklı analiz yöntemleri, farklı kat yüksekliklerinde yapılar incelenerek bu çalışma sonucunda elde edilen verilere yeni bulgular eklenebilir.

KAYNAKLAR

[1] Fujimoto, M., Aoyagi, T., Ukai, K., Wada, A., ve Saito, K., (1972). Structural Characteristics of Eccentric K-Braced Frames, Trans.,195:39–49.

[2] Tanabashi, R., Naneta, K., ve Ishida, T., (1974). "On the Rigidity and Ductility of Steel Bracing Assemblage," Proc, 5th World Conf. Earthquake Engrg., 1:834–840.

[3] Bruneau, M., Uang, C.M., Sabelli, R., (1998). Ductile Design of Steel Structures, Second Edition, Mcgraw-Hill, New York

[4] Roeder, C.W., (1977). "Inelastic Behavior of Eccentrically Braced Frames Under Cyclic Loadings", Ph.D. thesis, University of California, Berkeley, California, USA.

[5] Roeder, C.W. ve Popov, E.P., (1978). "Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes", Journal of the Structural Division, 104(ST3):391-412.

[6] Roeder, C.W. ve Popov, E.P., (1978). "Cyclic Shear Yielding of Wide-Flange Beams", Journal of the Engineering Mechanics Division, 104(EM4):763-780.

[7] Engelhardt, M.D. ve Popov, E.P., (1989). "On Design of Eccentrically Braced Frames", Earthquake Spectra, 5(3):495-511.

[8] Hjelmstad, K.D ve Popov, E.P., (1983). "Cycling Behavior and Desing of Link Beams", Journal of Structural Engineering, 109(10):2387-2403.

[9] Hjelmstad, K.D ve Popov, E.P., (1984). "Characteristics of Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, 110(2):340:353.

[10] Kasai, K. ve Popov, E.P., (1986a). "Cycling Web Buckling Control for Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering, 112(3):505-523.

[11] Kasai, K. ve Popov, E.P., (1986b). "General Behavior of WF Steel Shear Link Beams", Journal of Structural Engineering, 112(2):362-382.

[12] Malley, J.O. ve Popov, E.P., (1984). "Shear Links in Eccentrically Braced Frames", Journal of Structural Engineering, 110(9):2275-2295.

[13] Manheim, D.N ve Popov, E.P., (1983). "Plastic Shear Hinges in Steel Frames", Journal of Structural Engineering, 109:2404-2424.

[14] Ricles, J.M. ve Popov, E.P., (1989). Dynamic Analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames UCB/EERC Report No. 87/07, University of California, Berkeley.

[15] Okazaki, T., Engelhardth, M.D., Nakashima, M. ve Suita, K., (2004). "Experimental Study on Link-to-Column Connections in Steel Eccentrically Braced Frames", 13th World Conference on Earthquake Engineering, 1-6 August 2004, Vancouver.

[16] Okazaki, T. ve Engelhardth, M.D., (2006). "Finite Element Simulation of Link-to-Column Connections in Steel Eccentrically Braced Frames", 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 18-22 April 2006, San Francisco.

[17] Okazaki, T., Engelhardth, M.D., Drolias, A., Schell, E., Hong, J.K. ve Uang, C.M., (2009). "Experimental investigation of Link-to-Column Connections in Eccentrically Braced Frames", Journal of Constructional Steel Research, 65:1401-1412.

[18] Popov, E.P., Ricles, J.M. ve Kasai, K., (1992). "Methodology for Optimum EBF Link Desing", Earthquake Engineering, 3983-3988.

[19] Durgun, Y., Vatansever, C., Girgin, K. ve Orakdöğen, E., (2013). "Çaprazlı Bir Çelik Perdenin Deprem Performansının Doğrusal Olmayan Dinamik Hesap Yöntemi ile Değerlendirilmesi", 19(6):266-277.

[20] Pourzeynali, S. ve Shakeri, A., (2015). "A Comparative study on the Ductility and Energy Dissipation Capacity of SMRF and V-EBF System", Scientia Iranica, 22(4):1470-1480.

[21] Hu, S., Xiong, J., Zhou, Q. ve Lin, Z., (2018). "Analytical and Numerical Investigation of Overstrength Factors for Very Short Shear Links in EBF's", KSCE Journal of Civil Engineering 00(0):1-10.

[22] TBDY, (2018). Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Ankara.

[23] ASCE/SEI 7-10, (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Virginia.

[24] ANSI/AISC 341-10, (2010). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American National Standards Institute/American Institute of Steel Construction, Virginia.

[25] DBYBHY 2007, (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.

[26] UBC-97, (1997). Uniform Building Code, International Conference of Building, California

[27] Özhendekçi, D., (2015). Dışmerkez Çaprazlı Çelik Çerçevelerde Sistem Katsayısı (R) ve Süneklik, Doktora Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul

[28] Gürpınar, Z., (2011). Rijit Ötelenme Hareketine Maruz Mevcut Dolgu Duvarlı Bir Yapının Deprem Performansının Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile Belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

[29] Celep, Z., (2007). Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, Beta Dağıtım, İstanbul.

[30] Köse, İ., (2015). Betonarme Yapılarda Burkulması Önlenmiş Çapraz Elemanların Doğrusal Olmayan Davranışa Etkisi, Yüksek Lisans Tezi, YTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul

[31] ASCE/SEI 41-13, (2014). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute, Virginia.

[32] TS 498, (1997). Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

[33] İYBDY, (2008). İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği, Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü, İstanbul.

[34] ANSI/AISC 360-10, (2010). Specification for Structural Steel Buildings, American National Standards Institute/American Institute of Steel Construction, Chicago.

[35] FEMA 451, (2006). Federal Emergency Management Agency-NEHRP Recommended Provisions: Design Examples, Building Seismic Safety Council, Washington.

[36] Aydınoğlu, M.N., Celep, Z., Özer, E. Ve Sucuoğlu, H., (2012). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007) Açıklamalar ve Örnekler El Kitabı, İPKB, İstanbul.

ÖZGEÇMİŞ

KİŞİSEL BİLGİLER

Adı Soyadı : Burak DEMİREZEN

Doğrum Yeri ve Tarihi : Üsküdar / 20.02.1993

Yabancı Dili : İngilizce

E-posta : demirezenburak93@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU

Derece	Alan	Okul/Üniversite	Mezuniyet Yılı
Lisans	İnşaat Mühendisliği	Yıldız Teknik Üniversitesi	2015
Lise	Sayısal	Bursa Atatürk Anadolu Lisesi	2011

İş Tecrübesi

Yıl	Firma/Kurum	Görevi
2018	Burak Demirezen Proje Ofisi	İnşaat Proje Mühendisi
2017	AKM Mühendislik	İnşaat Proje Mühendisi
2016	Yedi Renkli Çınar Okulları Bademli Şantiyesi	İnce İşler Şefliği