

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DEPREM ETKİSİNDEKİ YÜKSEK BİNALARDA ÇOKLU DIŞTAN DESTEK
(OUTRIGGER) KİRİŞLERİNİN KONUMUNUN TASARIMA ETKİSİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Uğur ÖZORPAK

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2018

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DEPREM ETKİSİNDEKİ YÜKSEK BİNALARDA ÇOKLU DIŞTAN DESTEK
(OUTRIGGER) KİRİŞLERİNİN KONUMUNUN TASARIMA ETKİSİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Uğur ÖZORPAK
(501101059)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Kutlu DARILMAZ

HAZİRAN 2018

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501101059 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Uğur ÖZORPAK, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “DEPREM ETKİSİNDEKİ YÜKSEK BİNALARDA ÇOKLU DIŞTAN DESTEK (OUTRIGGER) KİRİŞLERİNİN KONUMUNUN TASARIMA ETKİSİ” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Kutlu DARILMAZ**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Konuralp GİRĞİN**
İstanbul Teknik Üniversitesi

.....
Prof. Dr. Güray ARSLAN
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : 27 Nisan 2018
Savunma Tarihi : 06 Haziran 2018





Reşad Ekrem KOÇU'ya,



ÖNSÖZ

Bu tez çalışmasında ülkemizde uygulama alanları sınırlı olan fakat yurt dışında yüksek binalar için oldukça tercih edilen Dıştan Destekli (Outrigger) sistemlerin deprem yükleri altındaki davranışı incelenmiştir. Çalışma boyunca bu sistemlerin isimlendirmeleri, TBDY’de olduğu gibi, dilimize türkçe olarak yerleşmesi hedeflenerek; ilk bölümlerde Dıştan Destek (Outrigger), ilerleyen bölümlerde ise sadece Dıştan Destek şeklinde yapılmıştır.

Lisansüstü öğrenim sürecimde her zaman sabır ve anlayışını gördüğüm, çalışma esnasında bilgisini, zamanını ve yönlendirmelerini hiç esirgemeyen Hocam Sayın Prof. Dr. Kutlu DARILMAZ’a sevgi ve saygı ile teşekkür ederim. Bilgilendirmelerinin haricinde öğrettiği çalışma metodu ve kaynak yönlendirmeleri için de kendisine ayrıca minnettarım.

Tez çalışması esnasında öncelikle eleştirileri, daha sonra bilgilendirmeleri için End. Müh. Onur ÖZORPAK’a, İnş. Müh. Merve ÖNER’e ve İnş. Yük. Müh. Alper AYDIN’a teşekkürü bir borç bilirim. Ayrıca bu dönemde gösterdikleri sabır ve destekleri için anneme ve babama içtenlikle teşekkür ederim. Son olarak hep sevgilerini gördüğüm; Saadet ÖZORPAK, Nilgün YAVUZ ve Deniz AKBULUT’a teşekkürlerimi sunarım.

Nisan 2018

Uğur Özorpak
(İnşaat Mühendisi)



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ	vii
İÇİNDEKİLER.....	ix
KISALTMALAR	xi
SEMBOLLER.....	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xvii
ŞEKİL LİSTESİ.....	xix
ÖZET	xxiii
SUMMARY.....	xxvii
1. GİRİŞ	1
1.1 Tez Çalışmasının Amacı.....	4
2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI	5
3. DIŞTAN DESTEKLİ (OUTRIGGER) SİSTEMLER	17
3.1 Giriş	17
3.2 Dıştan Destekli (Outrigger) Sistemlerin Taşıyıcı Sisteme Etkisi.....	20
3.3 Dıştan Destekli (Outrigger) Sistemlerin Davranışı	22
3.3.1 Destek kolonlarının eksenel kuvvet ilişkisi ve eşdeğer yay rijitliği.....	23
3.3.2 Yay momenti ve tepe yerdeğiştirmesinin araştırılması	26
3.3.3 İki dıştan destekli sistem.....	35
3.3.4 Dıştan destekli sistemlerde çekirdek iç kuvvet değişimi.....	39
4. ÇOKLU DISTAN DESTEKLİ BETONARME BİR BİNANIN TASARIMI VE DEĞERLENDİRMESİ	41
4.1 Taşıyıcı Sisteme Ait Özellikler	44
4.2 Yükler	44
4.3 Deprem Hesabı Değişkenleri	47
4.4 Tasarım İvme Spektrumu.....	48
4.5 Deprem Hesabında Kullanılacak Yöntemin Seçimi.....	51
4.6 Kat Ağırlıklarının Belirlenmesi.....	51
4.7 Tasarımda Kullanılacak Yük Birleşimleri	52
4.8 Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi	53
4.9 Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi	56
4.10 Süneklik Düzeyi Bakımından Karma Taşıyıcı Sistemlere İlişkin Koşulların Kontrolü.....	60
4.11 Düzensizlik Kontrolleri.....	61
4.11.1 Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (Yumuşak kat) kontrolü.....	61
4.11.2 Burulma düzensizliği kontrolü	64
4.11.3 Göreli kat ötelemelerinin kontrolü	66
4.11.4 İkinci mertbe etkilerinin kontrolü.....	68
4.12 Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması	70
4.12.1 Kirişlerin boyutlandırılması	71

4.12.1.1 Kiriş eğilme donatılarının belirlenmesi	72
4.12.1.2 Kiriş kesme donatılarının belirlenmesi	75
4.12.1.3 Kolonların tasarımı	77
4.12.2 Perde donatılandırması	84
4.12.3 Destek kirişlerinin tasarımı	93
4.12.3.1 Bernoulli-Navier hipotezi	94
4.12.3.2 Saint-Venant prensibi	95
4.12.3.3 Çubuk model yöntemi (Strut and Tie Model)	96
4.12.3.4 Dıştan destek kirişi için D ve B bölgelerinin belirlenmesi	110
4.12.3.5 Dıştan destek kirişi için seçilen çubuk model	111
4.12.3.6 Çubuk model iç kuvvetlerinin belirlenmesi	112
4.12.3.7 0.66H konumundaki dıştan destek kirişinin betonarme hesabı	113
4.12.3.8 0.33H konumundaki dıştan destek kirişinin betonarme hesabı	121
4.12.3.9 Dıştan destek sistemi eksenel kuvvet ve kesme kuvveti kontrolleri	127
4.13 Sistemin Doğrusal Olmayan Davranışının İncelenmesi	134
4.13.1 Yapısal performans kavramı	135
4.13.2 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi	136
4.13.2.1 Bina kapasite eğrisinin elde edilmesi	137
4.13.2.2 Mafsallaşma durumu ve analiz sonuçları	152
5. DIŞTAN DESTEK KİRİŞİNİN FARKLI KONUMLARDA OLMASININ ARAŞTIRILMASI	163
5.1 0.25H-0.75H Konumu	164
5.1.1 Eleman donatıları	166
5.1.2 İtme analizi	167
5.2 H-0.25H Konumu	170
5.2.1 Eleman donatıları	172
5.2.2 İtme analizi	173
5.3 H-0.50H Konumu	176
5.3.1 Eleman donatıları	178
5.3.2 İtme analizi	179
5.4 H-0.75H Konumu	182
5.4.1 Eleman donatıları	184
5.4.2 İtme analizi	185
5.5 Analiz Sonuçlarının Kıyaslanması	188
5.5.1 Doğrusal hesap sonuçlarının kıyaslanması	188
5.5.1.1 X doğrultusu doğal titreşim periyotları	188
5.5.1.2 Kat ötelemelerinin kıyaslanması	188
5.5.1.3 Perde iç kuvvetlerinin kıyaslanması	193
5.5.2 Doğrusal olmayan hesap sonuçlarının kıyaslanması	197
5.5.2.1 Performans noktası için kıyaslama	197
5.5.2.2 Maksimum tepe yerdeğiştirmesine göre kıyaslama	200
5.6 Genel Değerlendirme	203
6. SONUÇLAR	205
KAYNAKLAR	211
EKLER	215
ÖZGEÇMİŞ	227

KISALTMALAR

ACI	: American Concrete Institute
BRB	: Buckling Restrained Braced
CSA	: Canadian Standards Association
CTBUH	: Council on Tall Buildings and Urban Habitat
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
ETABS	: Integrated Building Design Software (Bina türü yapılar için analiz programı)
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
PEER	: Pacific Earthquake Engineering Research Center
SAP2000	: Structural Analysis Program (Genel amaçlı yapısal analiz programı)
TBDY	: Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği
TBI	: Tall Building Initiative
TS	: Türk Standartları
ZTADOA	: Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz



SEMBOLLER

$A(T)$	: Spektral ivme katsayısı
A_0	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A_c	: Kolonun veya perde uç bölgesinin brüt enkesit alanı
A_{ck}	: Sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı
A_w	: Kolon enkesiti etkin gövde alanı
A_{cs}	: Basınç çubuğu uç noktalarındaki enkesit alanı
a	: Kolonda veya perde uç bölgesinde etriye kollarının ve/veya çirozların arasındaki yatay uzaklık
$a_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
b_s	: Basınç çubuğu enkesit derinliği
b_k	: En dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık
b_w	: Kirişin gövde genişliği, perdenin gövde kalınlığı
C_1, C_2	: İntegrasyon sabitleri
C_{R1}	: Birinci moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
d	: Destek kolonları arası mesafe
d	: Kiriş faydalı yüksekliği
d_{fi}	: Binanın i 'inci katında F_{fi} fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
d_i	: Binanın i 'inci katında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
$d_1^{(i)}$	: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$	: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
EI	: Eğilme rijitliği
$(EI)_e$	: Çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitliği
$(EI)_o$	: Çatlamamış kesite ait eğilme rijitliği
EA	: Eksenel rijitlik
E_s	: Donatı çeliğinin elastisite modülü
E_c	: Betonun elastisite modülü
F_{fi}	: Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında i 'inci kata etkiyen fiktif yük
F_i	: Katlara etkiyen deprem yükü
F_{nt}	: Çekme çubuğu için hesaplanan nominal çekme kuvveti sınırı
F_{ut}	: Arttırılmış çekme kuvveti
F_{nn}	: Düğüm noktası için hesaplanan nominal basınç kuvveti sınırı
F_{ns}	: Basınç çubuğunun uç noktaları için hesaplanan nominal basınç kuvveti sınırı
F_{us}	: Arttırılmış basınç kuvveti
f_{cd}	: Betonun tasarım basınç dayanımı
f_{ce}	: Basınç çubuğunda oluşan efektif gerilme,
f_{ck}, f_c'	: Betonun karakteristik silindirik basınç dayanımı

f_{ctd}	: Betonun tasarım çekme dayanımı
f_{yd}	: Boyuna donatının tasarım akma dayanımı
f_{yk}, f_y	: Boyuna donatının karakteristik akma dayanımı
f_{ywd}	: Enine donatının tasarım akma dayanımı
f_{ywk}	: Enine donatının karakteristik akma dayanımı
GA	: Kayma rijitliği
g	: Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s^2)
H_i	: Binanın i 'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliği
H_w	: Temel üstünden veya zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliği
H	: Toplam bina yüksekliği
H_{cr}	: Kritik perde yüksekliği
H_w	: Temel üstünden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliği
h_k	: Kiriş yüksekliği
h_{kolon}	: Destek kolonlarının toplam yüksekliği
h_i	: Binanın i 'inci katının kat yüksekliği
I	: Bina önem katsayısı
k	: Eşdeğer yay dönme rijitliği
K_1	: Eşdeğer yay rijitliği (destek kirişinin en üstte olması durumu)
l	: Destek kolonlarının çeyreğin ortasına olan mesafesi
l_b	: Çekme donatısı kenetlenme boyu
L_p	: Plastik mafsallık boyu
M_n	: n 'inci doğal titreşim moduna ait modal kütle
M_r	: Destek kolonlarında oluşan kuvvet çiftinin sistem tabanında oluşturduğu moment
M_1	: Eşdeğer yay momenti (destek kirişinin en üstte olması durumu)
$(M_p)_t$	: Perdenin taban kesitinde f_{ck}, f_{yk} ve çeliğin pekleşmesi göz önüne alınarak hesaplanan moment kapasitesi
$(M_r)_t$	: Perdenin taban kesitinde f_{cd}, f_{yd} 'ye göre hesaplanan taşıma gücü momenti
m_i	: Binanın i 'inci katının kütlesi
N	: Binanın temel üstünden itibaren toplam kat kütlesi
N_d	: Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan aksel kuvvet
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
P_d	: Destek kolonlarında oluşan aksel kuvvet
q, w	: Düzgün yayılı dış yükleme
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_{NÇ}$	: Süneklik düzeyi normal çerçeveler için taşıyıcı sistem davranış katsayısı
R_{YP}	: Süneklik düzeyi yüksek perdeler için taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T)$	: Deprem yükü azaltma katsayısı
$S(T)$	: Spektrum katsayısı
$S_{ae}(T)$	: Elastik spektral ivme
$S_{ae1}^{(1)}$	: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme
$S_{de1}^{(1)}$	: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
$S_{di1}^{(1)}$	: Birinci moda ait doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme

S_{di1}	: Birinci moda ait doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme
s	: Enine donatı aralığı
T	: Bina doğal titreşim periyodu
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları
$u_{xN1}^{(i)}$	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
$u_{xN1}^{(p)}$	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi
V_i	: Binanın i'inci katına etki eden kat kesme kuvveti
V_t	: Eşdeğer deprem yükü yöntemine göre hesaplanan taban kesme kuvveti
V_{tB}	: Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre hesaplanan taban kesme kuvveti
V_c	: Betonun kesme dayanımına katkısı
V_d	: Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti
V_e	: Kolon, kiriş ve perdede enine donatı hesabında esas alınan kesme kuvveti
V_r	: Kolon, kiriş ve perde kesitinin kesme dayanımı
V_t	: Binaya etkiyen toplam deprem yükü (taban kesme kuvveti)
W	: Binanın hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan toplam ağırlığı
w_i	: Binanın i'inci katının ağırlığı
w_t	: Basınç çubuğu enkesit genişliği
x	: Dıştan Destek kirişinin bina en üst noktasına olan mesafesi
α_s	: Perde tabanında meydana gelen kesme kuvvetinin bina tabanında meydana gelen kesme kuvvetine oranı
α_m	: Perde tabanında meydana gelen devrilme momentinin bina tabanında meydana gelen devrilme momentine oranı
β	: Mod Birleştirme Yöntemi için kullanılan alt sınır katsayısı
β_s	: Basınç çubuğu için çatlak etkisine ve çatlak kontrolüne bağlı belirlenen katsayı
β_n	: Düğüm noktasına çekme çubuğu birleşmesine bağlı olarak belirlenen katsayı
β_v	: Perdede kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı
Γ_{x1}	: x doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı
δ_d	: Destek kolonlarında oluşan uzama-kısalma
Δ	: Tepe yerdeğiştirmesi
$\Delta(x)$	: Yerdeğiştirme fonksiyonu
Δ_c	: Çekirdekten dıştan destek olmaksızın oluşan ötelenme
Δ_d	: Yay momentinden dolayı konsol çubukta oluşan ötelenme
Δ_d	: Sistemde oluşan tepe ötelenmesi
Δ_i	: Binanın i'inci katındaki azaltılmış görelî kat ötelenmesi
$(\Delta_i)_{ort}$	: Binanın i'inci katındaki ortalama azaltılmış görelî kat ötelenmesi
ϵ_c	: Beton basınç birim şekildeğiştirmesi
ϵ_{cu}	: Sargılı betondaki maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi
ϵ_{sy}	: Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi
ϵ_s	: Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekildeğiştirmesi
ϵ_{su}	: Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesi
η_{bi}	: i'inci katta tanımlanan Burulma Düzensizliği Katsayısı
η_{ki}	: i'inci katta tanımlanan Rijitlik Düzensizliği Katsayısı

θ	: Dönme açısı
$\theta(x)$	: Dönme fonksiyonu
θ_c	: İzostatik sistem üzerinde dış yükün oluşturduğu dönme
θ_d	: Yay momentinin izostatik sistem üzerinde oluşturduğu dönme
θ_d	: Hiperstatik sistemde yay üzerinde oluşan dönme
θ_i	: i'inci katta tanımlanan İkinci Mertebe Gösterge Değeri
ρ_{sh}	: Perdede yatay gövde donatılarının hacimsel oranı
ϕ	: Birim dönme (eğrilik)
Φ_{xN1}	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
Φ_{xN1}	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
$\omega_1^{(1)}$	: Başlangıçtaki ($i=1$) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hâkim) titreşim moduna ait açısal frekans



ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Destek kirişlerinin konumunun kıyaslanması.	10
Çizelge 3.1 : Dıştan destek kirişi konumuna göre yay momenti ve tepe ötelenmesi.....	32
Çizelge 4.1 : Yük analizi.	47
Çizelge 4.2 : Deprem hesabı değişkenleri.....	47
Çizelge 4.3 : Kat ağırlıkları.....	52
Çizelge 4.4 : Tasarımda kullanılan yüklemeler.	52
Çizelge 4.5 : Tasarımda kullanılan yük kombinasyonları.....	53
Çizelge 4.6 : Rayleigh yöntemine göre periyodun belirlenmesi (X yönü).	54
Çizelge 4.7 : Rayleigh yöntemine göre periyodun belirlenmesi (Y yönü).	54
Çizelge 4.8 : Titreşim modlarına ait periyot ve etkin kütleler.....	58
Çizelge 4.9 : Kat kesme kuvvetleri (0.33H-0.66H).	59
Çizelge 4.10 : Bina toplam kesme kuvveti ve perde taban kesme kuvveti oranı.....	60
Çizelge 4.11 : X yönü komşu katlar arası rijitlik düzensizliği kontrolü.	61
Çizelge 4.12 : Y yönü komşu katlar arası rijitlik düzensizliği kontrolü.	63
Çizelge 4.13 : X yönü için burulma düzensizliği kontrolü.....	64
Çizelge 4.14 : Y yönü için burulma düzensizliği kontrolü.....	65
Çizelge 4.15 : X yönü etkin görel kat ötelemelerinin kontrolü.....	66
Çizelge 4.16 : Y yönü etkin görel kat ötelemelerinin kontrolü.....	67
Çizelge 4.17 : X yönü ikinci mertebe etkileri kontrolü.....	68
Çizelge 4.18 : Y yönü ikinci mertebe etkileri kontrolü.....	69
Çizelge 4.19 : Beton malzeme özellikleri.	71
Çizelge 4.20 : Donatı çeliği malzeme özellikleri.	71
Çizelge 4.21 : Eleman paspayları.....	71
Çizelge 4.22 : Basınç çubukları için β_s katsayısı.	105
Çizelge 4.23 : Düğüm noktaları için β_n katsayısı.....	108
Çizelge 4.24 : Çekme çubuklarının tasarımı (0.66H).....	115
Çizelge 4.25 : Basınç çubukları için elde edilen genişlikler (0.66H).....	116
Çizelge 4.26 : Mesnet bölgesi kontrolü (0.66H).....	119
Çizelge 4.27 : Çekme çubuklarının tasarımı (0.33H).....	122
Çizelge 4.28 : Basınç çubukları için elde edilen genişlikler (0.33H).....	123
Çizelge 4.29 : Mesnet bölgesi kontrolü (0.33H).....	125
Çizelge 4.30 : Farklı deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri.	135
Çizelge 4.31 : Eşdeğer deprem yükü dağılımı.....	146
Çizelge 4.32 : Destek elemanlarının iç kuvvet değişimleri (0.33H Konumu)....	154
Çizelge 4.33 : Sistem tabanındaki iç kuvvet değişimleri.....	157
Çizelge 4.34 : 0.33H ve 0.66H konumundaki perde kesme kuvvetlerinin değişimi.	159

Çizelge 5.1 : Kat kesme kuvvetleri (0.25H-0.75H).....	165
Çizelge 5.2 : 0.25H-0.75H sistemi için giriş donatıları.	166
Çizelge 5.3 : 0.25H-0.75H sistemi için kolon donatıları.....	166
Çizelge 5.4 : 0.75H konumundaki çubuk model çekme donatıları.	166
Çizelge 5.5 : 0.75H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.....	166
Çizelge 5.6 : 0.25H konumundaki çubuk model çekme donatıları.	166
Çizelge 5.7 : 0.25H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.....	167
Çizelge 5.8 : Eşdeğer deprem yükü dağılımı (0.25H-0.75H).	167
Çizelge 5.9 : Kat kesme kuvvetleri (H-0.25H).	171
Çizelge 5.10 : H-0.25H sistemi için giriş donatıları.	172
Çizelge 5.11 : H-0.25H sistemi için kolon donatıları.	172
Çizelge 5.12 : H konumundaki çubuk model çekme donatıları.	172
Çizelge 5.13 : H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.....	172
Çizelge 5.14 : 0.25H konumundaki çubuk model çekme donatıları.	172
Çizelge 5.15 : 0.25H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.....	173
Çizelge 5.16 : Eşdeğer deprem yükü dağılımı (H-0.25H).	173
Çizelge 5.17 : Kat kesme kuvvetleri (H-0.50H).	177
Çizelge 5.18 : H-0.50H sistemi için giriş donatıları.	178
Çizelge 5.19 : H-0.50H sistemi için kolon donatıları.	178
Çizelge 5.20 : H konumundaki çubuk model çekme donatıları.	178
Çizelge 5.21 : H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.....	178
Çizelge 5.22 : 0.50H konumundaki çubuk model çekme donatıları.	178
Çizelge 5.23 : 0.50H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.....	179
Çizelge 5.24 : Eşdeğer deprem yükü dağılımı (H-0.50H).	179
Çizelge 5.25 : Kat kesme kuvvetleri (H-0.75H).	183
Çizelge 5.26 : H-0.75H sistemi için giriş donatıları.	184
Çizelge 5.27 : H-0.75H sistemi için kolon donatıları.	184
Çizelge 5.28 : H konumundaki çubuk model çekme donatıları.	184
Çizelge 5.29 : H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.....	184
Çizelge 5.30 : 0.75H konumundaki çubuk model çekme donatıları.	184
Çizelge 5.31 : 0.75H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.....	185
Çizelge 5.32 : Eşdeğer deprem yükü dağılımı (H-0.75H).	185
Çizelge 5.33 : X doğrultusu doğal titreşim periyotları.	188
Çizelge 5.34 : Doğrusal hesaba göre kat ötelemeleri kıyaslaması.	188
Çizelge 5.35 : Doğrusal hesaba göre görelî kat ötelemeleri kıyaslaması.....	191
Çizelge 5.36 : Perde eğilme momentlerinin kıyaslanması.	193
Çizelge 5.37 : Perde kesme kuvvetlerinin kıyaslanması.	195
Çizelge 5.38 : Taban kesme kuvveti-Tepe yerdeğiştirmeleri.	197
Çizelge 5.39 : Taban kesme kuvveti-Tepe yerdeğiştirmeleri (maksimum).....	200
Çizelge A.1 : Kolon etkin eğilme rijitlikleri.	216
Çizelge A.2 : Perde etkin eğilme rijitlikleri.	226

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : 1930 yılına kadar yüksek binaların gelişim aşamaları.	1
Şekil 1.2 : Taşıyıcı sistem tipleri.	3
Şekil 1.3 : Dıştan destekli yüksek bina, Place Victoria.	3
Şekil 2.1 : En uygun destek kirişi konumunun grafiksel metot ile bulunması.....	6
Şekil 2.2 : Burkulması önlenmiş çelik çapraz uygulaması.....	14
Şekil 2.3 : Çekirdek eğilme momenti ve kesme kuvveti diyagramları.	15
Şekil 3.1 : Dıştan destekli sistem genel gösterimi.....	17
Şekil 3.2 : Tek ve iki taraflı dıştan destek gösterimi.....	18
Şekil 3.3 : Outrigger kano.....	19
Şekil 3.4 : Yatay yük altında dıştan destekli (<i>outrigger</i>) sistemlerin davranışı...20	
Şekil 3.5 : Destek kirişi bağlantı tipine göre gerilme dağılımı.....	21
Şekil 3.6 : Dıştan destekli sistem ile kemer sisteminin (<i>belt truss</i>) kullanımı.	22
Şekil 3.7 : Basitleştirilmiş taşıyıcı sistem.	23
Şekil 3.8 : Dıştan destekli sistem ve eşdeğer yay.	25
Şekil 3.9 : Dıştan destek eşdeğer sistemi, yerdeğiştirme ve moment diyagramları.	27
Şekil 3.10 : Düzgün yayılı yük altında eğilen konsol çubuk.	28
Şekil 3.11 : İzostatik sistem üzerinde M_1 yüklemesinden oluşan moment ve indirgenmiş moment diyagramı.....	30
Şekil 3.12 : Tek destekli sistem için en uygun destek kirişi konumu.	34
Şekil 3.13 : İki dıştan destekli sistemde moment değişimi.	36
Şekil 3.14 : Tepe ötelenmesi açısından en uygun destek kirişi yerleşimleri.	38
Şekil 3.15 : Serbest cisim diyagramı.....	39
Şekil 3.16 : Çekirdek iç kuvvet diyagramları.....	40
Şekil 4.1 : Doğrusal olmayan davranış.	42
Şekil 4.2 : Dayanım esashi tasarım adımları.....	43
Şekil 4.3 : Normal kat planı.	45
Şekil 4.4 : Destek katı planı.	46
Şekil 4.5 : Spektrum katsayısı grafiği.....	48
Şekil 4.6 : Elastik ivme spektrumu.....	49
Şekil 4.7 : Azaltılmış ivme spektrumu.....	51
Şekil 4.8 : Yumuşak kat düzensizliği (B2).	62
Şekil 4.9 : Kiriş gerekli donatı alanları (Etabs).	73
Şekil 4.10 : Kiriş donatıları.....	77
Şekil 4.11 : 90/90 boyutundaki kolon için donatı yerleşimi.	78
Şekil 4.12 : 90/90 kolonu karşılıklı etki diyagramı (X doğrultusu).	79
Şekil 4.13 : 140/90 boyutundaki kolon için donatı yerleşimi.	80
Şekil 4.14 : 140/90 kolonu karşılıklı etki diyagramı (X doğrultusu).	80
Şekil 4.15 : Perde boyutları.....	85
Şekil 4.16 : Perde başlık bölgeleri.....	87

Şekil 4.17 : Perde X doğrultusundaki başlık bölgesi donatılandırması.....	88
Şekil 4.18 : Perde Y doğrultusundaki başlık bölgesi donatılandırması.....	89
Şekil 4.19 : Perde X doğrultusu karşılıklı etkileşim diyagramı.	90
Şekil 4.20 : Perde başlık bölgeleri nihaî donatılandırması.....	93
Şekil 4.21 : Basit eğilmeye maruz kalan çubuk.	94
Şekil 4.22 : Statik olarak eşdeğer iki yükleme durumu.....	96
Şekil 4.23 : D ve B bölgeleri.....	98
Şekil 4.24 : Çekme çubuğu, basınç çubuğu ve düğüm noktaları.	99
Şekil 4.25 : Çubuk model yöntemi hesabındaki akış şeması.	100
Şekil 4.26 : Alternatif çubuk modeller.	101
Şekil 4.27 : Örnek gerilme trejektuarı ve çubuk model teşkili.	102
Şekil 4.28 : Sadece D-Bölgesinden oluşan yüksek kirişte çubuk model teşkili.	103
Şekil 4.29 : Basınç gerilme alanları için formlar.	104
Şekil 4.30 : Basınç bölgesini kesen donatılar.	106
Şekil 4.31 : Düğüm noktası sınıflandırması.	108
Şekil 4.32 : Genişletilmiş düğüm noktası, tek ve daha fazla donatı için.	109
Şekil 4.33 : Dıştan destek kirişi yükleme durumu ve D-bölgesi.	110
Şekil 4.34 : Gerilme yörüngeleri.	111
Şekil 4.35 : Seçilen çubuk model.	111
Şekil 4.36 : Perde eğilme rijitliğinin destek kolonlarına etkisi.....	113
Şekil 4.37 : 0.66H konumundaki eksenel çekme kuvvetleri (Etabs).	114
Şekil 4.38 : 0.66H konumundaki eksenel basınç kuvvetleri (Etabs).	114
Şekil 4.39 : Düğüm noktaları kontrolü (0.66H konumu için).	117
Şekil 4.40 : Donatı kenetlenme boyu kontrolü (0.66H).	118
Şekil 4.41 : 0.33H konumundaki eksenel çekme kuvvetleri (Etabs).	121
Şekil 4.42 : 0.33H konumundaki eksenel basınç kuvvetleri (Etabs).	122
Şekil 4.43 : Düğüm noktaları kontrolü (0.33H konumu için).	124
Şekil 4.44 : Donatı kenetlenme boyu kontrolü (0.33H).	124
Şekil 4.45 : 0.66H konumundaki dıştan destek kirişinin donatılandırması.....	127
Şekil 4.46 : 0.33H konumundaki dıştan destek kirişinin donatılandırması.....	127
Şekil 4.47 : Dıştan destek kirişinin kapasitesinin bulunması.	128
Şekil 4.48 : Dayanım fazlalıklarının düşey bileşeninin sisteme etkimesi.	130
Şekil 4.49 : Dayanım fazlalıklarının yatay bileşeninin sisteme etkimesi.	132
Şekil 4.50 : 140/90 boyutundaki kolonunun nihaî donatı yerleşimi.	134
Şekil 4.51 : Taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi eğrisi.....	136
Şekil 4.52 : Düzlem çubuk elemanda iç kuvvet ve şekildeğiştirmeler.....	138
Şekil 4.53 : Betonarme kesitte moment eğrilik ilişkisi.....	140
Şekil 4.54 : Plastik eğrilik değişimi ve plastik mafsalsal kabulü.	141
Şekil 4.55 : Karşılıklı etki diyagramı.	143
Şekil 4.56 : Normal kuvvet-birim boy değişimi.	144
Şekil 4.57 : Kirişe ait moment-plastik dönme grafiği.....	145
Şekil 4.58 : 0.66H konumundaki 5 nolu çubuğa ait eksenel yük-boy değişimi grafiği.....	145
Şekil 4.59 : Spektral ivme-Spektral yerdeğiştirme grafiği.	148
Şekil 4.60 : Taban kesme kuvveti-Tepe yerdeğiştirmesi (Kapasite eğrisi).	150
Şekil 4.61 : Modal ivme-Modal yerdeğiştirme grafiği.....	151
Şekil 4.62 : Performans noktasının belirlenmesi.	151
Şekil 4.63 : 30., 35. adımda sistemde oluşan plastik mafsalsal dağılımları.	152
Şekil 4.64 : Son adımda (44.) sistemde oluşan plastik mafsalsal dağılımları.	153

Şekil 4.65 : Destek elemanlarının eksenel kuvvet değişimleri (0.33H konumu için).....	156
Şekil 4.66 : 0.33H ve 0.66H konumundaki perde kesme kuvveti değişimi ve kesme dayanımı kontrolü.....	160
Şekil 5.1 : İncelenen sistem kesitleri.....	163
Şekil 5.2 : Performans noktasının belirlenmesi (0.25H-0.75H).	169
Şekil 5.3 : Tepe yerdeğiştirmesi-Taban kesme kuvveti (0.25H-0.75H).	169
Şekil 5.4 : Performans noktasının belirlenmesi (H-0.25H).....	175
Şekil 5.5 : Tepe yerdeğiştirmesi-Taban kesme kuvveti (H-0.25H).....	175
Şekil 5.6 : Performans noktasının belirlenmesi (H-0.50H).....	181
Şekil 5.7 : Tepe yerdeğiştirmesi-Taban kesme kuvveti (H-0.50H).....	181
Şekil 5.8 : Performans noktasının belirlenmesi (H-0.75H).....	187
Şekil 5.9 : Tepe yerdeğiştirmesi-Taban kesme kuvveti (H-0.75H).....	187
Şekil 5.10 : Doğrusal hesaba göre kat ötelemeleri kıyaslaması.	190
Şekil 5.11 : Doğrusal hesaba göre görelı kat ötelemeleri kıyaslaması.....	192
Şekil 5.12 : Perde eğilme momenti diyagramları (Perde alt ucu).....	194
Şekil 5.13 : Perde kesme kuvveti diyagramları (Perde alt ucu).	196
Şekil 5.14 : Taban kesme kuvveti-Tepe yerdeğiştirmeleri.....	199
Şekil 5.15 : Taban kesme kuvveti büyütme aşamaları.....	200
Şekil 5.16 : Taban kesme kuvveti-Tepe yerdeğiştirmeleri (maksimum).....	202



DEPREM ETKİSİNDEKİ YÜKSEK BİNALARDA ÇOKLU DIŞTAN DESTEK (OUTRIGGER) KİRİŞLERİNİN KONUMUNUN TASARIMA ETKİSİ

ÖZET

19. yüzyılda malzeme ve mekanik mühendisliğinde yaşanan gelişmeler yüksek binaların ortaya çıkmasındaki en önemli iki etmen olmuştur. Bu iki mühendislik dalındaki gelişmeler ile artabilen bina yükseklikleri yapı mühendisliği açısından dayanım ve yerdeğiştirme problemlerini beraberinde getirmiştir. Yüksekliğin karesi ile artan devrilme momentleri ve yüksekliğin dört defa çarpımı oranında artan yerdeğiştirmeler yapı elemanlarının boyutlarının büyümesine sebep olmuştur.

Yüksek binaların taşıyıcı sistemlerinin oluşturulmasındaki ilk yaklaşım bugün konvansiyonel sistemler olarak anılan; yatay yüklerin doğrudan konsol çubuk şeklinde davranan çekirdek perde ile karşılandığı, kolonların ise sadece düşey yükler altında zorlandığı sistemler olmuştur. Bu ilk yaklaşım özellikle çekirdek perde boyutlarını mimarî açıdan izin verilebilir sınırların dışına çıkarmıştır. Daha küçük boyutlara sahip yapı elemanları elde edebilmek için yapı mühendisleri farklı taşıyıcı sistemler oluşturma yoluna gitmişlerdir. Günümüzde yüksek binalar için konvansiyonel sistemlerin dışında en çok tercih edilen taşıyıcı sistemlerden biri dıştan destekli (outrigger) sistemler olmuştur.

Dıştan destekli sistemler; merkezde bulunan çekirdeğin bir veya iki kat yüksekliğindeki rijit elemanlar (destek kirişi, outrigger kirişi) vasıtasıyla çevre kolonlara bağlandığı taşıyıcı sistemler olarak tanımlanırlar. Bu sistemlerin çalışma prensibi yatay yükler (rüzgâr veya deprem) altında dönmeye çalışan çekirdek perdenin hareketinin rijit elemanlar ve çevre kolonları yardımıyla kısıtlanması üzerine kuruludur. Çekirdek perdenin dönmesiyle beraber rijit elemanlar çevre kolonlarını, üstlerinde basınç ve çekme kuvveti oluşturarak, mobilize ederler. Kuvvet çifti şeklinde oluşan bu eksenel kuvvetler sistemde;

- Çekirdek perde devrilme momentinin azaltılması
- Sistem tepe deplasmanının azaltılması

şeklindeki iki önemli etkiyi meydana getirirler.

Literatürde yapılan çalışmalarda dıştan destekli sistemler; üzerinde dönme yayı bulunan konsol bir çubuk ile idealleştirilmişlerdir. Sistemde konsol çubuk çekirdek perdeyi temsil ederken, dönme yayı destek sisteminin eşdeğeri olarak kabul edilmiştir. Ayrıca çalışmalarda bu eşdeğer yayın rijitliğinin destek kirişlerinin altında bulunan çevre kolonlarının eksenel rijitlikleriyle (EA) doğru, kolon yüksekliği ile ters orantılı olarak değiştiği sonucu elde edilmiştir. Birinci dereceden hiperstatik olan bu sistem üzerinde yapılan hesaplar sonucu perde devrilme momentinin azaltılması açısından destek kirişinin sistemin tabanına yakın yerleştirilmesi, tepe deplasmanı açısından ise sistem ortasına yerleştirilmesi gerektiği sonucuna ulaşılmıştır.

Bu tez çalışması kapsamında dıştan destekli sistemlerin deprem yükleri altındaki davranışı iki destek kirişine sahip 40 katlı binalar kullanılarak incelenmiştir. Literatürdeki çalışmaların azlığı göz önünde bulundurularak destek kirişleri betonarme yapı elemanı olarak seçilmiş, betonarme hesabı araştırma konusuna dâhil edilmiştir.

Günümüz yönetmeliklerinde dıştan destekli sistemlerin tasarım ve boyutlandırılması ile ilgili kurallar bulunmamaktadır. Bunun yerine, 2019 yılı itibarıyla yürürlüğe girecek olan TBDY ve PEER-TBI dokümanında tavsiye niteliğinde; destek kirişlerinin dayanım fazlalıklarının sınırlandırılmasının gerekliliğine dikkat çeken maddeler bulunmaktadır. Yönetmeliklerimizde tasarıma yönelik maddelerin bulunmamasından dolayı bu çalışma kapsamında dıştan destekli sistemlerin davranışı doğrusal ve doğrusal olmayan olmak üzere iki aşamada incelenmiştir.

Çalışma altı ana bölüm altında toplanmıştır. Birinci bölümde yüksek binalar ile ilgili genel bilgiler verilmiş, taşıyıcı sistemlerin oluşturulma süreci üzerinde durulmuştur. Bölüm sonunda, yapılan çalışmanın amacından kısaca bahsedilmiştir.

İkinci bölümde literatürde yapılan çalışmalara yer verilmiştir. Özellikle dıştan destekli sistemler ile ilgili yapılan ilk çalışmalar olan destek kirişinin konumunun etkisi ve bu sistemlerin deprem davranışının incelendiği çalışmaların özetlerine yer verilmiştir.

Üçüncü bölümde dıştan destekli sistemlerin davranışı literatürdeki çalışmalar kullanılarak basitleştirilmiş sistemler üzerinde incelenmiş, en uygun destek kirişi konumu üzerinde durulmuştur.

Dördüncü bölümde, bina yüksekliği H olmak üzere, $0.33H$ - $0.66H$ konumunda bulunan iki destek kirişine sahip betonarme bir binanın doğrusal ve doğrusal olmayan davranışı incelenmiştir. Destek kirişinin betonarme hesabı için elemanın yükleme durumu ve boyutları itibarıyla Bernoulli-Navier hipotezinin dışına çıkması göz önünde bulundurularak çubuk model yöntemi (strut-and-tie model) kullanılmıştır. Yöntemde kullanılan çubuk modelin teşkilinde destek kirişinin sık sonlu elemanlar ile idealleştirilmesi sonucu elde edilen gerilme yörüngelerinden yararlanılmıştır. Sistemin doğrusal olmayan davranışı için yapı kapasitesinin deprem yer hareketinden bağımsız olarak elde edilebildiği itme analizi yöntemlerinden olan; Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanılmıştır.

Beşinci bölümde, dördüncü bölümdeki taşıyıcı sistemde bulunan destek kirişlerinin konumlarının değiştirilmesiyle elde edilen dört farklı sistemin ($0.25H$ - $0.75H$, H - $0.25H$, H - $0.50H$, H - $0.75H$) analizleri yapılmıştır. Sistemler için elde edilen sonuçlar doğrusal ve doğrusal olmayan hesaba göre iki kısımda karşılaştırılmıştır.

Son bölümde, tez çalışmasında elde edilen tüm sonuçlar aktarılmıştır. Bu sonuçların bir kısmı aşağıda sıralanmıştır:

- TBDY ve PEER-TBI dokümanında dikkat çekildiği üzere destek kolonlarının eksenel basınç kontrollerinin destek kirişlerinden gelecek dayanım fazlalıkları göz önüne alınarak yapılması gerektiği aksi hâlde gevrek kırılmanın oluşabileceği sonucuna varılmıştır.
- Destek kirişlerinin serbest cisim diyagramı göz önüne alınarak, destek kolonları ile aktarılan düşey kuvvet çiftinin alt ve üst başlıklarda oluşan yatay kuvvet çifti ile dengelendiği sonucuna ulaşılmıştır. Oluşan bu yatay kuvvet

çiftinin çekirdek perdede destek katı hizasında makaslama etkisi oluşturduğu ve anî bir kesme kuvveti değişimine sebep olduğu görülmüştür.

- Destek kirişinin bina tabanından uzakta konumlandırıldığı sistemlerde ($H-0.75H$, $H-0.50H$), perde devrilme momentindeki azaltma miktarının az olduğu, bu durumun bir sonucu olarak perdelerin daha önceki itme adımlarında mafsallaşarak diğer sistemlere oranla daha düşük tepe deplasmanı değerlerinde mekanizma durumuna geçtikleri belirlenmiştir.
- Doğrusal olmayan hesap sonuçlarına göre destek kirişlerini oluşturan çubuk modelin diyagonal çekme çubuklarında oluşan mafsallaşma ile destek kirişlerinin yük aktarımının durduğu, devam eden itme adımlarında yük artışlarının konsol çubuk davranışı gösteren çekirdek perde tarafından karşılandığı görülmüştür.
- Destek kirişlerinin farklı konumlara yerleştirilmesi ile perde devrilme momenti ve tepe deplasmanı açısından %20 oranında azaltma değerlerine ulaşılabildiği görülmüştür.
- Destek kirişlerinin $0.33H-0.66H$ konumuna yerleştirilmesinin doğrusal ve doğrusal olmayan davranış bakımından en uygun sonuçları verdiği belirlenmiştir.



EFFECT OF OUTRIGGER BEAM LOCATION TO THE STRUCTURAL DESIGN OF HIGH-RISE BUILDINGS UNDER SEISMIC LOADS

SUMMARY

Since end of the nineteenth century, the feasibility of high-rise buildings has depended on two important development; material engineering and mechanical engineering. Along with these developments, total height of buildings have increased step by step. However increasing of building height has caused two major problem for structural engineering, strength and displacement. For instance, lateral loads cause overturning moment which varies by two times of building height on high-rise buildings. Similarly displacement will increase by four times power of building height. On the other hand, building height induced to increase the size of structural members and decrease to usable space considered by architectures.

The first approach to establishing load-bearing system for high-rise building is known as conventional systems. According to this approach horizontal loads are directly carried by core walls that behaved as cantilever beam. Additionally in this system columns are only exposed under axial loads. This approach induced to obtain non-compatible sizes for core walls. For these reasons, structural engineers have developed different structural bearing systems. In these days, one of the most popular systems instead of conventional systems is outrigger braced system.

Outrigger braced systems contain core wall and exterior columns which connected by rigid girders to core. These rigid elements depth size can be one or two-storey height. When outrigger braced systems exposed lateral loads peripheral columns which restrained by outrigger beams resist core rotation. This resistance causes tension and compression forces on exterior columns. There are two main results of this resistance;

- Decreasing overturning moment of the core wall.
- Decreasing top deflection of the system.

In theoretical studies, outrigger systems are idealized by a single-redundant cantilever which restrained by rotational spring. In this system cantilever beam represents core wall and rotational spring represents sum of outrigger beams and exterior columns. Furthermore, in the same studies it is obtained that rigidity of rotational spring changes in direct proportion to the axial-rigidity (EA) of exterior columns which under the outrigger beam and it changes in the inverse proportion to the height of exterior columns. By using this idealized system, in order to reduce overturning moment of core wall, outrigger beam must be located at bottom of structure. On the other hand, in order to reduce top deflection of building outrigger beam must be located at midheight of structure.

In this thesis, behaviours of structural outrigger braced systems under earthquake loads are studied with using 40 storeys building that has two outrigger beams.

In consideration of the lack of studies in the literature, outrigger beams are selected reinforced concrete structural members and reinforced concrete design of outrigger beam is included in the research topic.

There are no rules for design and sizing of the outrigger systems in actual codes. However there are some recommendation clauses which point to the necessity of limiting of overstrengths of outrigger beams in TBDY code that being come into force at 2019 and PEER-TBI guideline.

In this thesis, behaviours of the outrigger braced structural systems are studied in two stages, linear and non-linear analysis due to lack of design rules in codes.

The study is classified in six main section. In the first section, general informations about high rise buildings are given and the process of determining the structure load-bearing systems is emphasized. At the end of the first section, the aim of the studies are briefly mentioned.

Second section is the literature review part. It includes summary of studies that analyzed effects of outrigger beams location and systems behaviour under earthquake effects.

In the third section, effects of outrigger beams location are studied on idealized systems which includes in literature review parts in second section.

In the fourth section, linear and non-linear behaviour of a reinforced concrete building which height is H and has two outrigger beams at $0.33H$ - $0.66H$ location are investigated. Strut-and-tie method is used for reinforced concrete calculation of outrigger beam. Outrigger beam is not suitable to the Bernoulli-Navier hypothesis cause of the load and the size of the beam. Stress orbits are the result of idealization of the outrigger beam with frequent finite elements which are used for generating the strut-and-tie model. Incremental equivalent earthquake load method that one of the pushover method which is the capacity of the structure can be obtained independently of earthquake ground motion is used for non-linear behavior of the system.

In the fifth section, analyzes of four different systems ($0.25H$ - $0.75H$, H - $0.25H$, H - $0.50H$, H - $0.75H$) obtained by changing the positions of the outrigger beams in the structural system used in the fourth section were performed. The results obtained from the systems are compared in two parts as linear and nonlinear analysis.

In the last part, all the results obtained from this dissertation are summarized. Some of these results are listed below:

- As noted in TBDY and PEER-TBI documents, the overstrength of the outrigger beams (expected strengths) has to be taken into account when the axial pressure checks of the outrigger columns have done, otherwise brittle fracture can occur.
- Considering the free-body diagram of the outrigger beams, it has been seen that the pair of vertical forces transferred by the outrigger columns is balanced by the pair of horizontal forces generated in the upper and lower flanges. It has been found that this resulting horizontal force pair has a scissorlike effect on the outrigger level in the core shear wall and causes a sudden change in shear force.

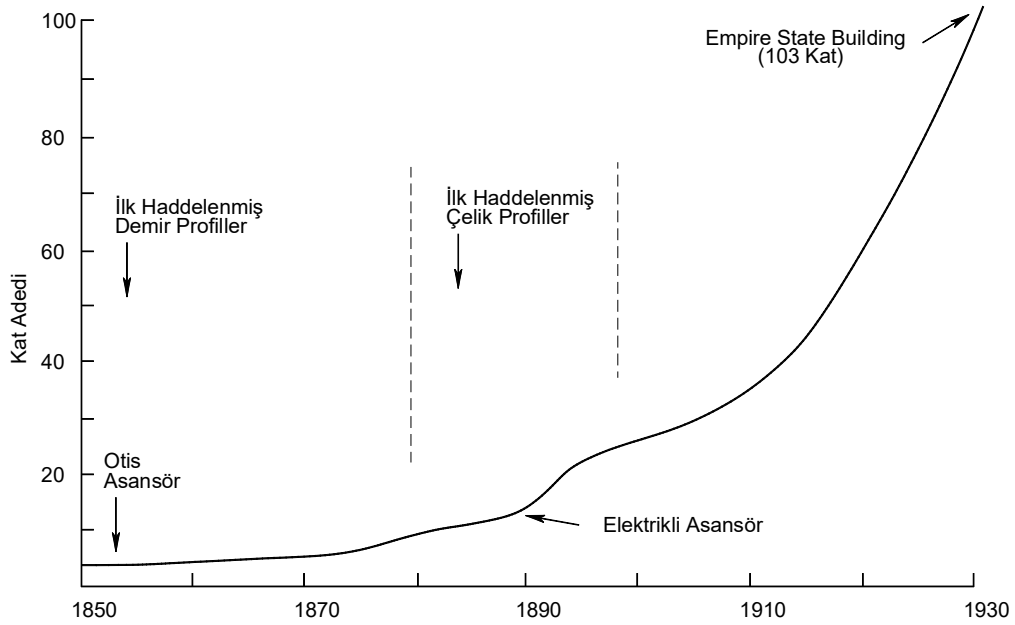
- In systems where the outrigger beam is located away from the foundation ($H-0.75H$, $H-0.50H$), it has been determined that the amount of reduction in overturning moment is small, as a consequence, the shear walls are hinged in previous pushing steps and have reached the mechanism condition at lower top displacement values.
- According to the nonlinear analysis results, it is seen that the load transfer of the outrigger beams is stopped by the hinge development in the diagonal ties and herein after load increment in the continuing push steps was covered with core shear wall which behaves as a cantilever frame.
- It has been observed that 20% reduction values can be achieved in terms of shear wall overturning moments and top deflections when the outrigger beams are placed in different positions.
- It has been observed that placing the outrigger beams in the $0.33H-0.66H$ position gives the most ideal results in terms of linear and non-linear behavior.



1. GİRİŞ

Yüksek binalar, geçmişte insanları etkilemek amacıyla dini ve askeri gerekçelerle yapılmış olsalar bile günümüzde tamamen prestij ve iktisadî sebeplerle inşa edilmektedirler. Son yüzyılda inşa edilmiş olan yüksek binalar ticari binalardır ve genel olarak arazi kısıtları, daha çok insanı şehrin içine yerleştirme ve birçok iş kolunu aynı bölgede tutabilmek gibi amaçlarla ortaya çıkmışlardır. Özellikle nüfus artışı ve yer kaygıları yüksek binaları şehir mimarisinin temel unsurlarından biri hâline getirmiştir [1,2].

Yüksek binaların 19.yüzyılın sonlarından itibaren uygulanabilmesindeki en temel iki unsur malzeme ve mekanik mühendisliğindeki gelişmeler olmuştur. Sanayi devrimiyle beraber demir ve çelikteki gelişmeler, bina yükseklikleri ve geçilen açıklıkların artmasına olanak sağlamıştır. Mekanik mühendisliğindeki gelişmeler ise kat adedinin artmasıyla ortaya çıkan katlar arası insan transferi problemini çözerek yüksek yapıların oluşmasına büyük katkı sağlamıştır (Şekil 1.1) [1].



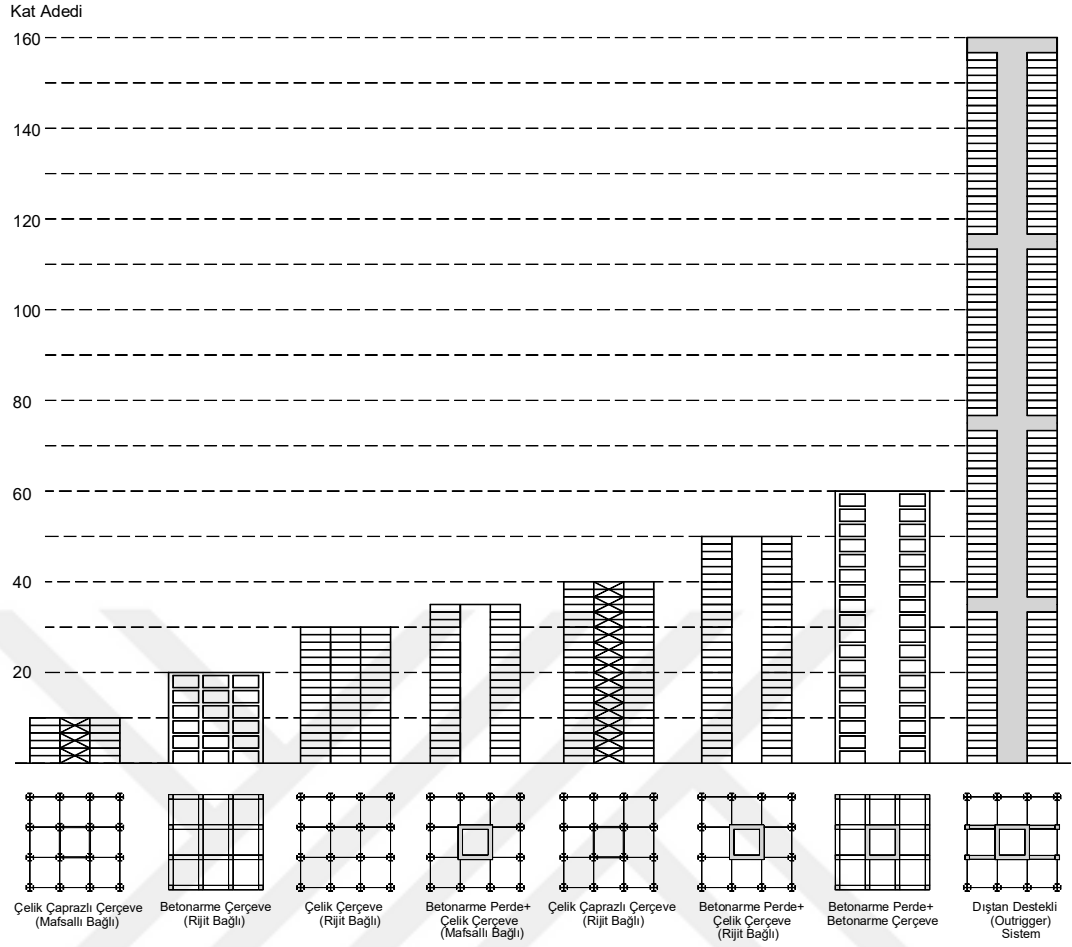
Şekil 1.1 : 1930 yılına kadar yüksek binaların gelişim aşamaları [1].

Bina yüksekliklerinin artması yapı mühendisliği bakımından ciddi problemleri de beraberinde getirmiştir. Bu problemlerin ilki yatay yüklerin yapı tarafından uygun bir şekilde taşınabilmesi olmuştur. Rüzgâr yüklerine maruz bir binayı ele alırsak, tabanda oluşacak devrilme momenti bina yüksekliğinin karesiyle orantılı olarak değişecektir. Bunun ötesinde yapıdaki tepe yerdeğiştirmesi ise yüksekliğin dört defa çarpımı ile orantılı şekilde artacaktır [1].

Tasarımcılara göre yüksek binaların dizaynında dört ana etmen vardır; dayanım, rijitlik, stabilite ve günümüzdeki yasal şartlar. Bu etmenler arasında birinci öncelik yapının yeterli dayanıma sahip olmasıdır. Tasarımcılar en basit tabirle, artan yüksekliğe paralel şekilde büyüyen iç kuvvetleri belirleyip uygun boyutları elde ederler [3]. Tasarımcıların yüksek binalarda geleneksel olarak kullandıkları taşıyıcı sistem; yatay yüklerin çekirdek perde tarafından karşılandığı, kolonların ise daha çok düşey yükler altında zorlandığı sistemler olmuştur [1]. Ancak bu sistemlerde özellikle çekirdek perde boyutları oldukça büyük ve mimarî açıdan uygulanabilir sınırların dışına çıkmaktadır. Bu sebeple tasarımcılar, yüksek binaları daha küçük boyutlu yapı elemanları ile oluşturmak zorunda kalırlar. Küçük boyutlu yapı elemanları, stabilite ve azalan rijitliğe bağlı olarak yerdeğiştirme problemlerini ön plana çıkartır. Özellikle ikinci mertbe ($P-\Delta$) etkileri bu tarz binalar için kritik bir öneme sahip olmaya başlar. Kat ötelemeleri bakımından yönetmeliklerin belirlediği sınırlar içinde kalınsa bile cam cephe kaplamaları gibi yapısal olmayan elemanların güvenliği açısından da yerdeğiştirmelerin belirli sınırlar içinde tutulması gerekir.

Esnek ve yüksek yapılarda bir diğer sorun, rüzgâr yüklerinin düşük ivme değerlerinde binada belirli bir salınıma sebep olmaları ve bu salınımın bina içindeki insanları psikolojik olarak rahatsız etmesidir. Konfor şartı da denilen bu problem için rüzgâr yükleri açısından yapı salınımlarının sınırlandırılması oldukça önemlidir [1].

Küçük boyutlu yapı elemanlarıyla gelen bu problemler yapı mühendislerini farklı taşıyıcı sistemlerin kullanımına itmiştir. Bu farklı taşıyıcı sistemlerden en yaygın olarak kullanılanlarından biri Dıştan Destekli (*Outrigger*) sistemlerdir (Şekil 1.2). Bu sistem, özellikle rüzgâr yükleri altında konfor şartını sağlayabilmesi, bu sayede kat adedini de ciddi oranda arttırabilmesi sebebiyle birçok yüksek binada kullanılmıştır. Dıştan destekli sistemin uygulandığı ilk bina Kanada'nın Montreal şehrinde 1962 senesinde inşa edilen 190m uzunluğundaki Place Victoria binasıdır (Şekil 1.3) [4].



Şekil 1.2 : Taşıyıcı sistem tipleri [5].



Şekil 1.3 : Dıştan destekli yüksek bina, Place Victoria.

Ülkemizde yüksek binaların yapımı son yıllarda hız kazanmaya başlamış olmasına rağmen taşıyıcı sistem tercihleri daha çok konvansiyonel sistemler olmuştur. Dıştan destekli (*Outrigger*) sistemlerin uygulandığı binalar mevcut olsa da kullanım alanları sınırlı kalmıştır.

Dıştan destekli sistemler çelik ve betonarme olmak üzere iki şekilde kullanılmaktadır. Özellikle Kuzey Amerika’da çekirdek, destek kolonu ve destek kirişleri çelik olarak tercih edilirken, Çin’de bu yapı elemanları betonarme olarak tercih edilmektedir. Hong Kong’da ise destek kolonları kompozit, destek kirişi çelik, çekirdek ise betonarme olarak kullanılmaktadır [4]. Bunun yanında akademik çalışmalarda genel tercih çelik yapı elemanları olmuştur.

1.1 Tez Çalışmasının Amacı

Bu tez çalışması kapsamında genel olarak çoklu dıştan destekli sistemler incelenmiş ve dıştan destek kirişinin yerleşiminin sistem üzerinde hangi farklılıkları yarattığının üzerinde durulmuştur. Uygulamada dıştan destekli sistemlerin temel kullanım amacı rüzgâr yükleri altında konfor şartının sağlanması olmuştur. Bu çerçevede, literatürdeki sayısal çalışmalar rüzgâr yükleri altında doğrusal davranışın incelenmesi şeklinde ortaya çıkmıştır. Deprem yükleri altındaki çalışmalar mevcut ise de doğrusal olmayan davranış açısından yapılan incelemeler sınırlı kalmıştır. Bu sebeple yapılan çalışma kapsamında dıştan destekli sistemlerin deprem etkileri altındaki davranışının incelenmesi tercih edilmiştir. Yatay yük olarak rüzgâr yükleri ihmal edilerek, sadece deprem yükleri dikkate alınmıştır. Ayrıca destek kirişi, genel tercihin aksine betonarme yapı elemanı olarak seçilmiş ve boyutlandırması araştırma konusuna dâhil edilmiştir. Çalışmanın ilk aşamasında çoklu dıştan destekli bir sistemin tasarımı doğrusal hesap yöntemi ile yapılmış, daha sonra doğrusal olmayan hesap yöntemlerinden olan Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi kullanılarak bina kapasite eğrisi ve mafsallaşmalar incelenmiştir. Bir sonraki bölümde, destek kirişlerinin farklı katlara konumlandırıldığı dört yeni sistem için doğrusal ve doğrusal olmayan davranış sonuçları kıyaslanmıştır. Son bölümde ise çalışma kapsamında elde edilen tüm sonuçlar sıralanmıştır.

2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI

Dıştan destekli sistemler ile ilgili yapılan çalışmalarda en temel araştırma konusu destek kirişinin konumu olmuştur. Birçok yazar belirli kabuller altında teorik çalışmalar ile uygun konuma ulaşmaya çalışmıştır. Bazı çalışmalarda uygun konum için sayısal çalışmalar yapılmış ve etkiler gözlenmiştir. Çoğunlukla teorik çalışmalar için önerilen kiriş konumu sayısal çalışma ile elde edilen sonuçlarla tutarlılık göstermiştir. Çalışmalarda sistemlerin maruz kaldıkları yatay yük olarak rüzgâr etkileri tercih edilmiştir. Deprem yükleri altında yapılan incelemeler mevcut olmasına karşın sınırlı kalmıştır.

Dıştan destekli sistemler ile ilgili ilk çalışma Taranath [6] tarafından 1974 yılında yapılmıştır. Çalışmada belirli kabul ve basitleştirmeler altında tek dıştan destek kirişinin tepe deplasmanına etkisi araştırılmıştır. Bu kabul ve basitleştirmelerden bazıları şunlardır; kolonlar sadece eksenel kuvvet taşımaktadır, dıştan destek kirişi sonsuz rijittir ve perde temele rijit bağlıdır. Çekirdek perde konsol bir çubuk, dıştan destek ise bu çubuk üzerinde bulunan dönme yayı olarak düşünülmüştür. Elde edilen bu birinci dereceden hiperstatik sistemin tepe yerdeğiştirmesi yayın konumu cinsinden uygunluk koşulları kullanılarak formüle edilmiştir. Çözümüne göre destek kirişinin yapı yüksekliğinin (H) en üstünden itibaren $0.455H$ konumuna yerleştirilmesi ile minimum tepe deplasmanına ulaşılacağı sonucuna varılmıştır. Makalede ayrıca destek kirişinin farklı konumlarda olmasının tepe deplasmanı açısından değişimi grafiksel olarak verilmiştir. Yazar daha sonra yayınlanan kitaplarında da dıştan destekli sistemler ile ilgili incelemeler yapmıştır [3].

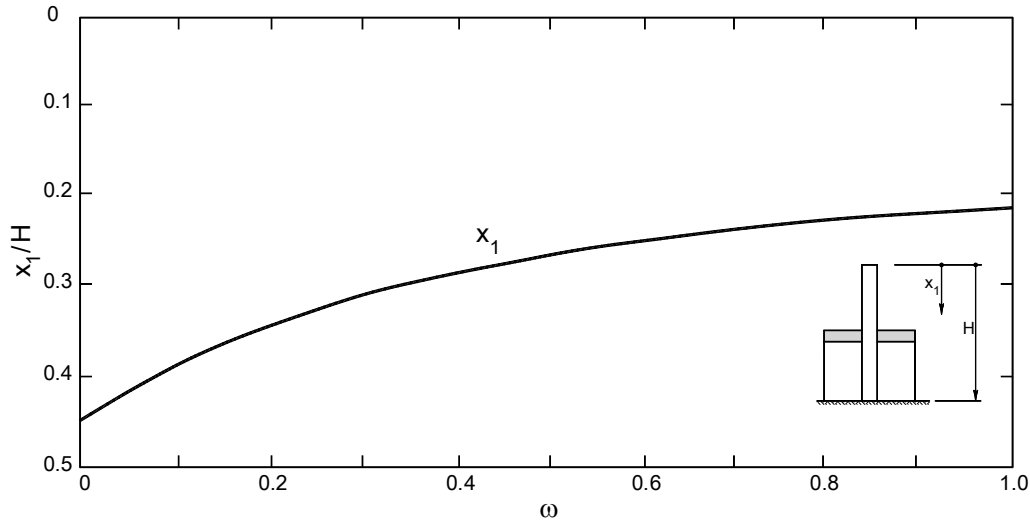
Dıştan destekli sistemler için yapılan bir diğer çalışma Smith, Salim [7] tarafından 1981 yılında yayınlanmıştır. Aynı çalışma Smith, Coull [1] tarafından hazırlanan kitapta da yer almıştır. Bu çalışmada Taranath'ın [6] makalesine benzer şekilde, sistemin lineer elastik olduğu, kolonların sadece eksenel kuvvet taşıdığı, eleman enkesitlerinin sabit olduğu kabul edilip dıştan destek dönme yayına, perde ise konsol çubuğa dönüştürülmüştür. Bu çalışmanın Taranath'ın makalesine göre en büyük farkı dıştan destek kirişinin sonsuz rijit alınmaması ve eğilme rijitliğinin hesaba

katılmasıdır. Çalışma sonucunda çoklu dıştan destekli sistemler için n dıştan destek adedi olmak üzere; $(1/n+1)$, $(2/n+1)$, $(3/n+1)$, $(4/n+1)$, , $(n/n+1)$ yerleşimi tavsiye edilmiştir. Ayrıca çalışmada destek kirişinin optimum konumu, tepe deplasmanındaki azalma ve perde devrilme momentindeki azalmayı gösteren bir grafik metot önerilmiştir. Bu metot, perde eğilme rijitliği, dıştan destek kirişi eğilme rijitliğini ve kolon aksel rijitliğini içeren boyutsuz ω katsayısına bağlı olarak ilgili grafikten okuma yapılması şeklinde özetlenebilir. Grafikler tek dıştan destekli sistemden, dört dıştan destekli sisteme kadar hazırlanmıştır. Örnek olarak Şekil 2.1’de tek destek kirişli sistem için optimum kiriş konumunu veren grafik gösterilmiştir . ω değişkeni;

$$\omega = \frac{d}{12EI_o} \left(\frac{H}{EI_w} + \frac{2H}{EAd^2} \right)^{-1} \quad (2.1)$$

d	Kolonlar arası mesafe
H	Sistem yüksekliği
EA	Kolon uzama rijitliği
EO	Dıştan destek kirişinin etkin eğilme rijitliği
EW	Çekirdek eğilme rijitliği

şeklinde tanımlanmıştır [1,7].



Şekil 2.1 : En uygun destek kirişi konumunun grafiksel metot ile bulunması [7].

Hem Smith ve Salim [7] hem de Taranath [6] çalışmalarında kayma deformasyonlarını dikkate almamışlardır. Kayma deformasyonlarının dikkate

alındığı çalışma Hoenderkamp tarafından ilk olarak 2000 yılında yayınlanmıştır. Çalışma doğrudan dıştan destekli (*outrigger*) sistemler ile ilgili olmasa da, davranış prensipleri çok benzer olan cephe destekli (*façade rigger*) sistemler üzerinedir. Cephe destekli sistemler; taşıyıcı sistemde yatay yük doğrultusunda cephelere yerleştirilen rijit elemanlardan oluşurlar. Bu sistemlerin çalışma prensibi dıştan destekli sistemlerde olduğu gibi, cephedeki kolonların yatay yük altında harekete geçirilerek, yatay yükün taşınmasına katkı sağlanması üzerine kurulmuştur. Dıştan destekli sistemlerde destek kirişleri doğrudan çekirdek perdeye bağlı iken, cephe destekli sistemlerde destek kirişi ile perde arasında doğrudan bir bağlantı yoktur. İki yapı elemanı arasındaki bağlantıyı eğilme rijitliği sonsuz kabul edilen döşemeler sağlamaktadır. Çalışmada temel olarak Smith ve Salim'in [7] ortaya koyduğu grafiksel metodun geliştirilmesinin amaçlandığı söylenebilir. Makalede Smith ve Salim'in çalışmasında olduğu gibi [7] perde eğilme rijitliği, destek kirişlerinin eğilme rijitliği, destek kolonlarının uzama rijitliği dikkate alınmıştır. Bu rijitliklere Smith ve Salim'in [7] çalışmasından farklı olarak destek kirişinin kayma rijitliği (GA_f) eklenmiştir. Sistem uygunluk koşulları ile cephe desteğinin perde devrilme momentinde oluşturacağı azaltma,

$$M_c = \frac{w(H^3 - x^3)}{6EI_w} \left[\left(\frac{1}{EI_w} + \frac{2}{EA_c d^2} \right) (H - x) + \frac{d}{12EI_f} + \frac{1}{hGA} \right]^{-1} \quad (2.2)$$

d	Kolonlar arası mesafe
H	Sistem yüksekliği
EA	Kolon uzama rijitliği
EI_f	Cephe destek kirişinin (<i>façade rigger</i>) eğilme rijitliği
GA_f	Cephe destek kirişinin (<i>façade rigger</i>) kayma rijitliği
h	Cephe destek kirişinin (<i>façade rigger</i>) yüksekliği
EI_w	Çekirdek eğilme rijitliği
x	Destek kirişinin sistem tepe noktasına olan mesafesi
w	Yatay yük

şeklinde elde edilmiştir. Ayrıca çalışma sonunda 29 katlı bir bina üzerinde cephe destek kirişinin eğilme ve kayma rijitliklerinin tepe yerdeğiştirmesine etkileri

araştırılmış, %65-130 arasında farklılıklar elde edilmiştir. Çalışmada cephe destek kirişinin eğilme ve kayma rijitliklerinin dikkate alınması gerektiği özellikle vurgulanmıştır [8].

Yazarlar 2003 yılında yayınladıkları ikinci makalelerinde, birinci çalışmalarını geliştirilerek perde kayma rijitliklerini de göz önüne almışlardır ve ω katsayısının yanında sistem yüksekliği için yine boyutsuz olan β katsayısını önermişlerdir [9].

Hoenderkamp ve Bakker 2003 yılında [9] cephe destekli sistemler için yaptıkları çalışmayı dıştan destekli (*outrigger*) sistemler için de hazırlamışlardır. Çalışmada toplam beş rijitlik kullanılmıştır. Uygunluk koşulları kullanılarak destek kirişinde oluşan moment ve tepe deplasmanı S_v ve S_h cinsinden,

$$M_r = \left[\frac{w(H^3 - x^3)}{6EI_t} + \frac{wx}{\alpha GA_t} \right] \left[\frac{H}{(H-x)S_v + H \times S_h} \right] \quad (2.3)$$

$$S_v = \frac{H}{EI_t} + \frac{H}{EI_c} \quad (2.4)$$

$$S_h = \frac{1}{\alpha} \left[\frac{b}{24EI_o} + \frac{1}{hGA_o} + \frac{1}{hGA_t} \right] \quad (2.5)$$

$$\Delta = \underbrace{\frac{wH^4}{8EI_t} + \frac{wH^2}{2GA_t}}_{\text{Çekirdek}} - \underbrace{\frac{M_r(H^2 - x^2)}{2EI_t} - \frac{M_r}{\alpha GA_t}}_{\text{Dıştan Destek}} \quad (2.6)$$

H	Sistem yüksekliği
EI_t	Çekirdek eğilme rijitliği
GA_t	Çekirdek kayma rijitliği
EI_o	Dıştan destek (<i>outrigger</i>) kirişi eğilme rijitliği
GA_o	Dıştan destek (<i>outrigger</i>) kirişi kayma rijitliği
EI_c	Kolon aksenal rijitliğine bağlı olarak elde edilen kolon eğilme rijitliği
x	Destek kirişinin sistem tepe noktasına olan mesafesi
w	Yatay yük
α	Perde merkezinden kolonlara olan mesafenin dıştan destek kirişi uzunluğuna oranı

elde edilmiştir. Çalışmada destek kirişinin optimum yerinin Smith ve Salim'in sunduğu [7] ω katsayısına bağlı grafiksel metot ile bulunabilmesi için sistem yüksekliğinin boyutsuz β katsayısı ile çarpılması gerekmektedir. Çalışma sonunda üç ayrı sistemle elde edilen sonuçlar grafiksel metot sonuçları ile kıyaslandığında maksimum %4'lük hatanın olduğu görülmüştür. Ayrıca çalışma sonunda örnek olarak ele alınan 87m yüksekliğindeki binada, destek kirişi için en uygun konum bina üst noktasından itibaren 0.32H olarak elde edilmiştir. Destek kirişinin bu konumda olması ile çekirdek devrilme momentinde %18.2, tepe deplasmanında ise %28.9 oranında azaltma meydana getirdiği görülmüştür [10].

$$\beta = \sqrt{\frac{\alpha G A_t}{E I_t}} \quad (2.7)$$

Hoenderkamp tarafından 2004 senesinde aynı sistem temel ilave edilerek incelenmiştir. Zemin profili sistemde yay olarak modellenmiştir ve yay sabitleri altıncı rijitlik olarak göz önüne alınmıştır. Çalışmada diğer makalelerin sonunda incelenen örnek bina için dıştan destek kirişinin en uygun konumu sistemin tepe noktasından 0.34H mesafesinde elde edilmiştir. Bu konumda çekirdek devrilme momentinde %23.4, tepe deplasmanı değerinde ise %37'lik azaltmaya ulaşılmıştır. Yay sabitinin dıştan destek kirişinin konumuna etkisi; ilk olarak perde altı temelının dönme rijitliğindeki, ikinci olarak ise kolon altı temelının dönme rijitliğindeki artışın etkisi olmak üzere iki aşamada incelenmiştir. Birinci aşamada perde altı temelının dönme rijitliği sonsuz olarak kabul edilmiş ve destek kirişinin optimum konumunun 0.293H ile yukarı kaydığı görülmüştür. Bu konuma göre perde devrilme momentinde %18.9, tepe deplasmanı ise %34.6 oranında azalma göstermiştir. Elde edilen sonuçlar ile, çekirdek altı temelindeki dönme rijitliği artışının dıştan destek sisteminin performansına olumsuz yönde etki ettiği belirlenmiştir. İkinci aşamada kolon altı temelının sonsuz dönme rijitliğine sahip olduğu düşünülmüş ve optimum konum 0.362H ile aşağı kaymıştır. Destek sisteminin perde devrilme momentinde yarattığı azaltma oranı %25.7'ye çıkarken, tepe deplasmanında bu oran %39.8 olarak elde edilmiştir. Bu sonuca göre kolon altı temelinde dönme rijitliğinin artırılmasının dıştan destekli sistemin performansını arttırdığı sonucuna varılmıştır [11].

Hoenderkamp 2003 [10] yılında yaptığı çalışmasını 2008 senesinde iki dıştan destek kirişi için geliştirmiştir. Çalışmada yine beş adet rijitlik göz önüne alınmıştır. Makalede temel araştırma konusu olarak, bir dıştan destek kirişinin a konumunda

sabit tutulması ile belirsiz olan x konumundaki ikinci dıştan destek kirişinin optimum yerinin bulunması seçilmiştir. Yerdeğiştirme formülleri ikinci destek kirişinin (x konumundaki), konumu sabit tutulan destek kirişinin (a konumundaki) üstünde veya altında olmasına göre iki adımda elde edilmiştir. Çalışma sonunda diğer makalelerde olduğu gibi 87m'lik örnek bir bina için elde edilen sonuçlar uygulanmış ve hesap çıktıları karşılaştırılmıştır. İlk olarak sabit tutulan destek kirişinin sistemin en üstüne konumlandırılması, ikinci destek kirişinin sistem ortasında bulunmasının en uygun sonuçları verdiği görülmüştür. Ancak destek kirişlerinin eğilme rijitliğinin sonsuz kabul edilmesi ile bu konum yapı en üstünden itibaren $0.577H$ olarak elde edilmiştir. Ayrıca sabit tutulan destek kirişinin yukarı kaydırılması ile paralel ikinci destek kirişi için en uygun konumun da yukarı kayacağı sonucuna ulaşılmıştır. Farklı konumlar için çalışmada elde edilen sonuçlar Çizelge 2.1'de gösterilmiştir. Sonuçlara göre Smith ve Salim'in [7] sunduğu grafiksel metot ile elde edilen yerleşimin en uygun sonucu verdiği görülmüştür [12].

Çizelge 2.1 : Destek kirişlerinin konumunun kıyaslanması [12].

Destek kirişi adedi	Yerleşim açıklaması	Kat numarası		Azaltma yüzdeleri %	
		Destek kirişi 1	Destek kirişi 2	Deplasman	Moment
2	Sistem tepesinde sabit ve optimum yerleşimde	29	15	44.70	26.60
1	Sistem tepesinde sabit ^a	29	-	32.60	16.30
1	Önerilen en uygun yerleşimde ^{a,b}	20	-	37.30	20.90
1	Sistem ortasında sabit ^a	15	-	34.70	23.10
2	İki destek kirişi de tavsiye edilen en uygun yerleşimde ^b	23	14	45.80	28.00

a Hoenderkamp [11]; b Smith ve Salim'in [7] çalışmalarına göre $\omega=0.27$ için optimum yerleşimler

Yukarıda bahsedilen çalışmalarda genel olarak yatay yükün düzgün yayılı olduğu kabul edilmiştir. Yatay yükün üçgen olması hâlinde Wu ve Li'nin çalışmasına göre destek kirişi için en uygun yer %4-5 oranında daha yukarıda olmaktadır. Ayrıca aynı makalede destek kirişlerinin bulunduğu kat için doğrusal olmayan analiz sonucu zayıf kat oluşumuna dikkat edilmesi gerektiği belirtilmiştir. Özellikle tasarım aşamasında, bina ortalama rijitliği ile destek kirişlerinin rijitliğinin eşitlendiği sınırlı rijitlik yaklaşımının benimsenerek çözümün yapılabileceğine dikkat çekilmiştir [13].

Nair tarafından 1998 yılında yapılan çalışma doğrudan dıştan destekli sistemler ilgili olmasa bile içerdiği uyarıların dıştan destekli sistemler açısından da göz önüne alınması anlamlıdır. Çalışma, ilk olarak Smith ve Coull'un [1] bahsettiği destek

kirişinin doğrudan perde ile bağlantısız olarak cephelerde teşkil edilmesi üzerine elde edilen *offset outrigger* (kenar destekli sistemler) olarak tanımlanan sistemler üzerinedir. Günümüzde bu sistemler *virtual outrigger* (görsel destek kirişi) olarak isimlendirilmekte ve genellikle *belt truss* (kemer kafesi) şeklinde oluşturulmaktadırlar. Makalede diğer çalışmaların haricinde dikkat çekilen konu, düşey yükler altında kolon ve perdelerde oluşacak farklı uzamalar açısından destek kirişinin yeterli rijitlikte olması ve bağlantısının bu farklı uzamaların yaratacağı problemleri aşabilmek adına bina inşası tamamlandıktan sonra yapılması gerektiğidir. Çalışma 75 katlı bir bina örneği ile sonlandırılmıştır. Ele alınan örnekte taşıyıcı boyutları ayrıntılı olarak aktarılmıştır. Özellikle kemer kafesini (*belt truss*) mesnetleyen kolonların enkesiti diğer kolonlara oranla iki kat büyük olarak elde edilmiştir. Ayrıca rüzgâr yükleri altında tepe deplasmanları; destek kirişsiz, konvansiyonel dıştan destekli sistem (*outrigger*) ve kemer kafesli (*belt truss*) sistem için sırasıyla; 275.59cm (108.50in), 64.26cm (25.30in) ve 94.23cm (37.10in) olarak elde edilmiştir [14].

Destek kirişinin optimum konumunun bulunmasının haricinde sayısal çalışmalar da literatürde mevcuttur. Kian ve Siahaan tarafından yapılan çalışmada [15] iki aşamalı olarak, 2 boyutlu (40 kat) ve 3 boyutlu (60 kat) tamamen betonarme yapı elemanlarıyla tasarlanan sistemler üzerinden tepe yerdeğiştirmeleri araştırılmıştır. 2 boyutlu modeller; dıştan desteksiz, farklı konumlardaki tek dıştan destekli ve bir dıştan destek kirişi sistemin en üstünde iken diğerinin farklı konumlarda bulunduğu iki dıştan destekli sistemler şeklinde oluşturulmuştur. Çözüm sonuçlarına göre; tepe deplasmanını en fazla azaltan yerleşim H bina yüksekliği olmak üzere, tek destekli sistem için destek kirişinin bina ortasında olması (0.50H), iki destek kirişli sistem için ise destek kirişlerinin H-0.50H konumunda olmasıyla elde edilmiştir. Tek dıştan destekli sistem için tepe deplasmanında %56'lık bir azaltma elde edilirken, iki dıştan destekli sistem için bu azaltma %65 olarak belirlenmiştir. Çalışmanın ikinci kısmında ise 3 boyutlu olarak modellenen tek dıştan destekli ve iki dıştan destekli sistemler incelenmiştir. Bu sistemler de kendi içinde, dıştan destek kirişinin tek kat yüksekliğinde ve iki kat yüksekliğinde teşkil edilmesine göre Model-A ve Model-B olarak iki gruba ayrılmıştır. Tek dıştan destekli sistem için optimum lokasyon %14'lük azalma ile 0.425H (36.kat), iki dıştan destekli sistem için ise %18'lik azalma ile H-0.475H (33.kat) olarak elde edilmiştir [15].

Tok ve diğ. tarafından 2015 senesinde yapılan çalışmada; Wu ve Li'nin uyarılarına benzer şekilde destek katının katlar arası rijitlik düzensizliğine sebep olacağı, bu durumun dıştan destekli sistemlerin olumsuz yönü olarak sayılabileceği belirtilmiştir. Ayrıca makalede diğer çalışmalarda bahsedilmeyen; herhangi bir elemanın anî göçmesi durumunda dıştan destek sisteminin alternatif yük transferi yolu sağlayacağına dikkat çekilmiştir. Bu özellik; destek kolonları ile aynı cephede bulunan tali kolonlardan birinde göçme oluşması durumunda cephedeki kirişler vasıtasıyla destek kolonlarında çekme kuvveti oluşturacağı ve destek kirişi yardımıyla bu yükün perdeye aktarılacağı şeklinde açıklanmıştır. Ayrıca çalışma sonunda 39 katlı üç sistem üzerinde sayısal örnekler ile yapı davranışı incelenmiştir. İlk model konvansiyonel dıştan destek içermeyen sistem, ikinci ve üçüncü modeller ise burkulması önlenmiş çelik çapraz ile teşkil edilen sırasıyla iki kat ve bir kat yüksekliğindeki destek kirişlerinden oluşturulmuştur. İkinci ve üçüncü modelde destek kirişi adedi iki olarak belirlenmiştir. Birçok çalışmada özellikle kaçınılması gerektiği belirtilmesine rağmen bu çalışmada döşemeler rijit diyafram olarak modellenmiştir. Çalışma sonucunda, iki katlı olarak modellenen destek kirişinden daha iyi sonuçlar elde edilmiştir. Ayrıca yazarlar destek katlarından aktarılan ciddi kesme kuvvetlerine de dikkat çekmişlerdir [16].

Günümüz yönetmeliklerinde özel olarak dıştan destekli sistemlerin tasarımı, boyutlandırılması konularında şartlar bulunmamasına rağmen, CTBUH'in bu sistemler için hazırladığı bir dizayn rehberi [17] bulunmaktadır. Bu rehber dıştan destekli sistemler ile ilgili dikkat edilmesi gereken konuları, tasarım ile ilgili tavsiyeleri, destek kirişi ile ilgili daha önce yapılmış uygulamaları içermesine rağmen, doğrudan tasarımda kullanılacak eşitlikleri ve bağıntıları içermemektedir. Ancak içerdiği tavsiyelerin birçoğunun yönetmeliklerde bulunmaması bu dizayn rehberini oldukça önemli kılmaktadır. Rehberde, Nair'in [14] dikkat çektiği kolon ve perdelerde eksenel yük altında oluşacak zamana bağlı kısaltmalar probleminden; betonarme kolon-perdeli ve betonarme perde-çelik kolonlu sistemler olarak iki tipte bahsedilmiştir. Özellikle betonarme binalar için düşey yüklerin destek kirişinin bulunduğu katta tekrar dağıldığı, bu sayede sünme ve büzülme etkilerinin engellendiği bilgisi verilmiştir. Betonarme binalarda genellikle kolonlarda oluşan eksenel kuvvetler perdeler göre daha fazladır. Destek kirişi ilavesi ile düşey yük destek katında perdeye kayma eğilimine girerek dağılır. Bu dağılma destek kirişinin

olumlu bir etkisi olarak sayılabilir. Betonarme perde ve çelik kolonlardan oluşan sistemlerde ise bu durum aynı değildir. Bu tarz binalarda sadece perdelerde büzülme ve sünme etkileri ile kısaltmalar oluşacaktır. Sonuç olarak farklı kısaltmalar destek kirişlerinde ciddi iç kuvvetler oluşturacaktır. Bu durumu engellemek için Nair'ın [14] da önerdiği şekilde destek kirişinin montajı tüm bina inşa edildikten sonra yapılabilir. Rehberin bu probleme sunduğu ikinci çözüm ise destek kirişi bağlantısında sönümleyici kullanımı olmuştur [17].

CTBUH dizayn rehberinde bahsi geçen bir diğer önemli konu; Wu ve Li'nin çalışmalarında [13] bahsettikleri dıştan destekli sistemlerde zayıf kat oluşumu tehlikesi ile ilgilidir. Rehberde bu tehlike için farklı bir yaklaşım ortaya koyulmuştur. Özellikle yönetmeliklerin yumuşak kat ve zayıf kat kuralları göz önünde tutularak bu koşulların dıştan destekli sistemler için geçersiz olacağı üzerinde durulmuştur [17]. Bu çalışma kapsamında Bölüm 3 içindeki düzensizlik kontrolleri kısmında rehberin yaklaşımı ayrıntılı olarak açıklanmıştır.

Dizayn rehberinde belirtilen en önemli tasarım kriteri ise destek kolonları ile destek kirişi için sunulan deprem yükleri altındaki kapasite tasarımıdır. Özellikle günümüz yönetmeliklerinde düşey taşıyıcıların moment olmaksızın her durumda depremin talep ettiği eksenel kuvvetleri taşıması yaklaşımı göz önünde bulundurularak iki tasarım yolu önerilmiştir. Bu yollardan ilki arttırılmış deprem yüklerine göre hesap yapmaktır. Bu seçenek ile hem destek kolonu hem de destek kirişinde hasar meydana gelmeyecektir, ancak elde edilen taşıyıcı boyutları ve detaylar oldukça ürkütücü olacaktır. Bunun yerine rehber ikinci seçenek olarak bir kapasite tasarımı önermiştir. İkinci seçeneğe göre dıştan destek kolonunun yeterli çekme ve basınç kapasitesinin olması için ve ilk olarak mafsallaşmasının veya burkulmasının engellenebilmesi, destek kirişlerinin bir sigorta görevi göreceği şekilde deprem yükleri altında mafsallaşmasının kabul edilmesi gerektiği belirtilmiştir. Bu durumda destek kirişlerinin boyutlandırılmasının rüzgâr yüklerine göre yapılması tavsiye edilmiştir. Bu şekilde destek kirişlerinin nispeten çabuk mafsallaşması ve destek kolonlarına aktaracakları yüklerin kontrol edilerek çekme ve basınç kapasitelerinin yeterliliğinin sağlanması tavsiye edilmiştir. Bu yaklaşım altında destek kirişlerinin Burkulması Önlenmiş Çelik Çapraz (*Buckling Restrained Brace, BRB*) (Şekil 2.2) ile teşkil edilmesi önerilmiştir. Burkulması önlenmiş çelik çapraz kullanımının getirdiği avantajlar şu şekilde sıralanmıştır;

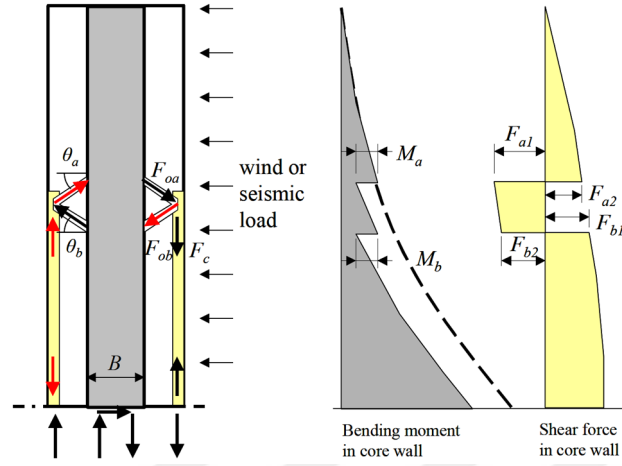
- Ölümlü elemanlar olmaları sebebiyle basınç ve çekme kapasiteleri elastik ve plastik olarak test edilerek belirlenebilmektedir. Bu şekilde destek kolonlarına öngörülenin haricinde yük aktarılması engellenebilmektedir.
- Basınç kuvvetleri altında burkulma problemleri aşılmaktadır.
- Doğrusal olmayan davranış altında enerji yutarak bina performansını arttırılabilmektedirler.
- Konvansiyonel çelik çaprazlara kıyasla daha uygulanabilir bağlantı detayları ortaya çıkartabilmektedirler [17].



Şekil 2.2 : Burkulması önlenmiş çelik çapraz uygulaması.

Yukarıda bahsedilen çalışmalarda iç kuvvet bazında genellikle çekirdek devrilme momentindeki azaltmadan bahsedilmesine rağmen destek kirişlerinden perdeler kesme kuvvetlerinin de aktarılacağı açıktır. Özellikle perdeye aktarılan yüklerin ve bu yüklerin anî değişiminin (Şekil 2.3) etkisi araştırma konusu yapılmamıştır. Su, Wong ve Chandler'in 2005 yılında yayınladıkları çalışmalarında destek kirişi ve betonarme çekirdek ilişkisi çubuk model (*strut-and-tie*) yöntemi ile araştırılmıştır. Çalışmada özellikle daha önce yapılan sarsma tablası deneylerinde destek kirişi üst ve alt noktalarından perdelerde kesme-eğilme hasarlarının oluştuğu belirtilmiştir. Çalışmada gerilme yörüngeleri (*trejektuvar*) kullanılarak çekirdek perdede oluşan çekme ve basınç kuvvetlerinden yük akışı belirlenmiştir. Özellikle destek kirişinin aktardığı yükün düşey bileşeninin perdede oluşan aksel kuvvetler ile karşılandığı,

ancak yatay bileşenin perdede oluşturduğu kesme kuvveti için önlem alınması, bu yük aktarımına uygun donatı konfigürasyonunun oluşturulması gerektiği belirtilmiştir [4].



Şekil 2.3 : Çekirdek eğilme momenti ve kesme kuvveti diyagramları [4].

Patil ve Sangle dıştan destekli sistemleri doğrusal olmayan hesap yöntemi ile incelemişlerdir. Çalışmada 20, 25, 30 ve 35 katlı üç açıklıklı 2 boyutlu çelik çerçevelerin deprem yükleri altındaki performansları araştırılmıştır. Performans analizi için itme analizi (*pushover*) yöntemi seçilmiştir. Dıştan destek kirişinin adedi her sistem için 2 olarak belirlenmiştir. İlk destek kirişi sistem tepesinde sabit tutulmuş, diğer kiriş ise kalan tüm katlara sırasıyla yerleştirilmiştir. Oluşturulan her model dört farklı yük dağılımı altında itilmiştir. Push2 olarak tanımlanan ilk dağılım kat kütlelerinin temele mesafesi ile orantılı olan ters üçgen dağılımdır. İkinci dağılım (Push3); ilk mod genlikleri ile kütlelerinin çarpımı ile belirlenmiştir. Üçüncü dağılım (Push4); tüm mod katkıları göz önüne alınarak belirlenmiş olan yük dağılımıdır. Son dağılım (Push5) ise doğrudan kat kütlelerine göre belirlenmiş düzgün yayılı yük dağılımıdır. Çalışmada sonuçlar doğrusal ve doğrusal olmayan hesap sonuçları olmak üzere iki adımda aktarılmıştır. Doğrusal hesap sonuçları daha önce yapılan çalışmalarda veriler ile uyumlu şekilde elde edilmiştir. Bu sebeple çalışmada aktarılan doğrusal olmayan hesap sonuçlarının incelenmesi daha anlamlıdır. İtme analizi sonucu elde edilen kapasite eğrileri incelendiği zaman özellikle farklı yük dağılımlarının sonuçları oldukça etkilediği görülmüştür. Push2 ve Push3 dağılımlarında $0.35H \sim 0.55H$ arasında maksimum taban kesme kuvveti elde edilmesine rağmen, Push4 ve Push5 yük dağılımları için maksimum değerler $0.30H \sim 0.16H$ konumlarında elde edilmiştir. Destek kirişinin olmaması durumu ile

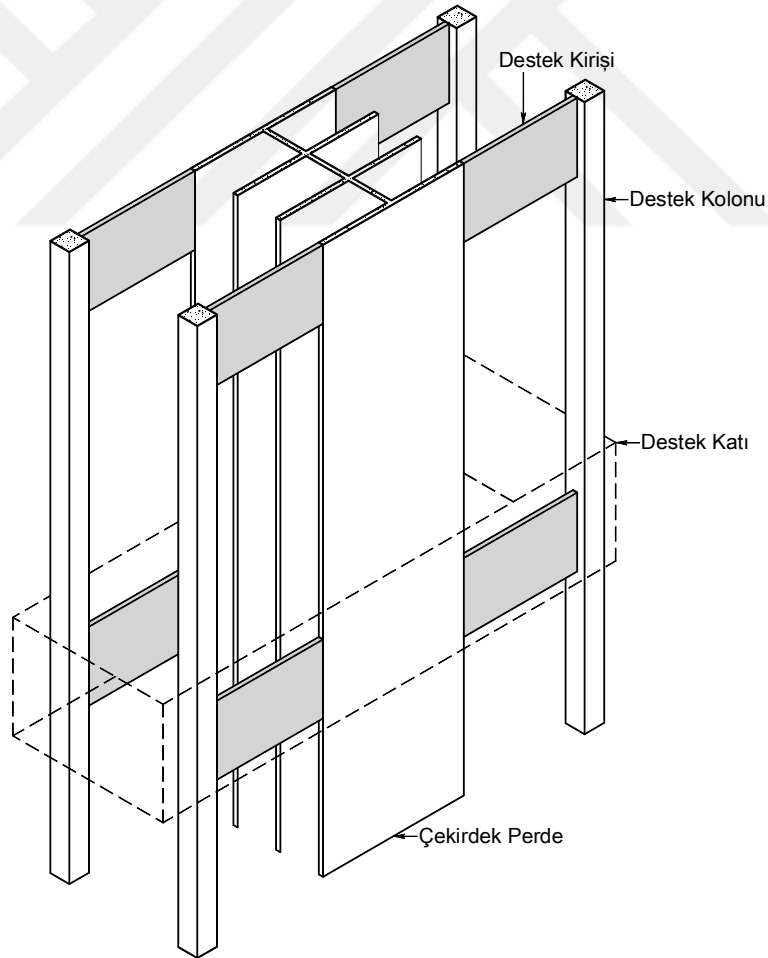
kıyaslandığında, örnek olarak 20 katlı çerçeve için, destek kirişinin konumuna ve yük dağılımına bağlı olarak taban kesme kuvveti %53.72~%73.92 oranında artış göstermiştir. Tepe deplasmanları açısından ise en verimli yerleşimler 20, 30 ve 35 katlı çerçeveler için sırasıyla 0.30H~0.60H, 0.35H~0.66H ve 0.40H~0.68H konumları arasında elde edilmiştir. Push2 ve Push3 ve Push5 analizleri için daha önceki çalışmalarda belirtildiği şekilde ikinci dıştan destek kirişinin yaklaşık sistem ortasına konumlandırılması en uygun sonuçları vermiştir. Çalışmanın sonuç bölümünde yazarlar; ilk destek kirişinin sistem tepesinde olması durumunda iyi bir deprem performansı elde edilebilmesi için ikinci kirişin 0.30H~0.60H konumu arasında yerleştirilmesini tavsiye etmişlerdir [18].

Günümüz yönetmeliklerinde, CTBUH'in dizayn rehberinde [17] de belirtildiği üzere, dıştan destekli sistemlerin tasarımına ilişkin şartlar bulunmamaktadır. Buna karşın dıştan destekli sistemler için bazı tavsiye ve uyarılar mevcuttur. PEER-TBI 2017 [19] dokümanında Ek D kısmında D.11 maddesinde ilk olarak destek kirişlerinden aktarılabilecek maksimum eksenel kuvvetlerin beklenenden fazla olabileceği, destek kolonlarının ve perdelerin eksenel kuvvet ve kesme kuvveti kapasiteleri açısından bu durumun dikkate alınması gerektiği, bu sebeple destek kirişlerinin dayanım fazlalıklarının belirlenmesinin önemli olduğu belirtilmiştir. DBYBHY 2007 [20]'de yerinde dökme taşıyıcı sistemlerden konvansiyonel olanlara yer verildiğinden, yüksek binalarda kullanılan farklı taşıyıcı sistemler yer almamaktadır. Ancak 2019 yılı itibarıyla yürürlüğe girecek olan TBDY [21] 13.A.1.7 maddesinde dıştan destekli sistemlerin kullanılması ile ilgili izin bulunmaktadır. 13.A.2.3 maddesinde ise PEER-TBI 2017 dokümanından uyarlanarak; destek kirişinin destek kolonlarına ve çekirdek perdeye aktaracakları eksenel kuvvetlerin öngörülen düzeyleri aşmamaları ve bu kirişlerin dayanım fazlalıklarına ilişkin önlemlerin alınması gerektiği belirtilmiştir. Son olarak aynı maddede akma yüzeyleri kontrol edilen burkulması önlenmiş çelik çaprazların kullanıldığı kafes sistemlerin kullanımı tavsiye edilmiştir [21].

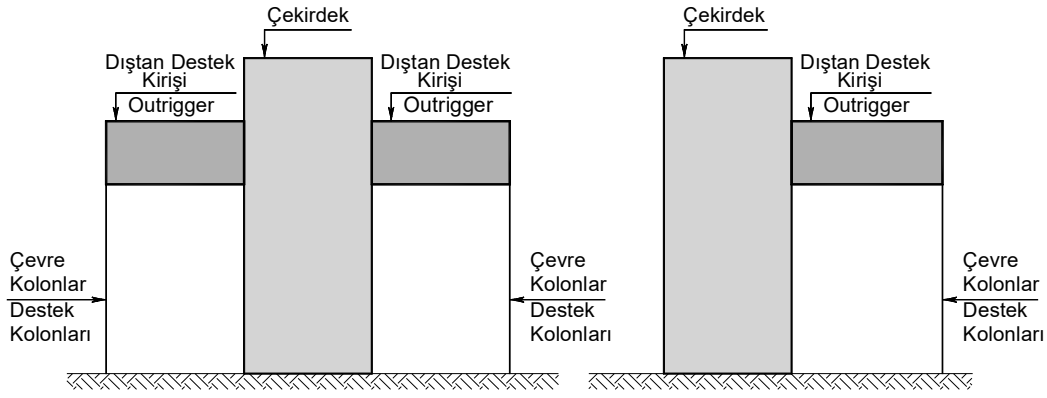
3. DIŞTAN DESTEKLİ (OUTRIGGER) SİSTEMLER

3.1 Giriş

Yüksek binalarda, merkezde bulunan betonarme perdenin veya çelik çaprazlı çerçevelerin rijit elemanlarla çevredeki kolonlara bağlandığı sistemlere dıştan destekli (*outrigger*) sistemler adı verilir. Bu rijit elemanlar destek kiriőı olarak isimlendirilen, bir veya iki kat yüksekliğindeki yapı elemanlarıdır (Şekil 3.1) [3]. Merkezde bulunan çekirdek, bu destek kirişleri yardımıyla tek cephedeki veya her iki cephedeki kolonlara bağlanabilirler (Şekil 3.2) [1].



Şekil 3.1 : Dıştan destekli sistem genel gösterimi.



Şekil 3.2 : Tek ve iki taraflı dıştan destek gösterimi [3].

Dıştan destekli (*outrigger*) sistemler yaklaşık olarak yarım yüzyıldır narin ve yüksek binalarda kullanılıyor olmalarına rağmen tasarım prensibi bin yıllık bir geçmişe sahiptir. Bu sistemler ilk olarak Polinezlerin açık denizlerde seyahat için kullandıkları kanoların dalgalara karşı yatay stabilitesini arttırmak amacıyla geliştirilmişlerdir. Günümüzde kanoların dıştan destekli (*outrigger*) bir örneği Şekil 3.3'te gösterilmiştir. Dıştan destekli kanonun çalışma prensibi dıştan destekli (*outrigger*) binaların çalışma prensibine ışık tutması açısından oldukça önemlidir. Bu prensip şu şekilde özetlenebilir:

- Kano, dalgalara maruz kaldığı zaman alabora olma veya devrilme tehlikesi ile karşı karşıya kalır. Dıştan destekli kanolar ise dalga anında desteğinin manivela etkisiyle alabora olmaya karşı direnç gösterir. Çok büyük ölçekli dalgalarda için desteğin direnci yeterli olmayabilir. Fakat dıştan desteğin alabora olmaya karşı kanonun direncini ciddi anlamda arttırdığı söylenebilir [17]. Dıştan destekli binalarda; çekirdek perde yatay yükler altında dönmeye çalıştığında, dıştan destek sistemi bu dönmeye karşı bir direnç oluşturur. Destek sistemi perdenin dönmelerini bütünüyle engelleyemez, ancak gösterdiği direnç sebebiyle çekirdeğin konsol çubuk şeklinde davrandığı duruma oranla taban devrilme momentini ve tepe deplasmanını azaltabilir.
- Kano dıştan desteği olmadan da dalgalara karşı belirli bir direnç gösterebilir. Ancak kano devrilmese bile taşıdığı insanları rahatsız edecek şekilde salınım yapabilir ve bu salınımın sona erme süresi oldukça uzayabilir. Dıştan destek (*outrigger*) ilavesi dalgadan dolayı oluşan bu salınımı kısmen azaltır. Ayrıca salınım süresini de kısaltarak kanonun daha kısa bir sürede eski konumuna dönmeye sebep olur [17]. Benzer şekilde yüksek binalarda da destek sistemi

(*outrigger*) rüzgâr yükleri altında insanları rahatsız edecek (baş dönmesi, mide bulantısı, panik) salınımlara karşı sistem yatay rijitliğini arttırarak, kat ivmelerinin konfor şartı için belirlenen sınırların altına çekilmesini sağlar. Bu sistemlerin en büyük avantajlarından birisinin, devamlı surette binanın maruz kaldığı düşük ivmeli rüzgâr ve deprem yükleri altında servis koşullarının sağlanabilmesi olduğu söylenebilir. Ayrıca sağlanan rijitlik artışı yüksek yapılar için önem arz eden yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarları minimize etmek için de oldukça faydalıdır [16].



Şekil 3.3 : Outrigger kano [22].

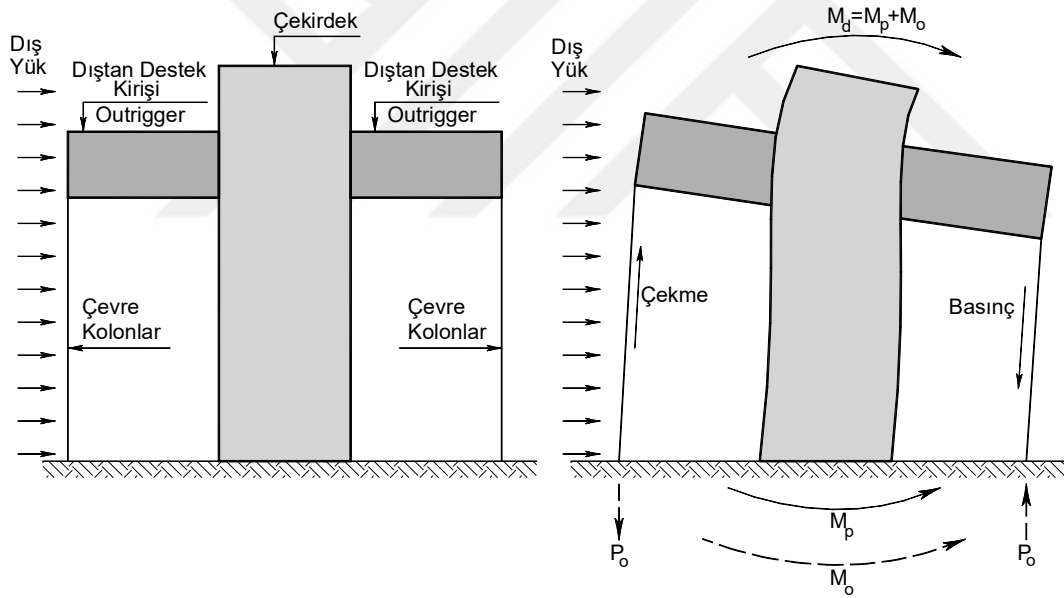
Taşıyıcı sistemlerin etkinliği bina yüksekliği ile orantılı olarak artan yatay yüklere karşı koyabilmeleriyle ölçülür. Yüksek binaların tasarımında ise rijitlik ve stabilite problemleri, yatay ve düşey yüklerin taşınmasına nazaran daha ön plandadır. Dıştan destek sistemi (*outrigger*) taşıyıcı sistemde sağladığı rijitlik artışı ile çokça tercih edilirler. Özellikle dıştan destek sisteminin ilavesiyle bina nispeten narin elemanlar ile daha fazla kat adedine ulaşabilir. Bu sebeple dıştan destekli sistemler günümüzdeki birçok yüksek binada kullanılmışlardır. O hâlde dıştan destekli sistemlerin başlıca avantajları olarak;

- Binanın devamlı olarak maruz kaldığı rüzgâr yükleri altında salınımları konfor şartı sınırları içine çekmesi
- Küçük boyutlu yapı elemanları kullanılarak daha yüksek binaların inşa edilebilmesini mümkün kılması

sıralanabilir.

3.2 Dıştan Destekli (Outrigger) Sistemlerin Taşıyıcı Sisteme Etkisi

Dıştan destekli (*outrigger*) sistemlerde yatay yükün karşılanma prensibi şu şekilde açıklanabilir. Yapı yatay yüke, deprem yükü veya rüzgâr yükü, maruz kaldığı zaman destek kirişi ile mesnetlenmiş olan kolonlar çekirdek perdenin dönmesine karşı direnç gösterir. Bu direnç sayesinde; çekirdek perdede oluşan moment ve yerdeğiştirmeler, dıştan desteğin (*outrigger*) olmadığı, çekirdek perdenin konsol bir çubuk şeklinde davrandığı duruma kıyasla azalır [1]. Artık dış yüklerden dolayı sistemde oluşan devrilme momenti sadece çekirdeğin eğilmesiyle değil çevre kolonlarda oluşan basınç ve çekme kuvvetleri ile beraber taşınır. Kolonlarda oluşan eksenel kuvvet, dış yükün geldiği cephede çekme iken diğer cephede basınçtır (Şekil 3.4) [3]. Dıştan destek (*outrigger*) sistemi ile dıştaki kolonlarda yatay yüklerden oluşacak eksenel kuvvetlerin kolon boyutlarını dıştan destek (*outrigger*) içermeyen sistemlere nazaran arttıracak yorumu yapılabilir.

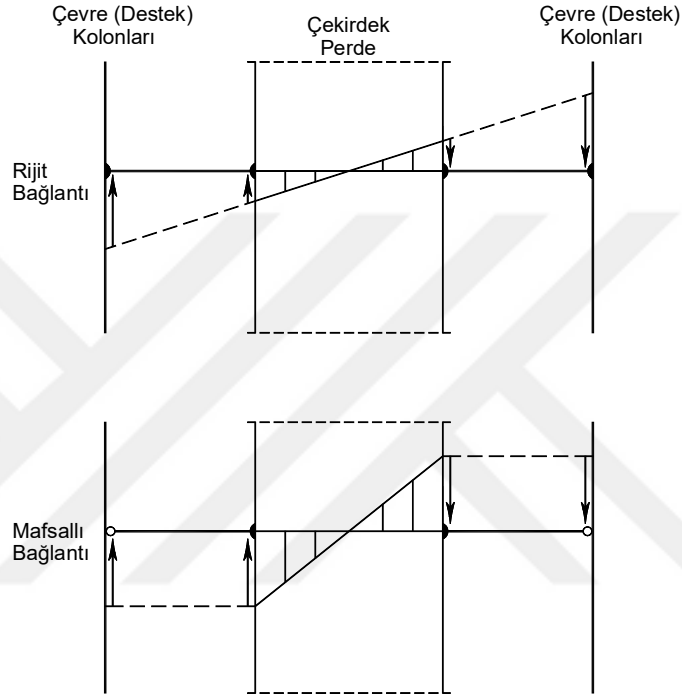


Şekil 3.4 : Yatay yük altında dıştan destekli (*outrigger*) sistemlerin davranışı.

Dıştan destekli sistemler perde devrilme momentini azaltmada etkili olmalarına karşın, perdenin taşıdığı kesme kuvveti açısından bir azaltmaya yol açamazlar. Aksine destek katlarından perdelere aktarılan kesme kuvvetleri ciddi oranda artış gösterir.

Destek kirişleri perdelere rijit olarak bağlı iken, kolonlara rijit (moment aktarır bağlantı) veya mafsallı (moment aktarmayan bağlantı) şekilde bağlanabilirler. Eğer mafsallı bağlantı tercih edilir ise; yatay yük altında eğilme davranışını sadece konsol

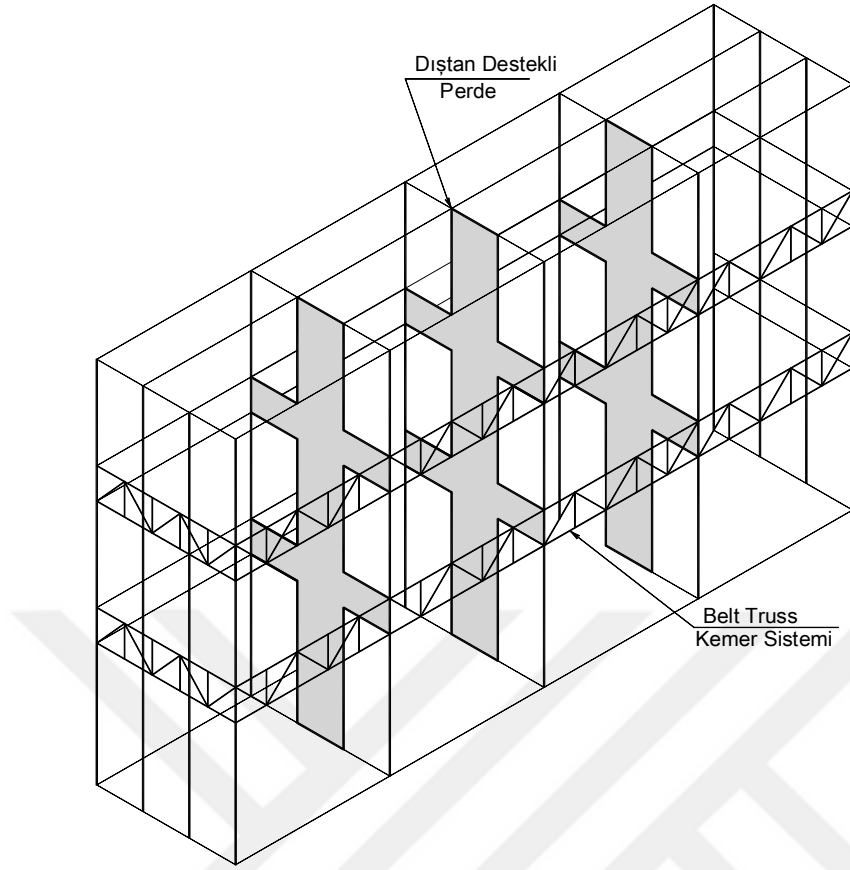
perde gösterecektir. Bunun sonucu olarak, kolonlarda eğilme momenti oluşmazken sadece aksenal kuvvet oluşacaktır. Eğer rijit bağlantı tercih edilir ise tüm sistemin eğilmesi ile birlikte destek kolonları da eğilerek hem aksenal kuvvet hem de eğilme momenti tesirine girecektir. Oluşan eğilme momenti ile kolonun taşıyabileceği aksenal kuvvet azalacaktır ve sonuç olarak çekirdek perde devrilme momentinde azaltılacak değer mafsallı duruma göre daha az olacaktır. Rijit bağlantı ve mafsallı bağlantılar için oluşacak gerilme dağılımları Şekil 3.5'te gösterilmiştir [23].



Şekil 3.5 : Destek kirişi bağlantı tipine göre gerilme dağılımı [23].

Bahis konusu sebeplerden ötürü, çelik yapı elemanı olarak tercih edilen destek kirişlerinin kolon bağlantıları moment aktarmayan, sadece kesme kuvveti aktaran bağlantılar olarak tercih edilirler. Betonarme yapı elemanı olarak tercih edilen destek kirişlerinde mafsallı bağlantı teşkilinin zorluğu göz önüne alınır ise rijit bağlantının tek seçenek olarak kalacağı söylenebilir. Literatürde yapılan teorik çalışmalarda da destek kirişleri kolonlara mafsallı bağlı olarak düşünülmüştür.

Genellikle taşıyıcı sistemlerde dıştan destek (*outrigger*) sisteminin haricinde cephedeki kolonlar da kemer (*belt truss*) adı verilen sistemler ile birbirlerine bağlanırlar [1] (Şekil 3.6). Bu bağlantı ile çekirdek perdede oluşacak moment ve dönmelerin sadece destek kirişleri ile bağlı kolonlar ile değil tüm çevre kolonları ile azaltılması amaçlanır.



Şekil 3.6 : Dıştan destekli sistem ile kemer sisteminin (*belt truss*) kullanımı [1].

3.3 Dıştan Destekli (Outrigger) Sistemlerin Davranışı

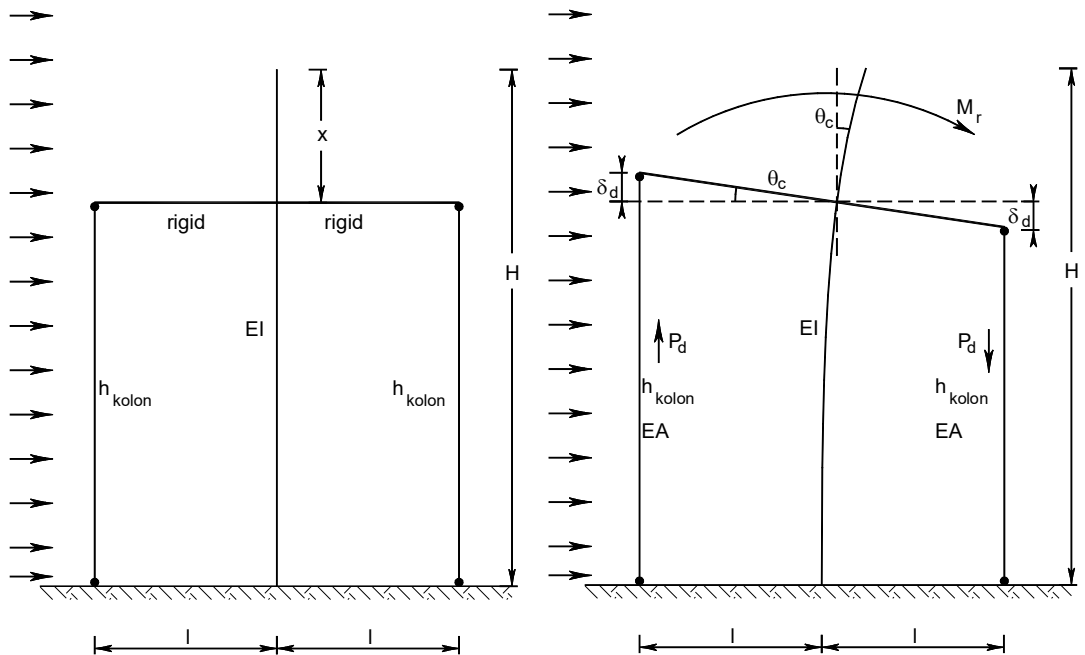
Şekil 3.4'te gösterildiği gibi ve daha önce bahsedildiği üzere, dıştan destekli sistemlerin çalışma prensibi çevre kolonlarında kuvvet çifti oluşturularak çekirdek devrilme momentinin azaltılması üzerine kuruludur. Bu davranış farklı bir tanımlama ile; çekirdek dönmeye çalıştığında destek sisteminin bu dönmeyi tam olarak engelleyemese bile kısmen azaltması şeklinde de ifade edilebilir. Eğer çekirdeğin nispeten daha esnek olduğu ve daha fazla dönebildiği düşünülür ise çevre kolonlarda daha fazla eksenel kuvvet oluşacaktır. Bu durumun tam tersi olarak daha rijit bir çekirdek çevre kolonlarda daha az eksenel kuvvet oluşumuna sebebiyet verecektir. Bu bakış açısı ile destek kolonlarının eksenel kuvvet oluşumunun doğrudan çekirdeğin dönmesine, dolayısıyla eğilme rijitliğine bağlı olduğu yorumu yapılabilir. Ayrıca kurulan bu ilişki daha basite indirgenmek istenir ise, davranışın konsol bir çubuk ucunda perdenin dönmelerini tamamen engellemeyen fakat kısmen kısıtlayan bir yayın olmasına benzediği söylenebilir. O hâlde elde edilen bu iki parametre formüle edilir ise dıştan destekli sistemlerin davranışı daha iyi anlaşılacaktır.

3.3.1 Destek kolonlarının aksel kuvvet ilişkisi ve eşdeğer yay rijitliği

İlk olarak elde edilecek olan parametre destek kolonları ile çekirdek perdenin ilişkisidir. Bu ilişkinin elde edilebilmesi için Şekil 3.7’de gösterilen sistemden faydalanılacaktır.

Şekil 3.7’de gösterilen değişkenler aşağıda açıklanmıştır.

x	Destek kirişinin bina en üst noktasına olan mesafesi
H	Sistem toplam yüksekliği
h_{kolon}	Destek kolonlarının toplam yüksekliği
l	Destek kolonlarının çekirdeğin merkezine olan mesafesi
EA	Destek kolonlarının uzama rijitliği
EI	Çekirdeğin eğilme rijitliği
P_d	Destek kolonlarında oluşan aksel kuvvet
M_r	Destek kolonlarında oluşan kuvvet çiftinin sistem tabanında oluşturduğu moment
θ_c	Çekirdeğin destek kirişi hizasındaki dönmesi
δ_d	Destek kolonlarında oluşan uzama ve kısalma.



Şekil 3.7 : Basitleştirilmiş taşıyıcı sistem.

Şekil 3.7’de gösterildiği gibi; EI eğilme rijitliğine sahip konsol bir çubuk, hemen dışında eğilme davranışı göstermeyen sadece aksel rijitliğe (EA) sahip iki çubuğa rijit kirişler ile bağlı olsun. Sistemde kolonların yatay ötelenmesi ihmal edilirse; yatay yük altında sistemin deformasyonu perdede dönme, kolonlarda ise uzama-kısalma şeklinde ortaya çıkacaktır. Deforme olmuş şekilden elde edilen üçgen üzerinde 3.1 eşitliği yazılabilir.

$$\tan \theta_c = \frac{\delta_d}{l} \quad (3.1)$$

Açılar çok küçük olduğundan dolayı dönme açısının tanjantının kendisine eşit olduğu kabulü yapılır ise;

$$\theta_c = \frac{\delta_d}{l} \quad (3.2)$$

ilişkisi elde edilir. Destek kolonlarının karşıladığı moment 3.3’teki gibi yazılabilir.

$$M_r = P_d \times 2l \quad (3.3)$$

Kolonlarda oluşan uzama ve kısaltmalar ise aksel kuvvetlere (P_d) bağlı yazılmak istenirse;

$$\delta_d = \frac{P \times h_{kolon}}{EA} \quad (3.4)$$

şeklinde elde edilir. Denklem 3.2 düzenlenip δ_d değeri denklem 3.4’te yazılırsa;

$$\theta_c \times l = \frac{P_d \times h_{kolon}}{EA} \quad (3.5)$$

$$P_d = \frac{\theta_c \times l \times EA}{h_{kolon}} \quad (3.6)$$

destek kolonlarında oluşan aksel kuvvet ile perde dönme açısı arasındaki ilişkiye ulaşılır. Ulaşılacak istenen ikinci parametre ise dıştan destek sisteminin yerine eklenecek dönme yayının rijitliğinin elde edilmesidir. Bu parametre ile sistem konsol bir çubuk üzerinde bulunan yaya dönüştürülebilir. Yay rijitliği k ile ifade edilirse bir birimlik dönmeyi sağlayacak moment değeri;

$$\theta = \frac{M_r}{k} \quad (3.7)$$

$\theta = 1$ için,

$$M_r = k \quad (3.8)$$

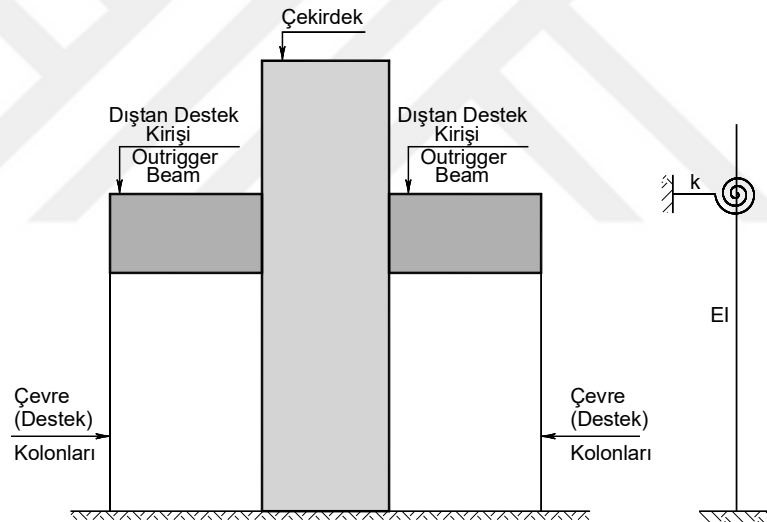
hâline dönüşür. Denklem 3.3'te elde edilen eşitlik 3.8'de yerine koyulursa,

$$P_d \times 2l = k \quad (3.9)$$

bağıntısı elde edilir. Denklem 3.6'da elde edilen P_d , denklem 3.9'da yazılırsa yay rijitliği,

$$k = \frac{2 \times l^2 \times EA}{h_{kolon}} \quad (3.10)$$

şeklinde elde edilir. Denklem 3.10 incelendiğinde yay rijitliğinin doğrudan destek kolonlarının enkesiti ve yüksekliğine bağlı olduğu görülür (Şekil 3.8).



Şekil 3.8 : Dıştan destekli sistem ve eşdeğer yay.

İncelenen sistemde kolon enkesiti sabit tutulur ise dıştan destek kirişinin konumunun etkili bir sonuç yakalama açısından en kritik parametre olduğu yorumu yapılabilir. Daha önce bahsedilen bilgiler ile, dıştan destekli sistemlerin davranışı genel olarak şu şekilde yazılabilir;

- Çekirdek perde daha fazla dönme yapar ise destek kolonlarında daha fazla eksenel kuvvet oluşturur,
- Çekirdek perde daha az dönme yapar ise destek kolonlarında daha az eksenel kuvvet oluşturur,

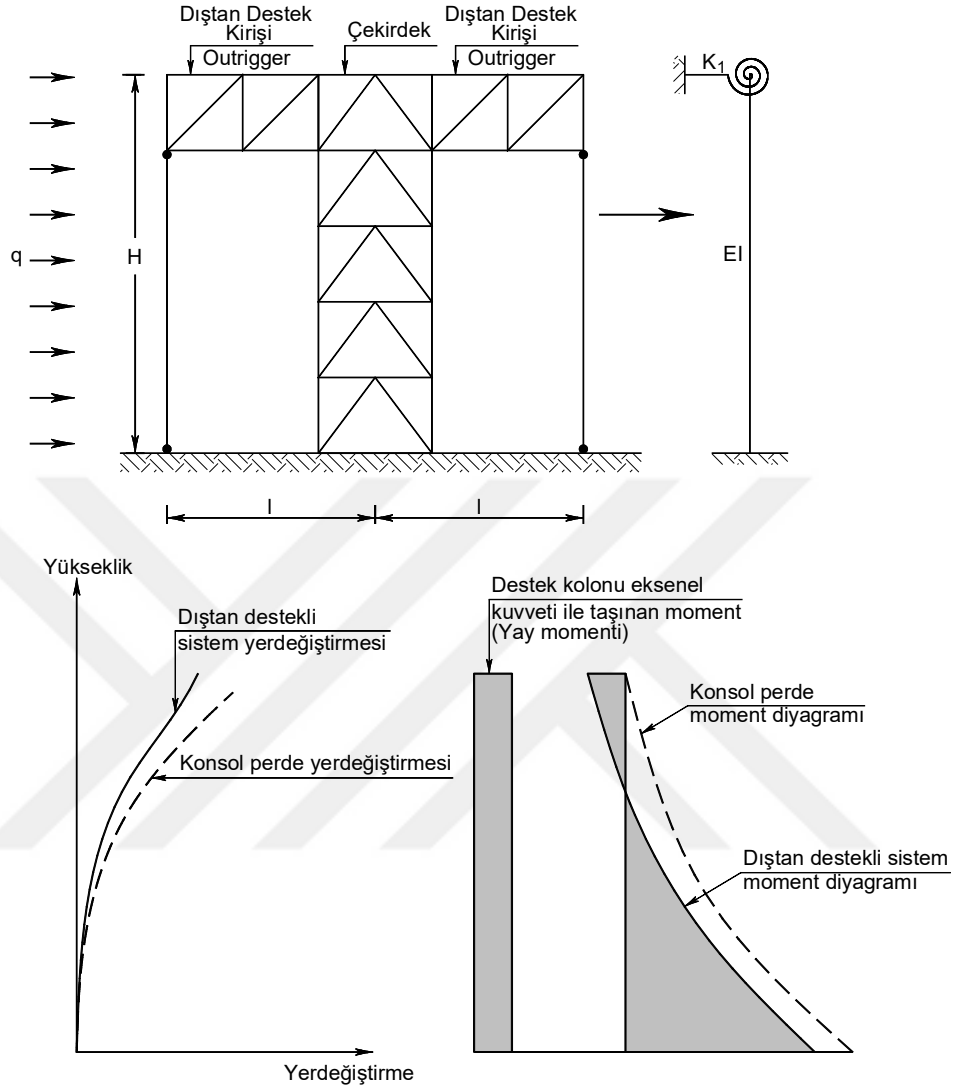
- Dıştan destek kirişi sistemin en altına konumlandırılır ise altında kalan kolonların yüksekliği azalacağından dolayı yay rijitliği maksimum olur,
- Dıştan destek kirişinin en üstte konumlandırılması altında kalan kolonların boyunu maksimum yapacağından dolayı yay rijitliği minimum olur.

Elde edilen bu bilgiler ışığında en uygun sonucun sistemi rijitleştirmesinden dolayı destek kirişinin alt katlara yerleştirilmesi ile elde edileceği düşünülebilir. Ancak yüksek binalarda dıştan destekli sistemlerin en temel iki kullanım amacı perde tabanında oluşacak devrilme momentinin ve tepe yerdeğiştirmesinin azaltılmasıdır. Sadece sistem rijitliğini düşünerek karar vermek bu açıdan yanlış olacaktır. Ayrıca iç kuvvete doğrudan etki eden çekirdek perdede oluşan dönme, yay rijitliğinin aksine alt katlarda az, üst katlarda daha büyük değerlere sahiptir. Bu sebeple dıştan destek kirişinin yerleşiminin perdede oluşan devrilme momenti ve tepe yerdeğiştirmesine nasıl etki ettiğinin araştırılması gerekir. Bu araştırma konsol çubuk üzerinde rijitliği elde edilen yayın farklı konumları için yapılacaktır. Araştırılacak konumlar, destek kirişinin yapı yüksekliğinin alttan dörtte birinde, üstten dörtte birinde, ortasında ve en üstünde bulunması olarak belirlenmiştir. Destek kirişinin en üstte bulunması durumu ayrıntılı olarak gösterilmiş, diğer sistemlerin sonuçlarının verilmesi ile yetinilmiştir.

3.3.2 Yay momenti ve tepe yerdeğiştirmesinin araştırılması

Dıştan destek kirişinin sistem tepesine yerleştirilmesi sonucu elde edilecek yerdeğiştirme ve moment diyagramı Şekil 3.9'da gösterilmiştir. Şekilde gösterilen diyagramlarda kesikli çizgi ile verilen yerdeğiştirme ve moment diyagramı dıştan destek kirişinin olmadığı, yatay yükü doğrudan çekirdek perdenin konsol çubuk davranışı göstererek karşıladığı konvansiyonel sistemdir. Dıştan destek kirişinin eşdeğeri olarak düşünülen ve yukarıda rijitliği elde edilen yayın sisteme dâhil olması izostatik konsol çubuğu birinci dereceden hiperstatik hâle getirecektir. Sistemi çözmek için moment dengesinin yanında artık yerdeğiştirme dengesine (uygunluk denklemleri) de ihtiyaç vardır. Sistemin çözümü için ilk olarak konsol çubuk izostatik esas sistem olarak seçilir ve dış yük altında (sıfır yükleme) yerdeğiştirme elde edilir. İkinci aşamada, bilinmeyen olan yay üzerinde oluşan iç kuvvet 1 birim (birim yükleme) olarak izostatik sisteme yüklenir. Dış yük için elde edilen yerdeğiştirmenin birim yüklemenin bilinmeyen ile çarpımıyla süperpoze edilmiş hâli,

hiperstatik sistemdeki yerdeğiştirmeye eşit olacaktır [1]. Buna göre ilk olarak konsol çubuk yerdeğiştirmesinin elde edilmesi gerekmektedir.



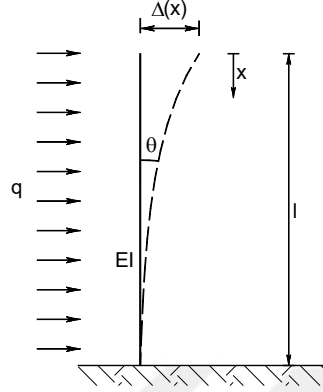
Şekil 3.9 : Dıştan destek eşdeğer sistemi, yerdeğiştirme ve moment diyagramları [3].

Şekil 3.10'da düzgün yayılı yük altında eğilen konsol bir çubuk gösterilmiştir. Şekildeki parametrelerin açıklamaları aşağıdadır.

q	Düzgün yayılı yük,
$\Delta(x)$	Çökme fonksiyonu,
l	Çubuk açıklığı
$\theta(x)$	Dönme fonksiyonu
ϕ	Birim dönme (eğrilik)

$$\phi = \frac{d^2 \Delta}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} \quad (3.11)$$

$$M(x) = \frac{q \times x^2}{2} \quad (3.12)$$



Şekil 3.10 : Düzgün yayılı yük altında eğilen konsol çubuk.

$$\frac{d^2 \Delta}{dx^2} = -\frac{q \times x^2}{2EI} \quad (3.13)$$

$$\theta(x) = \frac{du}{dx} = -\frac{q \times x^3}{6EI} + C_1 \quad (3.14)$$

$$\Delta(x) = -\frac{q \times x^4}{24EI} + C_1 \times x + C_2 \quad (3.15)$$

Denklem 3.14 ve 3.15'te gösterilen C_1 ve C_2 integrasyon sabitleridir. İntegrasyon sabitlerinin belirlenebilmesi için sınır şartlarına ihtiyaç vardır. Birinci sınır şartı $x=l$ için $\theta(l)=0$, ikinci sınır şartı ise $x=l$ için $\Delta(l)=0$ 'dır.

$$\theta(l) = -\frac{q \times l^3}{6EI} + C_1 = 0 \quad (3.16)$$

$$C_1 = \frac{q \times l^3}{6EI} \quad (3.17)$$

Elde edilen C_1 integrasyon sabiti 3.15 denkleminde yazılırsa sınır şartına göre;

$$\Delta(l) = -\frac{q \times l^4}{24EI} + \frac{q \times l^4}{6EI} + C_2 = 0 \quad (3.18)$$

$$C_2 = -\frac{3 \times q \times l^3}{24EI} \quad (3.19)$$

Elde edilen C_1 ve C_2 integrasyon sabitleri denklem 3.14 ve 3.15'te yerine yazılırsa konsol çubukta x mesafesinde oluşacak çökme ve dönme,

$$\theta(x) = -\frac{q \times x^3}{6EI} + \frac{q \times l^3}{6EI} \quad (3.20)$$

$$\Delta(x) = -\frac{q \times x^4}{24EI} + \frac{q \times l^3}{6EI} \times x - \frac{3q \times l^3}{24EI} \quad (3.21)$$

şeklinde elde edilir.

Yay momentini bulmak için yukarıda bahsedilen izostatik sisteme yapılan dış ve birim yüklemeler için ilişki şu şekilde yazılabilir,

$$\frac{M_1}{K_1} = \theta_1 = \theta_c - \theta_d \quad (3.22)$$

Denklem 3.22'de gösterilen değişkenler aşağıda açıklanmıştır.

M_1	Yay momenti,
K_1	Yay rijitliği
H	Yapı yüksekliği
θ_c	İzostatik sistem üzerinde dış yükün oluşturduğu dönme
θ_d	Yay üzerinde oluşan momentin izostatik sistemde oluşturduğu dönme
θ_1	Hiperstatik sistemde yay konumunda oluşan dönme

Şekil 3.10'da gösterilen sistem göz önüne alınır ise, izostatik sistemde yay konumunda ($H, x=0$) oluşacak dönme,

$$\theta_c(H) = \frac{q \times H^3}{6EI} \quad (3.23)$$

şeklinde elde edilir. Yay konumunda bir birimlik yükleme için elde edilecek dönme

$\frac{1}{EI}$ olduğuna göre θ_d ,

$$\theta_d(H) = M_1 \times \frac{1}{EI} = \frac{M_1}{EI} \quad (3.24)$$

şeklinde elde edilir. Denklem 3.23 ve 3.24, denklem 3.22'de yazılırsa,

$$\frac{M_1}{K_1} = \theta_1 = \frac{q \times H^3}{6EI} - \frac{M_1}{EI} \quad (3.25)$$

$$M_1 = \frac{q \times H^3 \times K_1}{6EI + 6H \times K_1} \quad (3.26)$$

yay momenti elde edilir. Sistemde aranan ikinci parametre tepe yerdeğiştirmesidir. Tepe yerdeğiştirmeleri arasında dönmeye benzer ilişki kurulur ise,

$$\Delta_1 = \Delta_c - \Delta_d \quad (3.27)$$

Δ_c Çekirdekten dıştan destek olmaksızın oluşan ötelenme

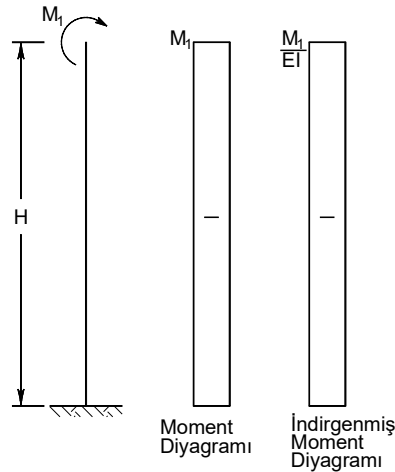
Δ_d M_1 momentinden dolayı konsol çubukta oluşan ötelenme

Δ_1 Sistemde oluşan uç ötelenmesi

denkleminde elde edilir. Denklem 3.21'den $x=0$ için Δ_c ,

$$\Delta_c = \frac{q \times H^4}{8EI} \quad (3.28)$$

olarak elde edilir. M_1 momentinin konsol çubuk üzerinde yapacağı çökme olan Δ_d ise (Şekil 3.11) indirgenmiş moment diyagramının statik momenti ile,



Şekil 3.11 : İzostatik sistem üzerinde M_1 yüklemesinden oluşan moment ve indirgenmiş moment diyagramı.

$$\Delta_d = \frac{M_1}{EI} \times H \times \frac{H}{2} = \frac{M_1 \times H^2}{2} \quad (3.29)$$

şeklinde elde edilebilir. Denklem 3.28 ve 3.29’da bulunan değerler, denklem 3.27’de yazılırsa sistemin tepe ötelenmesi,

$$\Delta_1 = \frac{q \times H^4}{8EI} - \frac{M_1 \times H^2}{2EI} \quad (3.30)$$

$$\Delta_1 = \frac{q \times H^4 - 4M_1 \times H^2}{8EI} = \frac{H^2}{2EI} \left(\frac{qH^2}{4} - M_1 \right) \quad (3.31)$$

yay momentine bağlı olarak elde edilir [3].

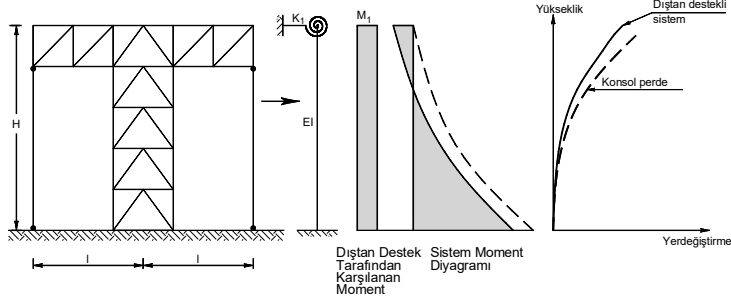
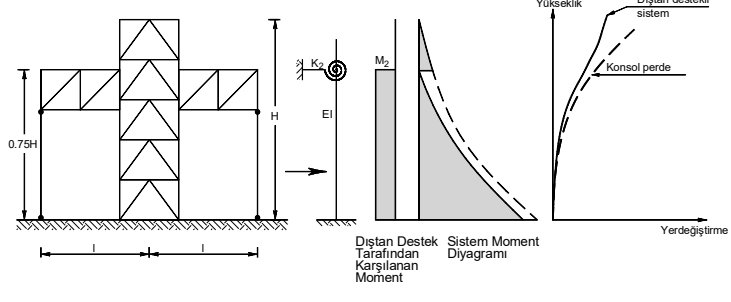
Denklem 3.22 tekrar ele alınır ise moment ve yatay ötelenmenin birbirinin tersi olarak davranan yay rijitliği ile konsol çubuğun yay konumundaki dönmesine bağlı olduğu görülür.

$$\frac{M_1}{K_1} = \theta_1 = \theta_c - \theta_d \quad (3.22)$$

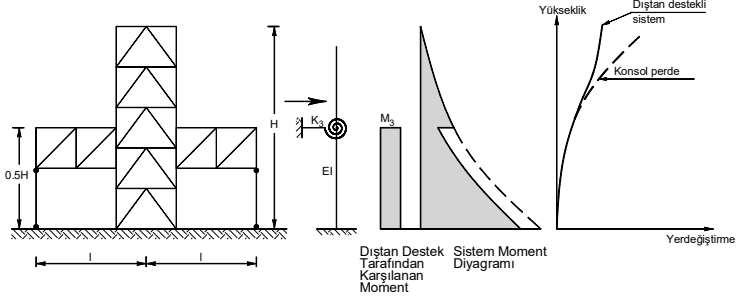
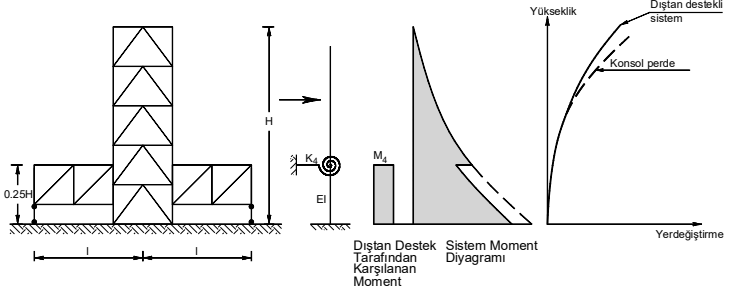
Destek kirişi sadece konsol çubuk dönmesi açısından yerleştirilmek istenirse en uygun yerleşim dönmenin en büyük değeri aldığı sistem tepe noktası olacaktır. Ancak bu yerleşimde kolon yükseklikleri arttığından dolayı yay rijitliği minimum olacaktır. Bu durumun tersi şekilde, yerleşim yay rijitliği açısından yapılırsa en uygun konum sistem en alt noktası olacaktır. Fakat bu yerleşim için konsol çubuk dönmesi minimum değere sahip olacaktır. İki durum da göz önüne alınır ise destek kirişinin en uygun yerleşiminin bu iki nokta arasında elde edileceği söylenebilir [3]. Bu sebeple farklı konumlar için de moment ve tepe ötelenmesi değerleri araştırılmıştır.

Dıştan destek kirişinin farklı konumları için elde edilen yay rijitliği, yay momenti ve tepe ötelenmesi değerleri Çizelge 3.1’de gösterilmiştir. Yerdeğiştirme açısından sistemin orta bölgesine yapılan yerleşimin en uygun sonuçları verdiği görülmektedir. Buna karşın devrilme momenti açısından en uygun sonuçlar sistem tabanına yakın yerleşim ile elde edilmiştir. Özellikle destek kirişinin sistemin en üst noktasına yerleştirilmesinin iki parametre açısından da uygun sonuçları doğurmadığı görülmektedir. Uygulamada, maddî kaygılardan ötürü mimarî tasarımın taşıyıcı sistemi domine ettiği durumlarda destek kirişi çoğunlukla sistemin en üst katına yerleştirilmektedir. Elde edilen yerdeğiştirme ve devrilme momenti sonuçlarının verimsizliği göz önüne alındığında bu yerleşimden tasarımcıların kaçınması gerektiği sonucu ortaya çıkmaktadır.

Çizelge 3.1 : Dıştan destek kirişi konumuna göre yay momenti ve tepe ötelenmesi [3].

Model	Yay rijitliği	Yay momenti (Dıştan destek momenti)	Tepe Ötelenmesi
 Yükseklik Dıştan destekli sistem Konsol perde Yerdeğiştirme Dıştan Destek Tarafından Karşılanan Moment Sistem Moment Diyagramı	$K_1 = \frac{2AEI^2}{H}$	$M_1 = \frac{qH^3 K_1}{6EI + 6HK_1}$	$\Delta_1 = \frac{H^2}{2EI} \left(\frac{qH^2}{4} - M_1 \right)$
 Yükseklik Dıştan destekli sistem Konsol perde Yerdeğiştirme Dıştan Destek Tarafından Karşılanan Moment Sistem Moment Diyagramı	$K_2 = \frac{8AEI^2}{3H}$ $K_2 = \frac{4}{3} K_1$	$M_2 = 1.3125 \frac{qH^3 K_1}{6EI + 6HK_1}$ $M_2 = 1.3125 M_1$	$\Delta_2 = \frac{H^2}{2EI} \left(\frac{qH^2}{4} - 1.23 M_1 \right)$

Çizelge 3.1 (devam) : Dıştan destek kirişi konumuna göre yay momenti ve tepe ötelenmesi [3].

Model	Yay rijitliği	Yay momenti (Dıştan destek momenti)	Tepe Ötelenmesi
 Diagram showing a frame structure with a central column of height H and two side columns of height $0.5H$. The base is fixed. A horizontal load K_3 is applied at the top of the central column. The diagram shows the system moment diagram and the displacement curve.	$K_3 = \frac{4AEI^2}{H}$ $K_3 = 2K_1$	$M_3 = 1.75 \frac{qH^3 K_1}{6EI + 6HK_1}$ $M_3 = 1.75M_1$	$\Delta_3 = \frac{H^2}{2EI} \left(\frac{qH^2}{4} - 1.3125M_1 \right)$
 Diagram showing a frame structure with a central column of height H and two side columns of height $0.25H$. The base is fixed. A horizontal load K_4 is applied at the top of the central column. The diagram shows the system moment diagram and the displacement curve.	$K_4 = \frac{8AEI^2}{H}$ $K_4 = 4K_1$	$M_4 = 2.3125 \frac{qH^3 K_1}{6EI + 6HK_1}$ $M_4 = 2.3125M_1$	$\Delta_4 = \frac{H^2}{2EI} \left(\frac{qH^2}{4} - 1.012M_1 \right)$

Yerdeğiştirmeler açısından en uygun yerleşim tam olarak belirlenmek istenirse moment ve yerdeğiştirmelerin yay konumu değişkenine gore yazılması gerekir.

$$M(x) = \frac{q(H^3 - x^3)K}{(6EI + 6(H-x)K)} \quad (3.32)$$

$$\Delta(x) = \frac{M(x)}{2EI} (H-x) \left(\frac{H+x}{2} \right) \quad (3.33)$$

Denklem 3.32, 3.33 içinde yazılarak elde edilen sonucun turevi sıfıra eşitlenir ise,

$$-4x^3 - 3x^2 + l^3 = 0 \quad (3.34)$$

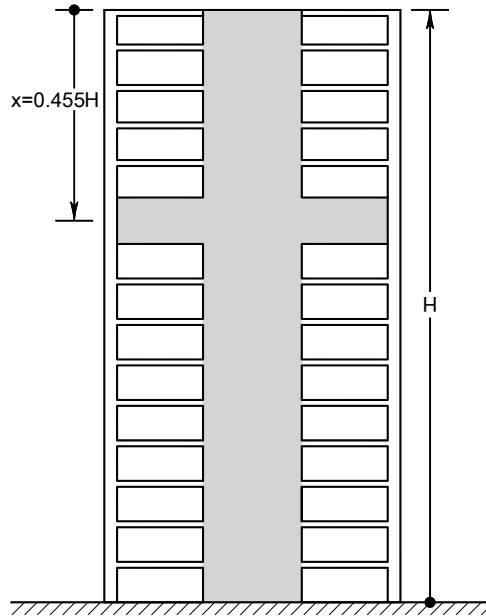
denklemini elde edilir. Deneme yanılma yontemi ile sonuç 0.455H olarak bulunur (şekil 3.12) [6]. Bu durumda oluşacak moment ve yerdeğiştirme ise,

$$M_{0.445H} = 1.66 \frac{qH^3 K_1}{6EI + 6HK_1} \quad (3.35)$$

$$M_{0.445H} = 1.66M_1$$

$$\Delta_{0.445H} = \frac{H^2}{2EI} \left(\frac{qH^2}{4} - 1.32M_1 \right) \quad (3.36)$$

şeklindedir [2].



şekil 3.12 : Tek destekli sistem için en uygun destek kirişi konumu.

3.3.3 İki dıştan destekli sistem

Sisteme ikinci dıştan destek kirişinin eklenmesi perde eğilme momenti grafiğinde ikinci bir azaltmayı beraberinde getirecektir. Dıştan destek kirişi yine bir konsol çubuk üzerindeki dönme yayı olarak düşünülür ise sistem ikinci dereceden hiperstatik olacaktır ve çözüm için ikinci uygunluk denkleminde ihtiyaç duyulacaktır. Çözüm için tek dıştan destekli sistemde olduğu gibi ilk adımda izostatik bir sistem seçilir. Ardından dış yükün ve bilinmeyenler olan yay momentlerinin (M_1 , M_2) izostatik sistem üzerinde yarattıkları yerdeğiştirmeler süperpoze edilerek, hiperstatik sistem üzerinde yay momentlerinin oluşturduğu dönmeye eşitlenir. Daha sonra M_1 ve M_2 momentleri elde edilir. Şekil 3.13'te gösterilen sistemin çözümü için yapılan kabuller şu şekildedir:

- Sistem lineer-elastiktir.
- Kolonlar sadece eksenel kuvvet taşımaktadır.
- Dıştan destek kirişi perdeye rijit bağlıdır.
- Perde temele rijit bağlıdır.
- Eleman enkesitleri tüm katlar boyunca sabittir.

Sistem tepe ötelenmesi,

$$\Delta_{x=0} = \underbrace{\frac{wH^4}{8EI}}_{\text{Konsol Çubuk}} - \frac{1}{2EI} \left[\underbrace{M_1(H^2 - x_1^2)}_{\text{Üstteki dıştan destek}} + \underbrace{M_2(H^2 - x_2^2)}_{\text{Altındaki dıştan destek}} \right] \quad (3.37)$$

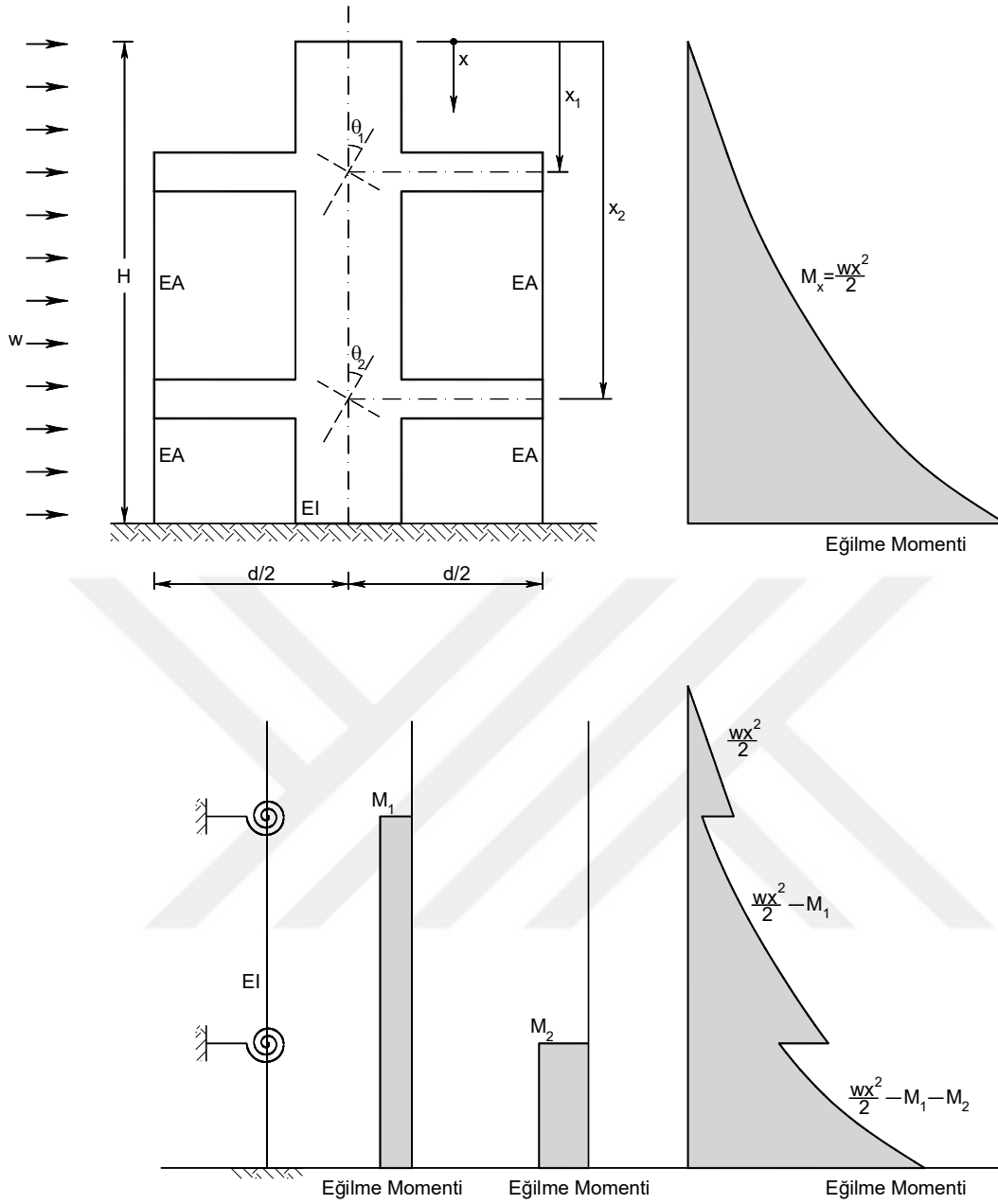
şeklinde. Dıştan destek kirişi hizasındaki dönmeler ise,

$$\theta_1 = \underbrace{\frac{w}{6EI}(H^3 - x_1^3)}_{\text{Konsol Çubuk}} - \underbrace{\frac{M_1}{EI}(H - x_1)}_{\text{Üstteki Dıştan Destek}} - \underbrace{\frac{M_2}{EI}(H - x_2)}_{\text{Altındaki Dıştan Destek}} \quad (3.38)$$

$$\theta_2 = \underbrace{\frac{w}{6EI}(H^3 - x_2^3)}_{\text{Konsol Çubuk}} - \underbrace{\frac{M_1}{EI}(H - x_1)}_{\text{Üstteki Dıştan Destek}} - \underbrace{\frac{M_2}{EI}(H - x_2)}_{\text{Altındaki Dıştan Destek}} \quad (3.39)$$

şeklinde yazılabilir. Sistemin dönmelerinin yay üzerindeki moment ve rijitliğin oranı

olduğu bilindiğine göre ($\theta = \frac{M}{K}$),



Şekil 3.13 : İki dıştan destekli sistemde moment değişimi [1].

$$\theta_1 = \frac{M_1}{\left(\frac{AE d^2}{2(H-x_1)}\right)} + \frac{M_2}{\left(\frac{AE d^2}{2(H-x_2)}\right)} = \frac{2M_1(H-x_1)}{AE d^2} + \frac{2M_2(H-x_2)}{AE d^2} \quad (3.40)$$

$$\theta_2 = \frac{M_1}{\left(\frac{AE d^2}{2(H-x_2)}\right)} + \frac{M_2}{\left(\frac{AE d^2}{2(H-x_2)}\right)} = \frac{2M_1(H-x_2)}{AE d^2} + \frac{2M_2(H-x_2)}{AE d^2} \quad (3.41)$$

denklemleri elde edilir. Denklem 3.42’de gösterilen kısaltma kullanılarak, denklem 3.38 ile 3.40 ve denklem 3.39 ile 3.41 eşitlenir ise M_1 ve M_2 momentleri,

$$C = \frac{1}{EI} + \frac{2}{AE d^2} \quad (3.42)$$

$$M_1 = \frac{w}{6EIC} \frac{(x_2^3 - x_1^3)}{(x_2 - x_1)} = \frac{w}{6EIC} (x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2) \quad (3.43)$$

$$M_2 = \frac{w}{6EIC} (H - x_1)(H + x_1 + x_2) = \frac{w}{6EIC} (H^2 + Hx_2 - x_1 x_2 - x_1^2) \quad (3.44)$$

olarak yazılabilir. Tepe ötelenmeleri ise A parametresi cinsinden,

$$\Delta_{x=0} = \frac{wH^4}{8EI} - \frac{w}{12(EI)^2 C} A \quad (3.45a)$$

$$A = \left[(x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2)(H^2 - x_1^2) + (H^2 + Hx_2 - x_1 x_2 - x_1^2)(H^2 - x_2^2) \right] \quad (3.45b)$$

şeklinde elde edilir. İşlemlerin uzun ve karmaşık olmasının yanında elde edilen 3.45a denklemi tepe deplasmanını minimuma indirme açısından en uygun konumu gösterebilir. Denklemin türevi sıfıra eşitlenirse en uygun konum deneme yanılma yöntemi ile $0.31H$ ve $0.69H$ olarak elde edilir. Bu konuma yerleştirilen destek kirişleri tepe yerdeğiştirmesi açısından en uygun sonucu verecektir. Bu yerleştirmeye göre elde edilecek tepe ötelenmesi ile M_1 ve M_2 momentleri,

$$\Delta_{x=0,0.31H-0.69H} = \frac{wH^4}{8EI} - \frac{wH^4}{12(EI)^2 C} 1.44 \quad (3.46)$$

$$M_{1,0.31H-0.69H} = \frac{wH^2}{6EIC} 0.79 \quad (3.47)$$

$$M_{2,0.31H-0.69H} = \frac{wH^2}{6EIC} 1.38 \quad (3.48)$$

şeklinde elde edilir [1,2]. Tek dıştan destekli sistemlerde de dıştan destek kirişinin en üstte olması tepe ötelenmesi açısından en uygun sonucu doğurmamaktadır. Bu sebeple dıştan destek kirişinin en üst kata yerleştirilmesinden kaçınılması gerekmektedir. Ancak yapı mühendisliği açısından binanın orta kısımlarının tercih edilmesi gerekse bile çoğunlukla mimarî gereksinimler sonucu dıştan destek kirişleri binanın en üstüne yerleştirilir. Bina orta katlarında ise yine mimarî zorunluluklardan dolayı mekanik alanların bulunduğu katlara yerleşim yapılır [1]. O hâlde bir dıştan destek kirişinin bina en üstünde olması durumunda ikinci destek kirişinin hangi konumda bulunmasının tepe ötelenmesi açısından en iyi sonucu vereceğinin

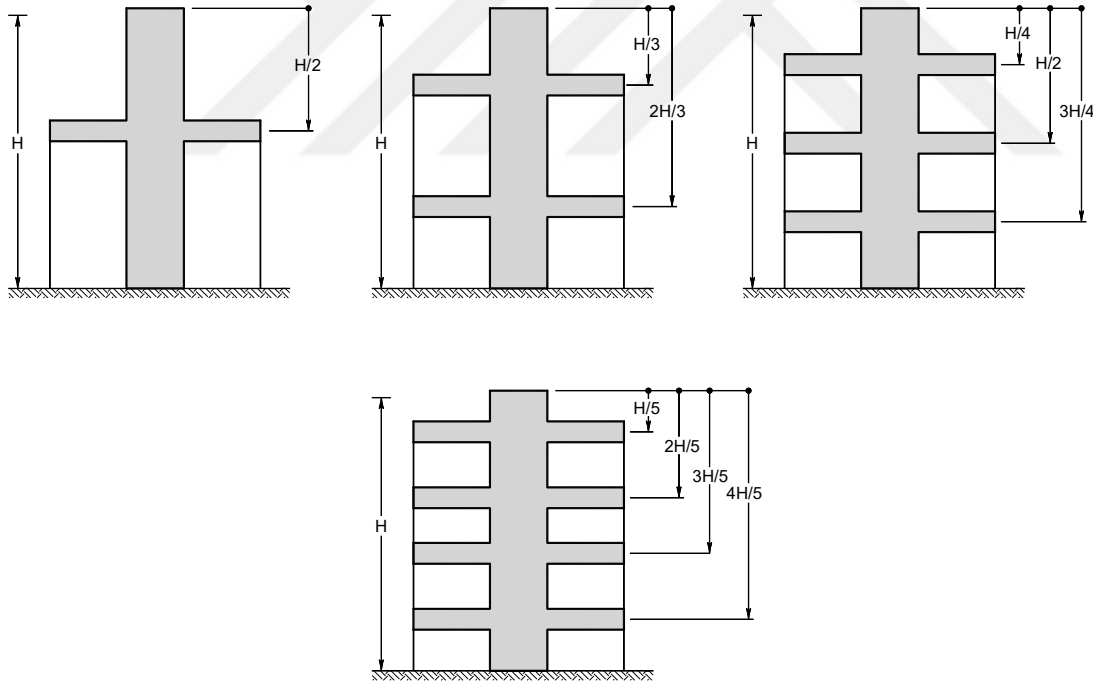
araştırılması gerekir. Bu durumda denklem 3.45a'da bulunan x_1 değeri sıfır olurken, x_2 değeri en uygun tepe ötelenmesini $0.5774H$ konumunda verecektir. Elde edilen konumlar için tepe ötelenmesi ile M_1 ve M_2 momentleri ise,

$$\Delta_{x=0, H-0.5774H} = \frac{wH^4}{8EI} - \frac{wH^4}{12(EI)^2 C} 1.38 \quad (3.49)$$

$$M_{1, H-0.5774H} = \frac{wH^2}{6EIC} 0.33 \quad (3.50)$$

$$M_{2, H-0.5774H} = \frac{wH^2}{6EIC} 1.58 \quad (3.51)$$

şeklindedir [2]. Kat sayısı arttıkça sistemde kullanılacak dıştan destek kirişi adedi de artacaktır. İncelenen sistemlere benzer çözümler sonucu tepe ötelenmesi açısından destek kirişi yerleşiminin, destek kirişi adedi n olmak şartıyla; $(1/n+1)$, $(2/n+1)$, $(3/n+1)$, $(4/n+1)$, , $(n/n+1)$ şeklinde yapılmasının en uygun sonucu vereceği söylenebilir (Şekil 3.14) [1,3].



Şekil 3.14 : Tepe ötelenmesi açısından en uygun destek kirişi yerleşimleri [3].

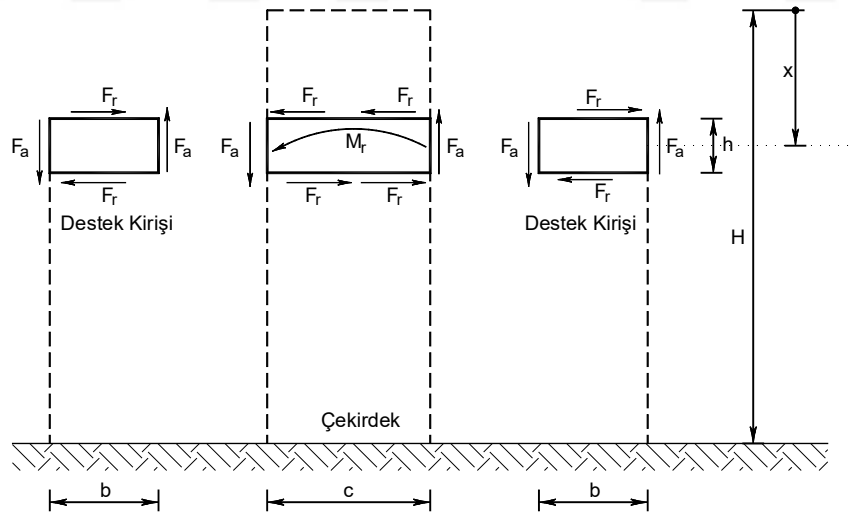
Literatür çalışmaları çoğunlukla tepe yerdeğiştirmesini temel alarak en uygun konumun belirlenmesi üzerine olsa da, tasarımcılar açısından en uygun yerleşimin ihtiyaca göre belirleneceği açıktır. Tasarımcı için perde taban momentinin azaltılması

daha önemli ise destek kirişinin alt katlara, tepe ötelenmesinin yönetmelikte belirtilen sınırlara çekilmesi gerekiyorsa sistemin orta katlarına yerleştirilmesi gerekecektir [1].

Tekli ve çoklu dıştan destekli sistemler için elde edilen bu sonuçlar birçok kabul ve basitleştirme içerdiğinden 3 boyutlu analiz sonuçları ile birebir uyumlu olmayacaktır. En belirgin farklılıklardan biri olarak; düşey taşıyıcı boyutları her katta sabit kalmayacaktır. Ayrıca teorik çalışmalarda düzgün yayılı olarak kabul edilen dış yük gerçek bir tasarımda farklı formlarda sisteme etkitilecektir. Sonuçların bu yönüyle 3 boyutlu hesap modeli sonuçları ile farklı olması beklense bile teorik çalışmalar; davranışın anlaşılması ve ön tasarım evresinde süre kazanmak açısından oldukça önemlidirler.

3.3.4 Dıştan destekli sistemlerde çekirdek iç kuvvet değişimi

Dıştan destekli sistemler ile ilgili yukarıdaki bölümlerde gösterilen çekirdekteki anı moment değişiminin yanında yine destek katı hizasında kesme kuvveti değişimi de meydana gelecektir. Kademeli olarak oluşmayan bu iki iç kuvvet değişiminin daha iyi görülebilmesi için serbest cisim diyagramının incelenmesi gerekmektedir. Serbest cisim diyagramı Şekil 3.15'te gösterilmiştir.



Şekil 3.15 : Serbest cisim diyagramı.

Destek kirişinin moment dengesi yazılmak istenirse;

$$F_a \times b = F_r \times h \quad (3.52)$$

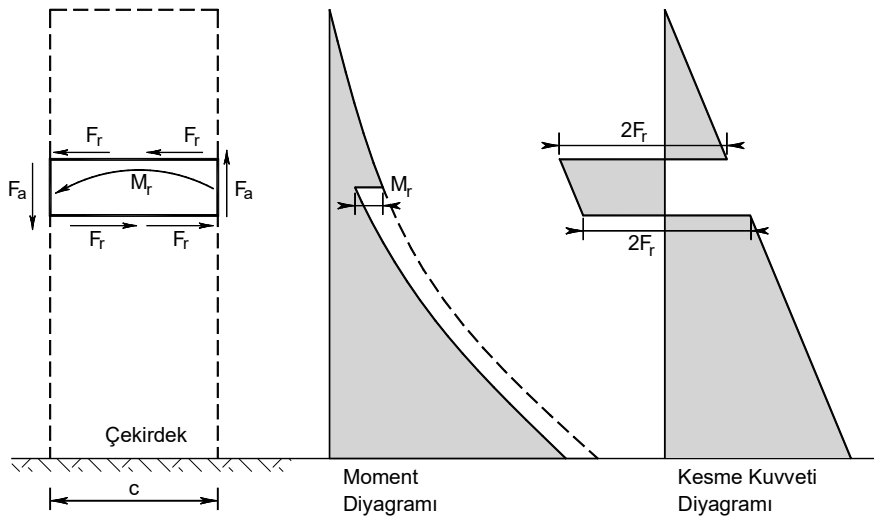
$$F_r = \frac{F_a \times b}{h} \quad (3.53)$$

şeklinde yatay kuvvetler elde edilebilir. Düşey kuvvet çiftini dengeleyen bu yatay kuvvet çifti iki destek kirişinden de perdeye aktarılacaktır. Konsol çubuk davranışı gösteren çekirdekte makaslama etkisi oluşturan bu yatay kuvvet çifti, kesme kuvveti diyagramında anî bir değişime sebep olacaktır. Bu kesme kuvveti değişimi destek kirişi açıklığının yüksekliğe oranı arttıkça büyüyecektir. Dolayısıyla uygulamada destek kirişinin derinliğinin artırılması (tek kat yerine iki kat yüksekliğinde teşkil edilmesi) kesme kuvveti değişimini azaltacaktır. Bu anî değişim destek kirişi üst başlığında artıp alt başlığında dengeleneceğinden destek katı ile sınırlı kalacaktır ve diğer katlarda anî kesme kuvveti değişimi görülmeyecektir. Uygulamada, destek katında meydana gelen bu anî kesme kuvveti değişimi için perde içinde özellikle üst ve alt başlık hizasında konstrüktif önlemlerin alınması uygun olacaktır [4].

Çekirdek perdenin destek kirişleri hizasındaki moment dengesi yazılacak olursa M_r ,

$$M_r = 2F_r \times h + F_a \times c \quad (3.54)$$

olarak elde edilebilir. Destek katı hizasında dış yükten dolayı oluşan momentin tersi yönde M_r momenti vasıtasıyla çekirdek perdede anî bir moment değişimi olacaktır. Bu değişim aynı zamanda perdenin taban momentinde destek kirişi olmaksızın oluşacak moment değerindeki azaltmaya da eşit olacaktır. Çekirdek perdenin örnek iç kuvvet diyagramları Şekil 3.16’da gösterilmiştir.



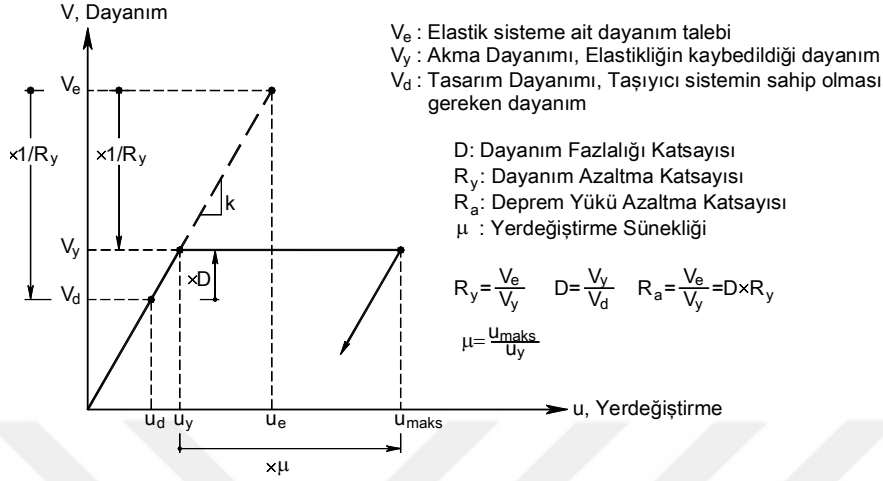
Şekil 3.16 : Çekirdek iç kuvvet diyagramları.

4. ÇOKLU DISTAN DESTEKLİ BETONARME BİR BİNANIN TASARIMI VE DEĞERLENDİRMESİ

Depremler, katı litosfer (yerkabuğu) bloklarının kaymaları ve kırılmalarıyla ortaya çıkan elastik deformasyon enerjisinin deprem dalgası şeklindeki titreşim hareketleri olarak tanımlanırlar. Titreşim hareketleri; cisim ve yüzey dalgaları olmak üzere ikiye ayrılırlar. Cisim dalgalarının P ve S türleri, yüzey dalgalarının ise Rayleigh ve Love türleri vardır [24]. Bu titreşimler yapı mesnetlerinde zamana bağlı yerdeğiştirme hareketleri ile dinamik etkiler oluştururlar [25]. Bu dinamik etkiler de en basit tanımlama ile yapılarda kuvvet ve yerdeğiştirmeye sebep olurlar [26]. Deprem yüklerine karşı güvenliğin sağlanmasında ilk yaklaşım düşey yüklerin taşınmasına benzerliği açısından oluşacak kuvvetin lineer-elastik olarak karşılanmasıdır. Bu yöntemle göre deprem sonucu oluşacak kuvvet sistem rijitliği temel alınarak, sistemde hasar oluşturmayacak şekilde karşılanır. Ancak yapının sabit yük, hareketli yük ve sıcaklık etkilerine maruz kalma sıklığına kıyasla deprem etkilerine maruz kalması daha seyrekler. Hatta birçok yapı bulunduğu bölgede beklenen şiddette bir depreme maruz bile kalmadan yapı ömrünü tamamlar. O hâlde yapının şiddetli bir depremi hasarsız atlması ve düşey yüklerde olduğu gibi elastik sınırlar içinde karşılanması pahalı ve fiziksel olarak uygulanması zor sonuçlar doğurur [25]. Bunun yerine, yukarıda bahsedilen depremin doğrusal olarak karşılandığı durumun altında bir tasarım yükünün belirlenip, sistemin doğrusal olmayan davranış göstermesinin sağlandığı yaklaşım benimsenmiş ve kabul görmüştür (Şekil 4.1). Günümüz deprem mühendisliğinde bu kabul altında iki yaklaşım söz konusudur; dayanım esaslı tasarım ve şekildeğiştirme (performans) esaslı tasarım. Dayanım esaslı deprem mühendisliği tasarımı kuvveti baz alırken, şekildeğiştirme esaslı tasarım ise temel olarak deformasyonların hesabına dayanmaktadır [27]. Buna göre deprem yükleri altında yapılar ilk olarak dayanımı baz alan tasarım ile boyutlandırılıp, ikinci aşamada şekildeğiştirme baz alınarak değerlendirilirler.

Yapıların deprem etkisi altındaki davranışının gerçekçi olarak belirlenmesi bu iki yöntemle bağlıdır. Ancak ikinci aşama olan şekildeğiştirme esaslı doğrusal olmayan

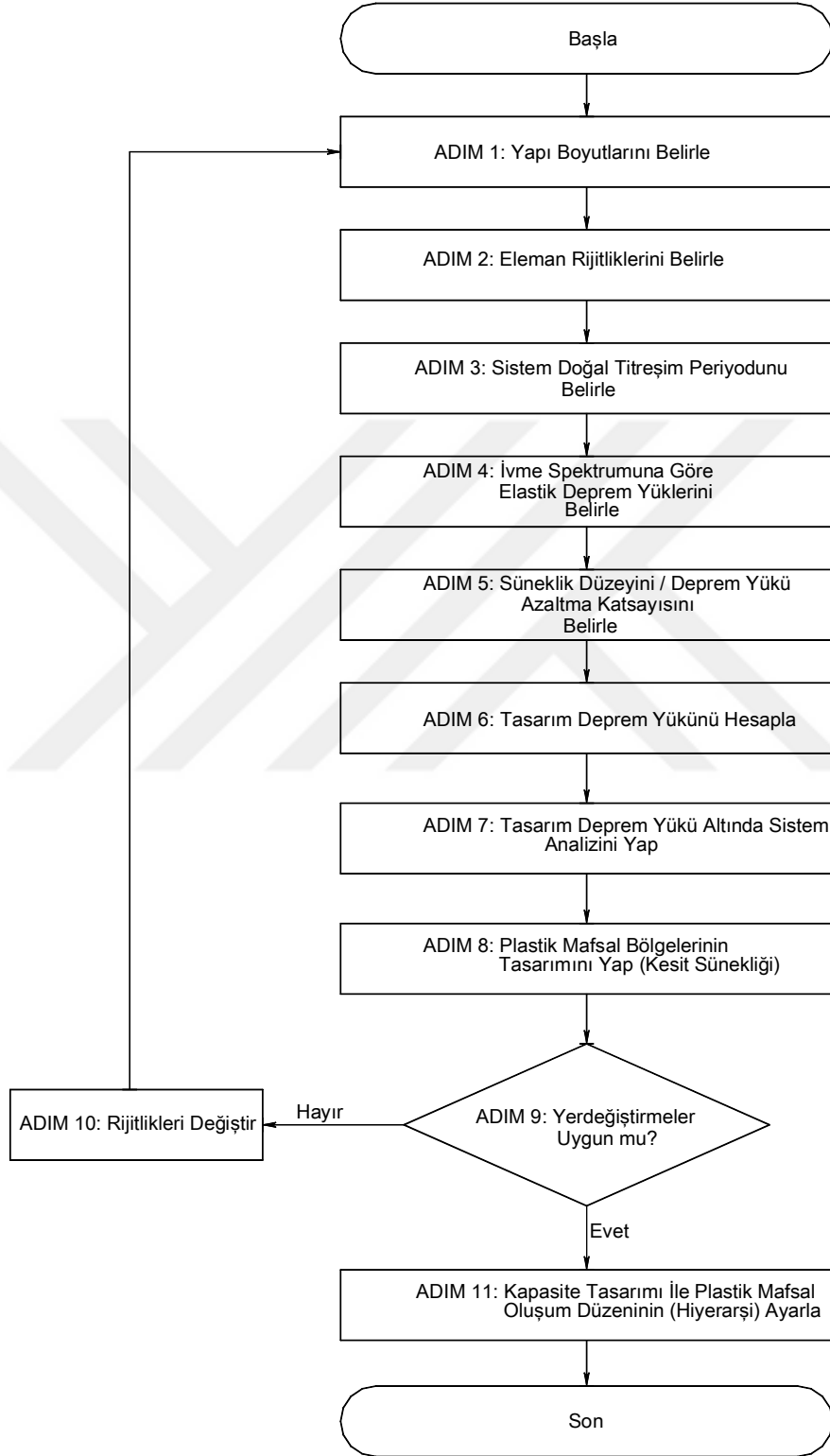
hesap yöntemleri doğrusal yöntemler kadar basit değildir. Özellikle yapılar (yüksek yapılar) dışında ikinci aşama çoğunlukla uygulanmaz ve dayanım esaslı tasarım bölümüyle yetinilir.



Şekil 4.1 : Doğrusal olmayan davranış [28].

Dayanım esaslı tasarımın akış şeması Şekil 4.2’de gösterilmiştir. Akış şemasından görüleceği üzere elastik deprem yükü, deprem yükü azaltma katsayısı denilen ve seçilen taşıyıcı sisteme bağlı olarak değişen bir katsayı ile azaltılır. Bu azaltma yapının tasarım depremi altında elastik ötesi doğrusal olmayan davranış göstereceği kabulü ile yapılır [27]. Bu sebeple, taşıyıcı sistemlerin, yapı elemanlarının ve kesitlerin elastik sınırları geçerek sünmeleri, dayanımlarında büyük ölçüde değişiklik olmadan şekildeğiştirme yapmaları istenir [25]. Bu sünelik yeteneği sisteme kapasite tasarımı adı verilen kurallar ile kazandırılır. Kapasite tasarımının iki amacı vardır; birincisi ve en önemlisi gevrek güç tükenmesinden kaçınmak başka bir deyimle güç tükenmesinin aksinel kuvvet, burulma ve kesme kuvvetinden değil, eğilme momentinden olmasını sağlamaktır. Bu sebeple kesitin kesme kuvveti kapasitesinin eğilme momenti kapasitesinden daha büyük tutulması amaçlanarak; tasarım kesme kuvveti olarak düşey yükler ve deprem yükleri ortak etkisiyle bulunan değer yerine, moment kapasitelerinden hareket edilerek elde edilen kesme kuvveti değeri kullanılır. İkinci amaç ise elemanlarda oluşacak mafsallaşmaların tüm sistemi tehlikeye düşürmemek adına belirli bir önceliğe koyulmaya çalışılmasıdır. Buna örnek olarak; kolonların moment kapasitelerinin kirişlere göre daha fazla olması kontrolünün yapılarak olası mafsallaşmaların kolonlardan önce kirişlerde oluşması ve kat mekanizması durumunun engellenmeye çalışılması gösterilebilir. Ayrıca kesit

bazlı olarak sargılama gibi önlemler ile de plastik şekildeğiştirme kapasitesinin artırılması sağlanır.



Şekil 4.2 : Dayanım esaslı tasarım adımları [26].

Kapasite tasarımı ile şekildeğiştirme temelli değerlendirmeye geçilmese bile elastikötesi davranış dayanım bazlı tasarım aşamasında belirli ölçüde yönlendirilebilir. Bu sebeple, küçük ölçekli yapılar için günümüz yönetmeliklerindeki kapasite kontrolleri ile yetinilmiş, şekildeğiştirme esaslı hesabın yapılmasına gerek görülmemiştir. Buna karşın, özellikle yüksek binalarda birçok yönetmelik şekildeğiştirme esaslı değerlendirmeyi zorunlu tutmuştur. Dıştan destekli sistemler ile ilgili hem kullanım sahalarının yüksek binalar olması hem de dayanım esaslı tasarım kısmında özellikle taşıyıcı sistem davranış katsayısı gibi temel parametrelerin yönetmeliklerde bulunmamasından dolayı doğrusal olmayan hesabın yapılması gerekmektedir. Söz konusu gerekçeler göz önüne alınarak bu bölümde dıştan destekli sistem iki aşamada incelenmiştir. İlk aşamada dayanım temelli tasarım ile boyutlandırma ve donatılandırma gerçekleştirilmiş, ikinci aşamada ise itme analizi ile yapının doğrusal olmayan davranışı incelenmiştir.

4.1 Taşıyıcı Sisteme Ait Özellikler

İncelenen bina ile ilgili genel özellikler aşağıda verilmiştir.

Kat adedi ve bina toplam yüksekliği: $40 \times 4m = 160m$

Taşıyıcı Sistem Tipi: Betonarme Çekirdek+Betonarme Dıştan Destek (*Outrigger*)

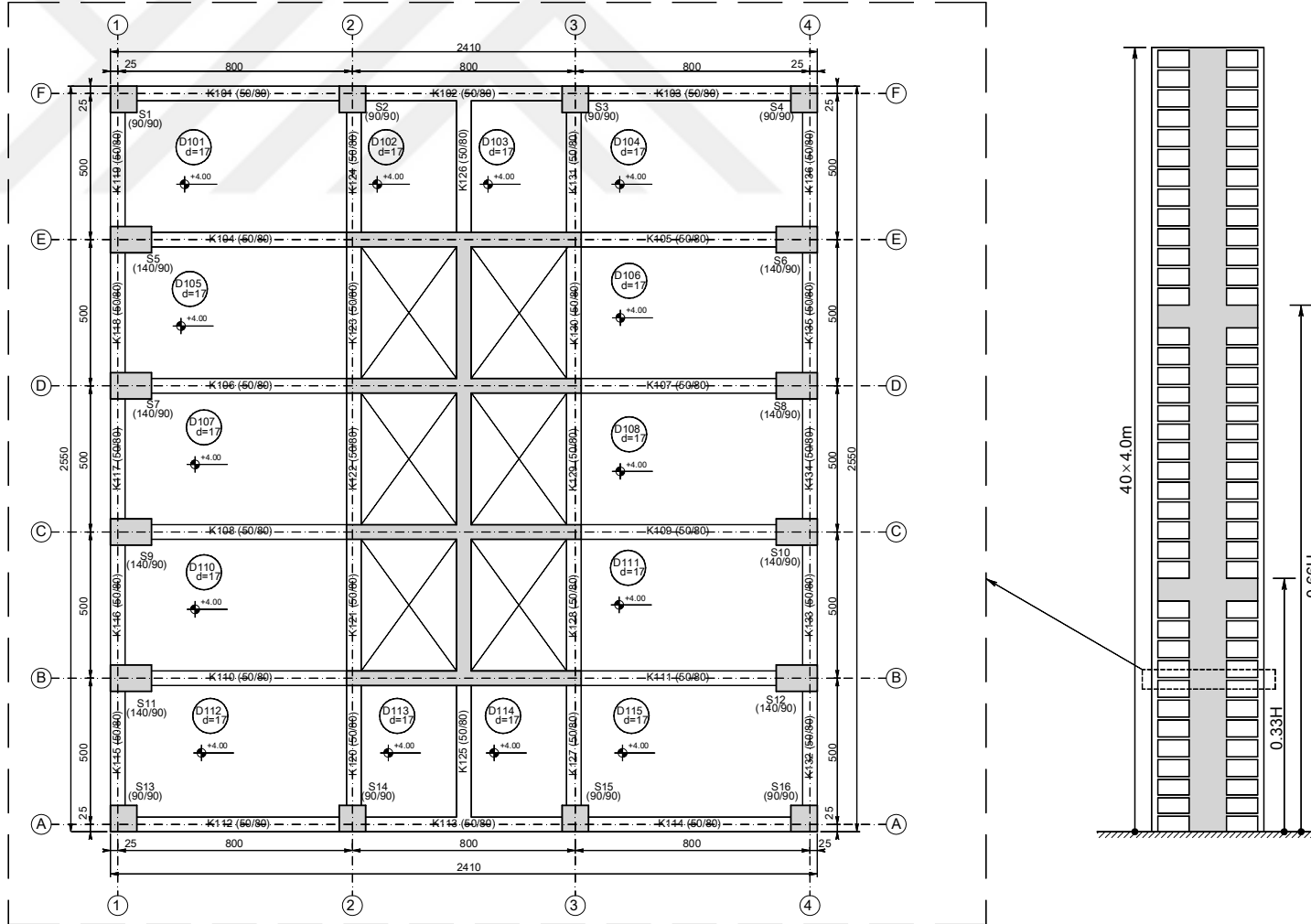
Dıştan Destek (*Outrigger*) adedi: 2 katta ve X doğrultusunda her perde kolunda

Bu bölümde incelenen bina özelinde dıştan destek elemanlarının yerleşimi; genel olarak çoklu dıştan destekli sistemler için optimum yerleşim olarak önerilen [1,3] bina yüksekliğinin alttan ve üstten 1/3'üne yapılmıştır.

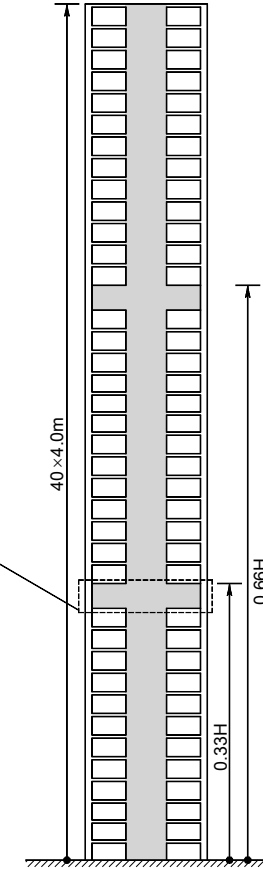
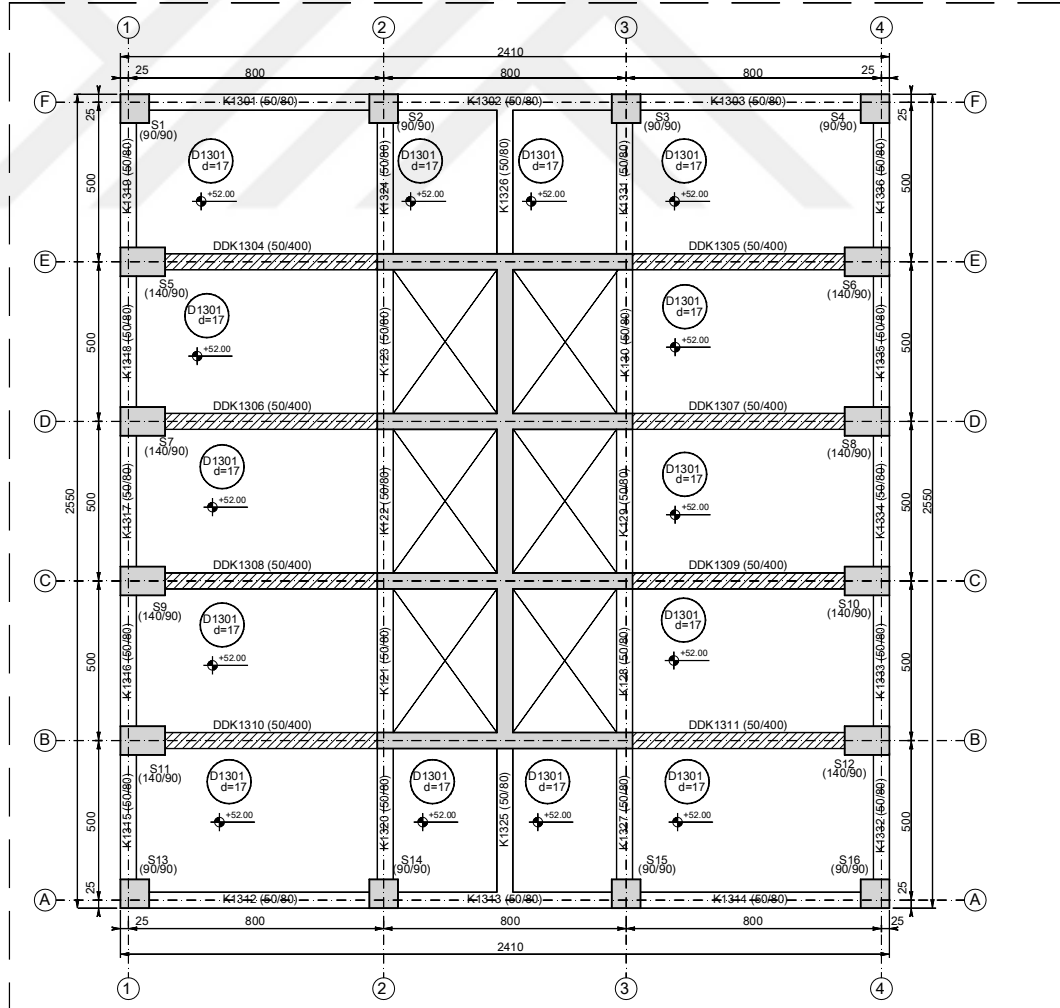
Taşıyıcı sisteme ait normal kat planı Şekil 4.3'te, dıştan destek elemanlarının bulunduğu destek katı planı Şekil 4.4'te gösterilmiştir.

4.2 Yükler

Taşıyıcı sisteme etkitilen sabit ve hareketli yükler; normal katlar ve çatı katı olmak üzere iki grupta toplanmıştır. Hareketli yükler TS 498 [29] ile uyumlu olarak belirlenmiştir. Duvar yükleri kiriş üzerinde ayrıca dikkate alınmamış, bunun yerine hareketli yüklerin arttırılması yoluna gidilmiştir. Sabit ve hareketli yük değerleri Çizelge 4.1'de gösterilmiştir.

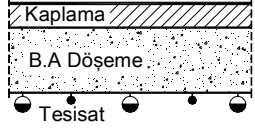
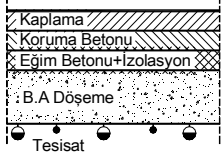


Şekil 4.3 : Normal kat planı.



Şekil 4.4 : Destek katı planı.

Çizelge 4.1 : Yük analizi.

Yük	Kat	Açıklama	Şekil	Toplam
G	Normal Kat	Kaplama+Harç (5cm)		1.6kN/m ²
		Asma Tavan+Tesisat		
	Çatı Katı	Kaplama+Harç (5cm)		3.6kN/m ²
		Koruma Betonu (5cm)		
		Eğim Betonu (5cm)		
Q	Normal Kat	Konut/İşyeri (TS 498-Çizelge 7)	-	3.5kN/m ²
		Duvar Yükü		
	Çatı Katı	Konut/İşyeri (TS 498-Çizelge 7)	-	2.0kN/m ²

4.3 Deprem Hesabı Değişkenleri

Ele alınan binanın deprem hesabında kullanılan değişkenler Çizelge 4.2’de açıklanmıştır. Dıştan destekli sistemler ile ilgili DBYBHY 2007’de herhangi bir hüküm bulunmadığından dolayı taşıyıcı sistem; süneklik düzeyi yüksek perdeler ile süneklik düzeyi normal çerçevelerin beraber kullanıldığı karma sistem olarak kabul edilmiştir. Bu kabul uyarınca Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R) 6 alınmıştır.

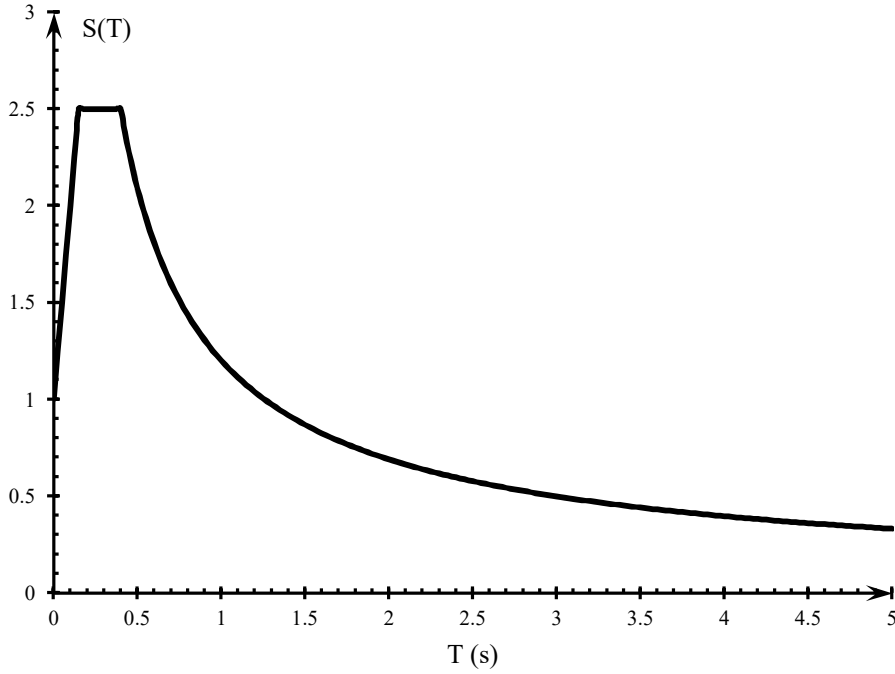
Çizelge 4.2 : Deprem hesabı değişkenleri.

Özellik	Değer	Açıklama
Deprem Bölgesi	1. Derece	-
Etkin Yer İvmesi Katsayısı	$A_0=0.40$	DBYBHY 2007 Tablo 2.2
Yerel Zemin Sınıfı	Z2	$T_A=0.15s$ $T_B=0.40s$ DBYBHY 2007 Tablo 2.4
Bina Önem Katsayısı	Konut/İşyeri	$I=1.0$ DBYBHY 2007 Tablo 2.3
Hareketli Yük Katılım Katsayısı	Konut/İşyeri	$n=0.3$ DBYBHY 2007 Tablo 2.7
Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı	Süneklik Düzeyi Bakımından Karma Sistemler	$R=6^*$ DBYBHY 2007 Madde 2.5.4*

*DBYBHY 2007 Dıştan Destekli Sistemler ile ilgili herhangi bir hüküm içermediğinden karma sistem kabulü yapılmıştır.

4.4 Tasarım İvme Spektrumu

DBYBHY 2007’de Madde 2.4.4’te önerilen spektrum katsayısı $S(T)$ grafiği Z2 zemin sınıfı ve %5 sönüm için Şekil 4.5’te gösterilmiştir.



Şekil 4.5 : Spektrum katsayısı grafiği.

Spektrum katsayısı grafiğine göre DBYBHY 2007 Bölüm 2.4’e göre Spektral İvme Katsayısı ve Elastik Spektral İvme şu şekilde hesaplanabilir.

$$A(T) = A_0 I S(T) \quad (4.1)$$

$$S_{ae}(T) = A(T)g \quad (4.2)$$

A_0 Etkin Yer İvmesi Katsayısı

I Bina Önem Katsayısı

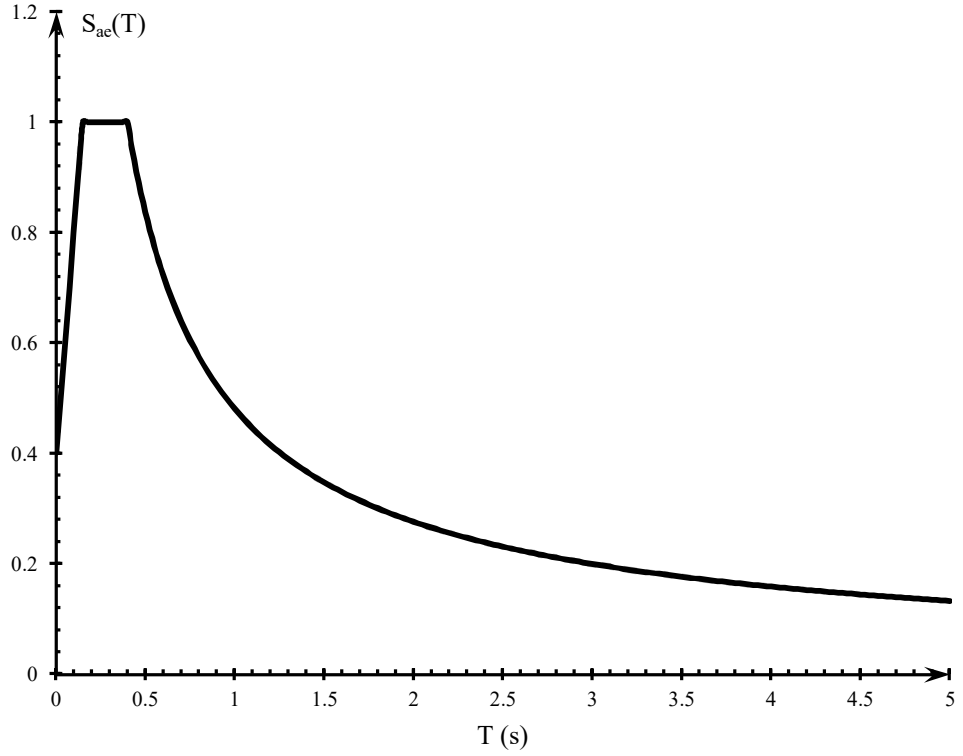
$S(T)$ Spektrum Katsayısı

$A(T)$ Spektral İvme Katsayısı

$S_{ae}(T)$ Elastik Spektral İvme

g Yerçekimi ivmesi

Denklem 4.1 ve denklem 4.2 uyarınca hesaplanan Elastik İvme Spektrumu Şekil 4.6’da gösterilmiştir.



Şekil 4.6 : Elastik ivme spektrumu.

Elde edilen Elastik İvme Spektrumuna göre elastik deprem yüklerini belirleyip boyutlandırmaya gitmek yapı sistemleri açısından ekonomik ve uygulanabilir değildir. Bunun yerine daha önce belirtildiği üzere Deprem Yönetmeliği'nde esas alınan temel yaklaşım Dayanıma Göre Tasarım Yaklaşımı'dır. Bu yaklaşımda ilk aşamada yönetmelikte sunulan davranış spektrumu ile elastik deprem yüküne ulaşılır. Daha sonra yine yönetmeliğin sistem süneklik düzeyi ve taşıyıcı sistem türünü göz önüne alarak sunduğu katsayı ile elastik deprem yükü azaltılır. Azaltılmış yükler altında doğrusal elastik davranışa göre taşıyıcı sistemin çözümü elde edilir [28].

Deprem yükünün azaltılması ile ilgili kurallar DBYBHY 2007 Bölüm 2.5'te tanımlanmıştır.

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5) \frac{T}{T_A} \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (4.3)$$

$$R_a(T) = R \quad (T_A \leq T) \quad (4.4)$$

$R_a(T)$	Deprem Yükü Azaltma Katsayısı
R	Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı
T_A	Spektrum karakteristik periyodu

T

Bina doğal titreşim periyodu

Daha önce belirtildiği gibi Dıştan Destekli Sistemler ile ilgili olarak DBYBHY 2007’de herhangi bir hüküm olmamasından dolayı bina taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek perdeler ile süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşan karma sistem olarak kabul edilmiştir. Karma sistemler ile ilgili olarak Deprem Yönetmeliği’nde Madde 2.5.4’e göre Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, α_s olarak tanımlanan bir katsayıya bağlı olarak değişmektedir. α_s , Süneklik düzeyi yüksek perdelerin tabanında elde edilen kesme kuvvetlerinin toplamının, binanın tümü için tabanda meydana gelen toplam kesme kuvvetine oranı olarak tanımlanmaktadır. Karma Sistemlerde R ile ilgili şartlar şu şekildedir.

- Karma Sistemlerde her bir deprem doğrultusunda mutlaka $\alpha_s > 0.40$ olacaktır.
- Her iki deprem doğrultusunda $\alpha_s > 2/3$ olması durumunda deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek perde tarafından taşındığı durum için verilen R katsayısı ($R = R_{YP}$), taşıyıcı sistemin tümü için kullanılabilir.
- $0.40 \leq \alpha_s \leq 2/3$ aralığında ise, her iki deprem doğrultusunda da taşıyıcı sistemin tümü için

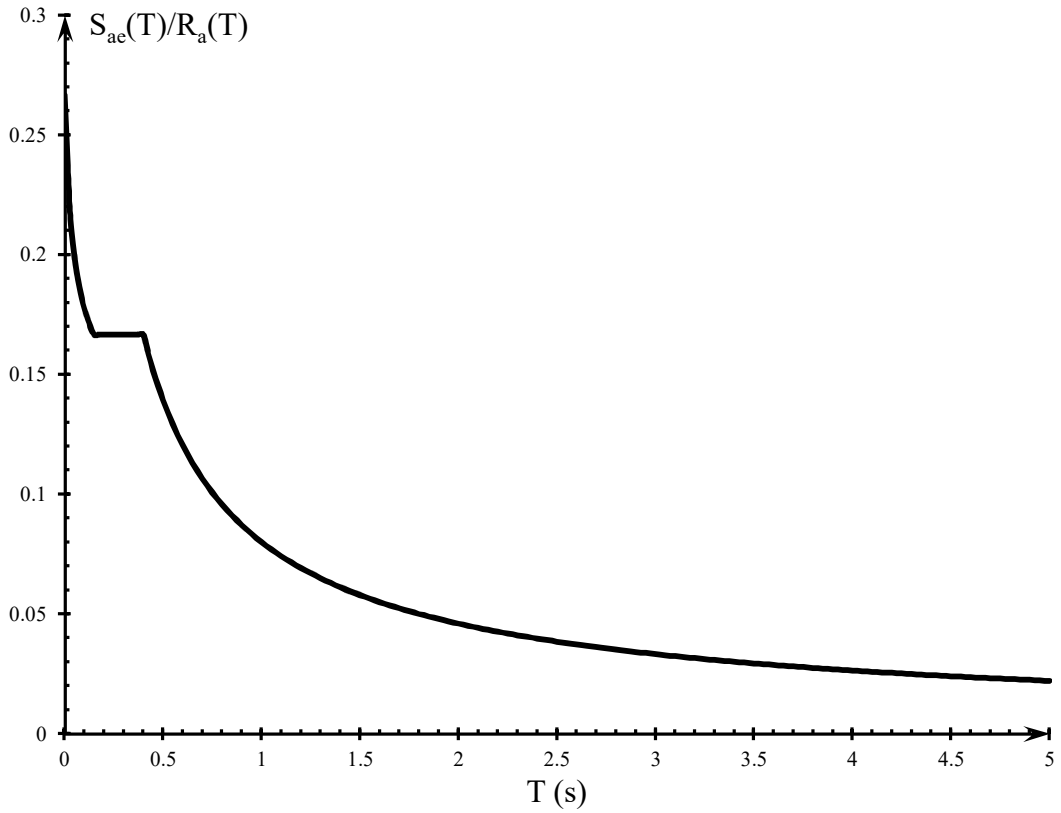
$$R = R_{NÇ} + 1.5\alpha_s(R_{YP} - R_{NÇ}) \quad (4.4)$$

alınacaktır.

R	Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_{NÇ}$	Deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi normal çerçeveler tarafından taşındığı durum için tanımlanan Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)
$R_{YÇ}$	Deprem yüklerinin tamamının süneklik düzeyi yüksek perdeler tarafından taşındığı durum için tanımlanan Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)
α_s	Süneklik düzeyi yüksek perdelerin tabanında elde edilen kesme kuvvetlerinin toplamının, binanın tümü için tabanda meydana gelen toplam kesme kuvvetine oranı

Yukarıda belirtilen şartlara göre Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, α_s ’in $2/3$ ’ten büyük olduğunun gösterilmesi kaydı ile 6 alınmıştır.

Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısının belirlenmesinin ardından elde edilen azaltılmış ivme spektrumu Şekil 4.7’de gösterilmiştir.



Şekil 4.7 : Azaltılmış ivme spektrumu.

4.5 Deprem Hesabında Kullanılacak Yöntemin Seçimi

Bina toplam yüksekliği 160m olduğundan ve bulunduğu deprem bölgesi 1. derece olduğundan dolayı DBYBHY 2007 Tablo 2.6’da verilen şartları sağlamamaktadır. Dolayısıyla deprem hesap yöntemi olarak Mod Birleştirme Yöntemi seçilmiştir.

4.6 Kat Ağırlıklarının Belirlenmesi

Kat ağırlıklarının belirlenmesinde Deprem Yönetmeliği’nde denklem 2.6’da verilen,

$$w_i = g_i + nq_i \quad (4.5)$$

eşitliği kullanılmıştır. Etabs programından okunan kat ağırlıkları Çizelge 4.3’te verilmiştir. Binanın, Konut/İşyeri olarak kullanılmasından dolayı kat ağırlıklarının hesabında kullanılan Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n) DBYBHY 2007 Tablo 2.7’den 0.30 olarak belirlenmiştir.

Çizelge 4.3 : Kat ağırlıkları.

Kat	w _i (kN)	Kat	w _i (kN)	Kat	w _i (kN)	Kat	w _i (kN)
40	9078.10	30	9323.18	20	9323.18	10	9323.18
39	9323.18	29	9323.18	19	9323.18	9	9323.18
38	9323.18	28	9323.18	18	9323.18	8	9323.18
37	9323.18	27	10339.53	17	9323.18	7	9323.18
36	9323.18	26	10339.53	16	9323.18	6	9323.18
35	9323.18	25	9323.18	15	9323.18	5	9323.18
34	9323.18	24	9323.18	14	9323.18	4	9323.18
33	9323.18	23	9323.18	13	10339.53	3	9323.18
32	9323.18	22	9323.18	12	10339.53	2	9323.18
31	9323.18	21	9323.18	11	9323.18	1	9323.18

Deprem hesabında dikkate alınacak yapı toplam ağırlığı ise;

$$W = \sum_{i=1}^{40} w_i = 376747.65 kN$$

olarak hesaplanmıştır.

4.7 Tasarımda Kullanılacak Yük Birleşimleri

Tasarımda kullanılacak yük birleşimleri TS 500 [30] Madde 6.2.6'ya uygun şekilde belirlenmiştir. Tasarımda kullanılan yüklemeler Çizelge 4.4'te gösterilmiştir. Hesaplarda toplamda 4 adet yükleme yapılmıştır. Tasarımda kullanılacak yük birleşimleri (kombinasyonları) ise Çizelge 4.5'te gösterilmiştir.

Dıştan destekli sistemin deprem yükleri altındaki davranışı incelendiğinden rüzgâr yüklemesi yapılmamıştır. Yatay yük olarak sadece deprem yükleri dikkate alınmıştır.

Çizelge 4.4 : Tasarımda kullanılan yüklemeler.

Yüklemeler	Açıklama
G	Sabit Yükler
Q	Hareketli Yükler
X _p	X yönünde Deprem Yüğü (+%5 ek dış merkezlik)
X _n	X yönünde Deprem Yüğü (-%5 ek dış merkezlik)
Y _p	Y yönünde Deprem Yüğü (+%5 ek dış merkezlik)
Y _n	Y yönünde Deprem Yüğü (-%5 ek dış merkezlik)

Çizelge 4.5 : Tasarımda kullanılan yük kombinasyonları.

Kombinasyonlar	Açıklama
1.4G+1.6Q	-
G+Q±X _p ±0.30Y _p	4 Adet
G+Q±X _p ±0.30Y _n	4 Adet
G+Q±X _n ±0.30Y _p	4 Adet
G+Q±X _n ±0.30Y _n	4 Adet
0.9G±X _p ±0.30Y _p	4 Adet
0.9G±X _p ±0.30Y _n	4 Adet
0.9G±X _n ±0.30Y _p	4 Adet
0.9G±X _n ±0.30Y _n	4 Adet
G+Q±Y _p ±0.30X _p	4 Adet
G+Q±Y _p ±0.30X _n	4 Adet
G+Q±Y _n ±0.30X _p	4 Adet
G+Q±Y _n ±0.30X _n	4 Adet
0.9G±Y _p ±0.30X _p	4 Adet
0.9G±Y _p ±0.30X _n	4 Adet
0.9G±Y _n ±0.30X _p	4 Adet
0.9G±Y _n ±0.30X _n	4 Adet
Toplam	65 Adet

4.8 Doğal Titreşim Periyodunun Belirlenmesi

Binanın X ve Y yönündeki doğal titreşim periyodu Etabs programından sırasıyla $T_x=3.461s$, $T_y=3.01s$ olarak elde edilmiştir. DBYBHY 2007 denklem 2.11’de Rayleigh yöntemi kullanılarak hesaplanacak olan titreşim periyodu üst sınır olarak getirilmiştir. Denklem 4.6’da bu üst sınır için hesap bağıntısı verilmiştir.

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right)^{1/2} \quad (4.6)$$

F_{fi} i . kata etkiyen fiktif yük

d_{fi} i . kata etkiyen fiktif yük sonucu hesaplanan yerdeğiştirme

Rayleigh yönteminde, fiktif olarak belirlenen herhangi bir yük değeri kat kütleleri ve kat kotlarına uyumlu şekilde dağıtılarak yerdeğiştirmeler elde edilir. İncelenen yapı için fiktif yük değeri 1000kN olarak belirlenmiştir. Katlara etkitilen yükler ve elde edilen yerdeğiştirmeler X ve Y yönü için sırasıyla Çizelge 4.6’da ve Çizelge 4.7’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.6 : Rayleigh yöntemine göre periyodun belirlenmesi (X yönü).

Kat	H _i	m _i	w _i	w _i H _i	F _{fi}	d _{fi}	md _{fi} ²	F _{fi} d _{fi}	
40	160.0	925.4	9078.1	1452496	47.07	0.016079	0.24	0.76	
39	156.0	950.4	9323.2	1454417	47.13	0.015649	0.23	0.74	
38	152.0	950.4	9323.2	1417124	45.92	0.015214	0.22	0.70	
37	148.0	950.4	9323.2	1379831	44.72	0.014774	0.21	0.66	
36	144.0	950.4	9323.2	1342538	43.51	0.014329	0.20	0.62	
35	140.0	950.4	9323.2	1305246	42.30	0.013879	0.18	0.59	
34	136.0	950.4	9323.2	1267953	41.09	0.013425	0.17	0.55	
33	132.0	950.4	9323.2	1230660	39.88	0.012968	0.16	0.52	
32	128.0	950.4	9323.2	1193368	38.67	0.01251	0.15	0.48	
31	124.0	950.4	9323.2	1156075	37.46	0.012054	0.14	0.45	
30	120.0	950.4	9323.2	1118782	36.26	0.011604	0.13	0.42	
29	116.0	950.4	9323.2	1081489	35.05	0.011164	0.12	0.39	
28	112.0	950.4	9323.2	1044197	33.84	0.010738	0.11	0.36	
27	108.0	1054.0	10339.5	1116669	36.19	0.010334	0.11	0.37	
26	104.0	1054.0	10339.5	1075311	34.85	0.010006	0.11	0.35	
25	100.0	950.4	9323.2	932318	30.21	0.00959	0.09	0.29	
24	96.0	950.4	9323.2	895026	29.00	0.009138	0.08	0.27	
23	92.0	950.4	9323.2	857733	27.80	0.008659	0.07	0.24	
22	88.0	950.4	9323.2	820440	26.59	0.008159	0.06	0.22	
21	84.0	950.4	9323.2	783147	25.38	0.007646	0.06	0.19	
20	80.0	950.4	9323.2	745855	24.17	0.007125	0.05	0.17	
19	76.0	950.4	9323.2	708562	22.96	0.006603	0.04	0.15	
18	72.0	950.4	9323.2	671269	21.75	0.006089	0.04	0.13	
17	68.0	950.4	9323.2	633976	20.55	0.005589	0.03	0.11	
16	64.0	950.4	9323.2	596684	19.34	0.005111	0.02	0.10	
15	60.0	950.4	9323.2	559391	18.13	0.004665	0.02	0.08	
14	56.0	950.4	9323.2	522098	16.92	0.004257	0.02	0.07	
13	52.0	1054.0	10339.5	537656	17.42	0.003902	0.02	0.07	
12	48.0	1054.0	10339.5	496297	16.08	0.003679	0.01	0.06	
11	44.0	950.4	9323.2	410220	13.29	0.003343	0.01	0.04	
10	40.0	950.4	9323.2	372927	12.09	0.002973	0.01	0.04	
9	36.0	950.4	9323.2	335635	10.88	0.002585	0.01	0.03	
8	32.0	950.4	9323.2	298342	9.67	0.002188	0.00	0.02	
7	28.0	950.4	9323.2	261049	8.46	0.001794	0.00	0.02	
6	24.0	950.4	9323.2	223756	7.25	0.001411	0.00	0.01	
5	20.0	950.4	9323.2	186464	6.04	0.001051	0.00	0.01	
4	16.0	950.4	9323.2	149171	4.83	0.000725	0.00	0.00	
3	12.0	950.4	9323.2	111878	3.63	0.000444	0.00	0.00	
2	8.0	950.4	9323.2	74585	2.42	0.00022	0.00	0.00	
1	4.0	950.4	9323.2	37293	1.21	0.000067	0.00	0.00	
Σ =				376747.7	30857929	1000	0.30	3.11	10.29

Çizelge 4.7 : Rayleigh yöntemine göre periyodun belirlenmesi (Y yönü).

Kat	H _i	m _i	w _i	w _i H _i	F _{fi}	d _{fi}	md _{fi} ²	F _{fi} d _{fi}
40	160.0	925.4	9078.1	1452496	47.07	0.0127	0.15	0.60
39	156.0	950.4	9323.2	1454417	47.13	0.0123	0.14	0.58
38	152.0	950.4	9323.2	1417124	45.92	0.0120	0.14	0.55
37	148.0	950.4	9323.2	1379831	44.72	0.0116	0.13	0.52
36	144.0	950.4	9323.2	1342538	43.51	0.0112	0.12	0.49
35	140.0	950.4	9323.2	1305246	42.30	0.0108	0.11	0.46
34	136.0	950.4	9323.2	1267953	41.09	0.0104	0.10	0.43
33	132.0	950.4	9323.2	1230660	39.88	0.0100	0.10	0.40
32	128.0	950.4	9323.2	1193368	38.67	0.0096	0.09	0.37

Çizelge 4.7 (devam) : Rayleigh yöntemine göre periyodun belirlenmesi (Y yönü).

Kat	H _i	m _i	w _i	w _i H _i	F _{fi}	d f _i	md _{fi} ²	F _{fi} d _{fi}	
31	124.0	950.4	9323.2	1156075	37.46	0.0092	0.08	0.35	
30	120.0	950.4	9323.2	1118782	36.26	0.0088	0.07	0.32	
29	116.0	950.4	9323.2	1081489	35.05	0.0084	0.07	0.30	
28	112.0	950.4	9323.2	1044197	33.84	0.0080	0.06	0.27	
27	108.0	1054.0	10339.5	1116669	36.19	0.0076	0.06	0.28	
26	104.0	1054.0	10339.5	1075311	34.85	0.0072	0.06	0.25	
25	100.0	950.4	9323.2	932318	30.21	0.0069	0.04	0.21	
24	96.0	950.4	9323.2	895026	29.00	0.0065	0.04	0.19	
23	92.0	950.4	9323.2	857733	27.80	0.0061	0.04	0.17	
22	88.0	950.4	9323.2	820440	26.59	0.0057	0.03	0.15	
21	84.0	950.4	9323.2	783147	25.38	0.0053	0.03	0.13	
20	80.0	950.4	9323.2	745855	24.17	0.0049	0.02	0.12	
19	76.0	950.4	9323.2	708562	22.96	0.0046	0.02	0.10	
18	72.0	950.4	9323.2	671269	21.75	0.0042	0.02	0.09	
17	68.0	950.4	9323.2	633976	20.55	0.0038	0.01	0.08	
16	64.0	950.4	9323.2	596684	19.34	0.0035	0.01	0.07	
15	60.0	950.4	9323.2	559391	18.13	0.0032	0.01	0.06	
14	56.0	950.4	9323.2	522098	16.92	0.0028	0.01	0.05	
13	52.0	1054.0	10339.5	537656	17.42	0.0025	0.01	0.04	
12	48.0	1054.0	10339.5	496297	16.08	0.0022	0.01	0.04	
11	44.0	950.4	9323.2	410220	13.29	0.0019	0.00	0.03	
10	40.0	950.4	9323.2	372927	12.09	0.0017	0.00	0.02	
9	36.0	950.4	9323.2	335635	10.88	0.0014	0.00	0.02	
8	32.0	950.4	9323.2	298342	9.67	0.0012	0.00	0.01	
7	28.0	950.4	9323.2	261049	8.46	0.0009	0.00	0.01	
6	24.0	950.4	9323.2	223756	7.25	0.0007	0.00	0.01	
5	20.0	950.4	9323.2	186464	6.04	0.0005	0.00	0.00	
4	16.0	950.4	9323.2	149171	4.83	0.0004	0.00	0.00	
3	12.0	950.4	9323.2	111878	3.63	0.0002	0.00	0.00	
2	8.0	950.4	9323.2	74585	2.42	0.0001	0.00	0.00	
1	4.0	950.4	9323.2	37293	1.21	0.0001	0.00	0.00	
Σ =				376747.7	30857929	1000	0.22	1.78	7.74

X ve Y yönü doğal titreşim periyotları;

$$T_x = 2\pi \left(\frac{3.11}{10.29} \right)^{1/2} = 3.454s$$

$$T_y = 2\pi \left(\frac{1.78}{7.74} \right)^{1/2} = 3.013s$$

şeklinde elde edilir. Etabs programından elde edilen periyot değerleri Rayleigh yöntemi ile elde edilen üst sınırları geçtiğinden deprem hesaplarında titreşim periyodu olarak X doğrultusu için $T_x=3.454s$, Y doğrultusu için ise $T_y=3.013s$ değerleri kullanılmıştır.

4.9 Eşdeğer Deprem Yükünün Belirlenmesi

DBYBHY 2007'ye göre Mod Birleştirme Yöntemi kullanılması durumunda alınacak toplam deprem yükünün alt sınırını belirlemek adına Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'ne göre toplam deprem yükünün belirlenmesi gerekmektedir. DBYBHY 2007 2.8.4. maddesine göre bu sınır aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır.

$$B_D = \frac{\beta V_t}{V_{tB}} B_B \quad (4.6)$$

B_B	Mod Birleştirme Yöntemi'nde mod katkılarının birleştirilmesi ile bulunan iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri
V_t	Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile hesaplanan bina toplam deprem yükü
V_{tB}	Mod Birleştirme Yöntemi ile hesaplanan bina toplam deprem yükü
β	Alt sınır için belirlenecek olan katsayı; A1, B2 ve B3 türü düzensizliklerden en az birinin binada bulunması durumunda 0.90, bu düzensizliklerden hiçbirinin bulunmaması durumunda ise 0.80 alınmaktadır.

Bu çalışma kapsamında incelenen bina doğrudan düzensiz kabul edilerek $\beta=0.90$ alınmıştır. Düzensizlik kontrolleri ilerideki bölümlerde ayrıca gösterilmiştir.

Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'ne göre binanın tümüne etkitilecek toplam deprem yükü DBYBHY 2007 uyarınca denklem 4.7'de verilmiştir.

$$V_t = \frac{WA(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10 A_0 IW \quad (4.7)$$

V_t	Toplam Eşdeğer Deprem Yükü (Taban kesme kuvveti)
W	Bina toplam ağırlığı
I	Bina Önem Katsayısı
$A(T_1)$	Bina 1. doğal titreşim periyoduna göre belirlenen Spektral İvme Katsayısı
A_0	Etkin Yer İvmesi Katsayısı
T_1	Birinci doğal titreşim periyodu

$R_a(T_1)$ Bina 1. doğal titreşim periyoduna göre belirlenen Deprem Yüğü
Azaltma Katsayısı

Yukarıdaki bölümlerde elde edilen büyüklüklere göre X ve Y yönü toplam Eşdeğer Deprem Yüğüleri aşağıda gösterilmiştir.

- X yönü için,

$$T_x = 3.454s \quad S(T_x) = 2.5 \times \left(\frac{T_B}{T_x} \right)^{0.8} = 2.5 \times \left(\frac{0.40}{3.454} \right)^{0.8} = 0.446 \quad (T_x > T_b)$$

$$R_a(T_x) = R = 6 \quad (T > T_A)$$

$$V_{t,x} = W \frac{A_0 IS(T_x)}{R_a(T_x)} = 376747.65 \times \frac{0.40 \times 1.0 \times 0.446}{6} = 11201.93kN$$

$$0.10 A_0 IW = 0.10 \times 0.40 \times 1.0 \times 376747.65 = 15069.91kN$$

$$V_{t,x} = 11201.93kN < 15069.91kN \quad V_{t,x} = 15069.91kN$$

- Y Yönü için

$$T_y = 3.013s \quad S(T_y) = 2.5 \times \left(\frac{T_B}{T_y} \right)^{0.8} = 2.5 \times \left(\frac{0.40}{3.013} \right)^{0.8} = 0.497 \quad (T_y > T_b)$$

$$R_a(T_y) = R = 6 \quad (T > T_A)$$

$$V_{t,y} = W \times \frac{A_0 IS(T_y)}{R_a(T_y)} = 376747.65 \times \frac{0.40 \times 1.0 \times 0.497}{6} = 12482.91kN$$

$$0.10 A_0 IW = 0.10 \times 0.40 \times 1.0 \times 376747.65 = 15069.91kN$$

$$V_{t,y} = 12482.91kN < 15069.91kN \quad V_{t,y} = 15069.91kN$$

Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre toplam taban kesme kuvveti Etabs programından elde edilmiştir. Mod katkıları, Deprem Yönetmeliği'nde belirtildiği üzere herhangi iki titreşim moduna ait doğal periyotların 0.80 oranından küçük olması şartını sağlamamasından dolayı Tam Karesel Birleştirme CQC (*Complete Quadratic Combination*) yöntemi kullanılarak birleştirilmiştir.

Mod Birleştirme Yöntemi'nde en az kaç adet modun katkısının dikkate alınacağı ile ilgili olarak Deprem Yönetmeliği Madde 2.8.3.1'de; her bir mod için hesaplanan etkin kütlelerin toplamının bina toplam kütlelerinin %90'ından az olmaması şartı getirilmiştir.

Etabs programında hesap modeli oluşturulurken kat döşemeleri semi rijit diyafram olarak tanımlanmıştır. Ayrıca döşemelerin sahip olduğu; X ekseninde ötelenme, Y

ekseninde ötelenme, Z eksenı etrafında dönme serbestlikleri ve kat adedi göz önünde bulundurularak 120 mod ile çözüm yapılmıştır. Çizelge 4.8’de, Etabs programından elde edilen modlara ait doğal periyotlar ve etkin kütleler sadece ilk 40 mod için gösterilmiştir.

Çizelge 4.8 : Titreşim modlarına ait periyot ve etkin kütleler.

Mod	Periyot(s)	X	Y	RZ	ΣX	ΣY	ΣRZ
1	3.461	0.6935	0	0	0	0.3121	0
2	3.02	0	0.6506	0	0.3526	0.3121	0
3	2.834	0	0	0.7952	0.3526	0.3121	0.7952
4	0.967	0.1747	0	0	0.3526	0.6607	0.7952
5	0.927	0	0	0.0967	0.3526	0.6607	0.8919
6	0.676	0	0.2005	0	0.6384	0.6607	0.8919
7	0.561	0	0	0.0226	0.6384	0.6607	0.9145
8	0.521	0.0366	0	0	0.6384	0.7365	0.9145
9	0.334	0	0	0.0197	0.6384	0.7365	0.9342
10	0.307	0	0.0593	0	0.7559	0.7365	0.9342
11	0.261	0	0	0.0159	0.7559	0.7365	0.95
12	0.261	0	0	0	0.7559	0.7365	0.95
13	0.25	0.0157	0	0	0.7559	0.777	0.95
14	0.21	0	0	0.0089	0.7559	0.777	0.959
15	0.198	0.0193	0	0	0.7559	0.842	0.959
16	0.186	0	0.03	0	0.8304	0.842	0.959
17	0.164	0.0001	0	0	0.8304	0.8422	0.959
18	0.161	0	0	0.0048	0.8304	0.8422	0.9638
19	0.145	0.0164	0	0	0.8304	0.877	0.9638
20	0.135	0	0.0151	0	0.8668	0.877	0.9638
21	0.131	0	0.0026	0	0.8778	0.877	0.9638
22	0.129	0	0	0.0068	0.8778	0.877	0.9706
23	0.126	0	0	0.0006	0.8778	0.877	0.9712
24	0.112	0	0	0.0057	0.8778	0.877	0.9768
25	0.107	0	0	0	0.8778	0.877	0.9768
26	0.105	0	0.0103	0	0.9045	0.877	0.9768
27	0.103	0.0026	0	0	0.9045	0.8832	0.9768
28	0.1	0	0	0	0.9045	0.8832	0.9768
29	0.099	0	0.000007311	0	0.9045	0.8832	0.9768
30	0.096	0.0028	0	0	0.9045	0.8881	0.9768
31	0.094	0	0	0	0.9045	0.8881	0.9768
32	0.091	0	0	0.0016	0.9045	0.8881	0.9785
33	0.088	0.0013	0	0	0.9045	0.8892	0.9785
34	0.088	0	0	0.0015	0.9045	0.8892	0.98
35	0.086	0	0.0044	0	0.921	0.8892	0.98
36	0.084	0	0.0024	0	0.9245	0.8892	0.98
37	0.083	0	0	0.0003	0.9245	0.8892	0.9803
38	0.081	0.0007	0	0	0.9245	0.8921	0.9803
39	0.081	0	0	0	0.9245	0.8921	0.9803
40	0.081	0.0037	0	0	0.9245	0.9056	0.9803

Çizelge 4.8’den görüldüğü üzere X yönünde 26. modda, Y yönünde ise 40. modda etkin kütlelerin toplamı bina kütlelerinin %90’ını geçmektedir.

Mod Birleştirme Yöntemi ile ilgili olarak yeterli mod sayısı belirlenip kontrol edildikten sonra Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvveti kontrolü yapılmıştır. Etabs programından Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre elde edilen taban kesme kuvveti,

$$V_{tB,x} = 9978.133kN$$

$$V_{tB,y} = 12561.4153kN$$

şeklinde elde edilmiştir. İç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler için gerekli büyütme katsayıları,

$$B_{D,x} = \frac{\beta V_{t,x}}{V_{tB,x}} B_{B,x} = \frac{0.90 \times 15069.91}{9978.133} B_{B,x}$$

1.36

$$B_{D,x} = 1.36 B_{B,x}$$

$$B_{D,y} = \frac{\beta V_{t,y}}{V_{tB,y}} B_{B,y} = \frac{0.90 \times 15069.91}{12561.415} B_{B,y}$$

1.08

$$B_{D,y} = 1.08 B_{B,y}$$

şeklindedir. Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre elde edilen taban kesme kuvvetleri, doğrusal olmayan hesap yöntemindeki yük dağılımı ile uyumlu olması bakımından, kat kütleleri ve hâkim titreşim mod genliklerine göre sisteme dağıtılmıştır. Katlara etkililen kesme kuvvetleri Çizelge 4.9'da gösterilmiştir.

Çizelge 4.9 : Kat kesme kuvvetleri (0.33H-0.66H).

Kat	Kot (m)	d _{fxl}	d _{fy1}	m _i (ton)	w _i (kN)	w _i d _{fxl}	w _i d _{fy1}	F _{xi}	F _{yi}
40	160.00	0.016079	0.012721	925.39	9078.10	145.97	115.48	697.68	752.84
39	156.00	0.015649	0.012341	950.38	9323.18	145.90	115.06	697.35	750.06
38	152.00	0.015214	0.011955	950.38	9323.18	141.84	111.46	677.97	726.60
37	148.00	0.014774	0.011568	950.38	9323.18	137.74	107.85	658.36	703.08
36	144.00	0.014329	0.011179	950.38	9323.18	133.59	104.22	638.53	679.44
35	140.00	0.013879	0.010788	950.38	9323.18	129.40	100.58	618.47	655.68
34	136.00	0.013425	0.010396	950.38	9323.18	125.16	96.92	598.24	631.85
33	132.00	0.012968	0.010002	950.38	9323.18	120.90	93.25	577.88	607.90
32	128.00	0.012510	0.009607	950.38	9323.18	116.63	89.57	557.47	583.90
31	124.00	0.012054	0.009212	950.38	9323.18	112.38	85.89	537.15	559.89
30	120.00	0.011604	0.008817	950.38	9323.18	108.19	82.20	517.10	535.88
29	116.00	0.011164	0.008422	950.38	9323.18	104.08	78.52	497.49	511.87
28	112.00	0.010738	0.008029	950.38	9323.18	100.11	74.86	478.51	487.99
27	108.00	0.010334	0.007637	1053.98	10339.53	106.85	78.96	510.70	514.76
26	104.00	0.010006	0.007248	1053.98	10339.53	103.46	74.94	494.49	488.54
25	100.00	0.009590	0.006858	950.38	9323.18	89.41	63.94	427.35	416.82

Çizelge 4.9 (devam) : Kat kesme kuvvetleri (0.33H-0.66H).

Kat	Kot (m)	d_{fx1}	d_{fy1}	m_i (ton)	w_i (kN)	$w_i d_{fx1}$	$w_i d_{fy1}$	F_{xi}	F_{yi}
24	96.00	0.009138	0.006469	950.38	9323.18	85.20	60.31	407.21	393.17
23	92.00	0.008659	0.006082	950.38	9323.18	80.73	56.70	385.86	369.65
22	88.00	0.008159	0.005696	950.38	9323.18	76.07	53.10	363.58	346.19
21	84.00	0.007646	0.005315	950.38	9323.18	71.29	49.55	340.72	323.04
20	80.00	0.007125	0.004938	950.38	9323.18	66.43	46.04	317.50	300.12
19	76.00	0.006603	0.004566	950.38	9323.18	61.56	42.57	294.24	277.51
18	72.00	0.006089	0.004201	950.38	9323.18	56.77	39.17	271.34	255.33
17	68.00	0.005589	0.003845	950.38	9323.18	52.11	35.85	249.06	233.69
16	64.00	0.005111	0.003498	950.38	9323.18	47.65	32.61	227.76	212.60
15	60.00	0.004665	0.003161	950.38	9323.18	43.49	29.47	207.88	192.12
14	56.00	0.004257	0.002836	950.38	9323.18	39.69	26.44	189.70	172.37
13	52.00	0.003902	0.002524	1053.98	10339.53	40.34	26.10	192.84	170.13
12	48.00	0.003679	0.002227	1053.98	10339.53	38.04	23.03	181.82	150.11
11	44.00	0.003343	0.001940	950.38	9323.18	31.17	18.09	148.97	117.91
10	40.00	0.002973	0.001666	950.38	9323.18	27.72	15.53	132.48	101.26
9	36.00	0.002585	0.001407	950.38	9323.18	24.10	13.12	115.19	85.51
8	32.00	0.002188	0.001164	950.38	9323.18	20.40	10.85	97.50	70.75
7	28.00	0.001794	0.000938	950.38	9323.18	16.73	8.75	79.94	57.01
6	24.00	0.001411	0.000732	950.38	9323.18	13.16	6.82	62.88	44.49
5	20.00	0.001051	0.000546	950.38	9323.18	9.80	5.09	46.83	33.18
4	16.00	0.000725	0.000384	950.38	9323.18	6.76	3.58	32.31	23.34
3	12.00	0.000444	0.000246	950.38	9323.18	4.14	2.29	19.79	14.95
2	8.00	0.000220	0.000136	950.38	9323.18	2.05	1.27	9.80	8.27
1	4.00	0.000067	0.000051	950.38	9323.18	0.62	0.48	2.99	3.10
Temel	0.00								
				$\Sigma =$	376747.65	2837.61	2080.51	13562.92	13562.92

4.10 Süneklik Düzeyi Bakımından Karma Taşıyıcı Sistemlere İlişkin Koşulların Kontrolü

DBYBHY 2007 Bölüm 2.5.4 içinde bahsedilen karma sistemlere ait koşulların kontrolü bu bölümde gösterilmiştir. Binaya ait toplam taban kesme kuvveti, perde tabanında oluşan toplam kesme kuvveti ve bu iki büyüklüğün oranı (α_s) Çizelge 4.10'da verilmiştir.

Çizelge 4.10 : Bina toplam kesme kuvveti ve perde taban kesme kuvveti oranı.

Deprem Yönü	Bina Toplam Kesme Kuvveti (kN)	Perde Taban Kesme Kuvveti (kN)	α_s
X	13562.92	11698.96	0.862
Y	13562.92	11811.23	0.871

$$\alpha_{s,x} = 0.862 > \frac{2}{3} = 0.666$$

$$\alpha_{s,y} = 0.871 > \frac{2}{3} = 0.666$$

olduğundan Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)'nın 6 alınması uygundur.

4.11 Düzensizlik Kontrolleri

Yönetmeliklerdeki hükümlere göre, taşıyıcı sistemlerde katlar arası rijitlik ve dayanım farklılıkları kaçınılmazı gereken durumlardır. Dıştan destekli sistemlerde ise destek katındaki rijitlik bir alt kata oranla oldukça fazladır. Yönetmeliklere göre bu durum zayıf kat olarak tanımlanmaktadır ve sistem rijitliklerinin tekrar düzenlenerek hesabın yenilenmesini gerektirmektedir. Ancak yönetmeliklerde zayıf ve yumuşak kat kısıtları, tüm katları aynı rijitlikte olan bir binada arada bir katın rijitliğinin daha az olması durumu için getirilmiştir. Bu duruma örnek olarak diğer katlara oranla yüksekliği fazla tutulan giriş katları ve lobiler gösterilebilir. Ancak dıştan destekli sistemlerde, destek katının rijitliği diğer katlara oranla daha az değildir, aksine fazladır. Özellikle destek katları arasındaki tipik katlarda doğrusal olmayan davranış dağılımı (mafsallaşmalar) buna duruma işaret etmektedir. Doğrusal olmayan hesap sonuçları da bu davranışın kabul edilebilir olduğunu göstermektedir [17]. Bu sebepler göz önüne alınarak B1-Zayıf Kat düzensizliği kontrolü yapılmamış, B2-Yumuşak Kat düzensizliği kontrolünün yapılmasıyla yetinilmiştir. DBYBHY 2007 Bölüm 2.3'te tanımlanan düzensiz binalar ile ilgili kontroller aşağıda gösterilmiştir.

4.11.1 Komşu katlar arası rijitlik düzensizliği (Yumuşak kat) kontrolü

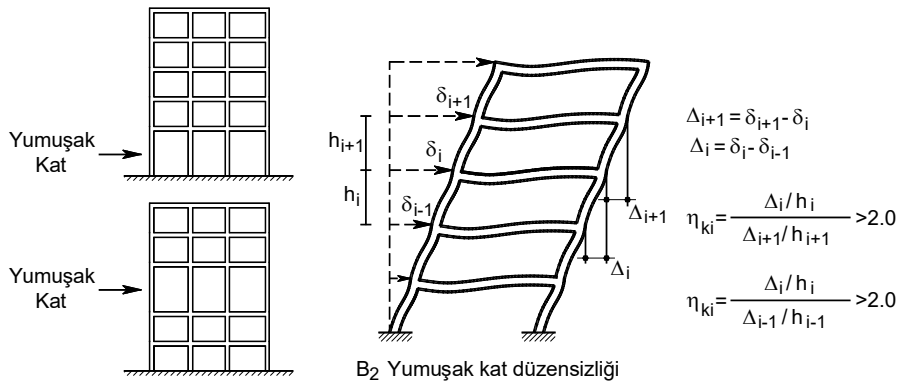
Bir kattaki görelî kat ötelemesi oranının bir üst veya bir alt kattaki ortalama görelî kat ötelemesi oranına bölünmesi ile elde edilen değeri 2'den büyük ise yumuşak kat düzensizliği mevcuttur (Şekil 4.8). İncelenen bina ile ilgili yumuşak kat kontrolleri X ve Y yönleri için sırasıyla Çizelge 4.11 ve Çizelge 4.12'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.11 : X yönü komşu katlar arası rijitlik düzensizliği kontrolü.

Kat	h_i (m)	d_i (mm)	$\Delta_{i,ort}$ (mm)	$\Delta_{i,ort}/h_i$ (mm)	$\frac{(\Delta_i / h_i)_{ort}}{(\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{ort}}$	$\frac{(\Delta_i / h_i)_{ort}}{(\Delta_{i-1} / h_{i-1})_{ort}}$	Sınır	Uygunluk
40	4	228.98	6.20	0.00155	- - -	0.989	2	Uygun
39	4	222.77	6.27	0.00157	1.011	0.989	2	Uygun

Çizelge 4.11 (devam) : X yönü komşu katlar arası rijitlik düzensizliği kontrolü.

Kat	h_i (m)	d_i (mm)	$\Delta_{i,ort}$ (mm)	$\Delta_{i,ort}/h_i$ (mm)	$\frac{(\Delta_i/h_i)_{ort}}{(\Delta_{i+1}/h_{i+1})_{ort}}$	$\frac{(\Delta_i/h_i)_{ort}}{(\Delta_{i-1}/h_{i-1})_{ort}}$	Sınır	Uygunluk
38	4	216.51	6.34	0.00159	1.011	0.989	2	Uygun
37	4	210.17	6.41	0.00160	1.011	0.988	2	Uygun
36	4	203.76	6.49	0.00162	1.012	0.991	2	Uygun
35	4	197.27	6.55	0.00164	1.009	0.994	2	Uygun
34	4	190.72	6.59	0.00165	1.006	0.998	2	Uygun
33	4	184.13	6.60	0.00165	1.002	1.005	2	Uygun
32	4	177.52	6.57	0.00164	0.995	1.014	2	Uygun
31	4	170.96	6.48	0.00162	0.986	1.024	2	Uygun
30	4	164.48	6.33	0.00158	0.977	1.033	2	Uygun
29	4	158.15	6.13	0.00153	0.968	1.057	2	Uygun
28	4	152.02	5.80	0.00145	0.946	1.234	2	Uygun
27	4	146.22	4.70	0.00118	0.810	0.789	2	Uygun
26	4	141.52	5.96	0.00149	1.268	0.918	2	Uygun
25	4	135.56	6.49	0.00162	1.089	0.946	2	Uygun
24	4	129.08	6.86	0.00172	1.057	0.958	2	Uygun
23	4	122.21	7.16	0.00179	1.044	0.974	2	Uygun
22	4	115.06	7.35	0.00184	1.027	0.987	2	Uygun
21	4	107.70	7.45	0.00186	1.014	1.000	2	Uygun
20	4	100.25	7.45	0.00186	1.000	1.015	2	Uygun
19	4	92.80	7.34	0.00184	0.985	1.029	2	Uygun
18	4	85.46	7.13	0.00178	0.971	1.049	2	Uygun
17	4	78.33	6.80	0.00170	0.954	1.071	2	Uygun
16	4	71.53	6.35	0.00159	0.934	1.097	2	Uygun
15	4	65.19	5.79	0.00145	0.912	1.151	2	Uygun
14	4	59.40	5.03	0.00126	0.869	1.587	2	Uygun
13	4	54.37	3.17	0.00079	0.630	0.669	2	Uygun
12	4	51.19	4.74	0.00119	1.495	0.912	2	Uygun
11	4	46.46	5.20	0.00130	1.097	0.959	2	Uygun
10	4	41.26	5.42	0.00136	1.042	0.980	2	Uygun
9	4	35.84	5.53	0.00138	1.020	1.005	2	Uygun
8	4	30.30	5.50	0.00138	0.995	1.034	2	Uygun
7	4	24.81	5.32	0.00133	0.967	1.066	2	Uygun
6	4	19.49	4.99	0.00125	0.938	1.106	2	Uygun
5	4	14.50	4.51	0.00113	0.904	1.162	2	Uygun
4	4	9.99	3.88	0.00097	0.860	1.260	2	Uygun
3	4	6.11	3.08	0.00077	0.794	1.460	2	Uygun
2	4	3.03	2.11	0.00053	0.685	0.382	2	Uygun
1	4	0.92	0.92	0.00023	0.433	---	2	Uygun



Şekil 4.8 : Yumuşak kat düzensizliği (B2) [28].

Çizelge 4.12 : Y yönü komşu katlar arası rijitlik düzensizliği kontrolü.

Kat	h_i (m)	d_i (mm)	$\Delta_{i,ort}$ (mm)	$\Delta_{i,ort} / h_i$ (mm)	$\frac{(\Delta_i / h_i)_{ort}}{(\Delta_{i+1} / h_{i+1})_{ort}}$	$\frac{(\Delta_i / h_i)_{ort}}{(\Delta_{i-1} / h_{i-1})_{ort}}$	Sınır	Uygunluk
40	4	187.77	5.69	0.00142	- - -	0.988	2	Uygun
39	4	182.08	5.76	0.00144	1.012	0.995	2	Uygun
38	4	176.32	5.79	0.00145	1.005	0.997	2	Uygun
37	4	170.54	5.81	0.00145	1.003	0.995	2	Uygun
36	4	164.72	5.84	0.00146	1.005	0.995	2	Uygun
35	4	158.88	5.87	0.00147	1.005	0.997	2	Uygun
34	4	153.01	5.89	0.00147	1.003	0.998	2	Uygun
33	4	147.13	5.90	0.00148	1.002	1.000	2	Uygun
32	4	141.23	5.90	0.00148	1.000	1.000	2	Uygun
31	4	135.32	5.90	0.00148	1.000	1.002	2	Uygun
30	4	129.42	5.89	0.00147	0.998	1.003	2	Uygun
29	4	123.54	5.87	0.00147	0.997	1.005	2	Uygun
28	4	117.67	5.84	0.00146	0.995	1.009	2	Uygun
27	4	111.83	5.79	0.00145	0.991	0.998	2	Uygun
26	4	106.04	5.80	0.00145	1.002	1.003	2	Uygun
25	4	100.23	5.78	0.00145	0.997	1.005	2	Uygun
24	4	94.45	5.75	0.00144	0.995	1.007	2	Uygun
23	4	88.70	5.71	0.00143	0.993	1.011	2	Uygun
22	4	82.99	5.65	0.00141	0.989	1.013	2	Uygun
21	4	77.33	5.58	0.00140	0.988	1.016	2	Uygun
20	4	71.75	5.49	0.00137	0.984	1.020	2	Uygun
19	4	66.27	5.38	0.00135	0.980	1.025	2	Uygun
18	4	60.89	5.25	0.00131	0.976	1.029	2	Uygun
17	4	55.64	5.10	0.00128	0.971	1.032	2	Uygun
16	4	50.54	4.94	0.00124	0.969	1.040	2	Uygun
15	4	45.60	4.75	0.00119	0.962	1.042	2	Uygun
14	4	40.85	4.56	0.00114	0.960	1.053	2	Uygun
13	4	36.29	4.33	0.00108	0.950	1.038	2	Uygun
12	4	31.96	4.17	0.00104	0.963	1.050	2	Uygun
11	4	27.79	3.97	0.00099	0.952	1.059	2	Uygun
10	4	23.82	3.75	0.00094	0.945	1.068	2	Uygun
9	4	20.07	3.51	0.00088	0.936	1.080	2	Uygun
8	4	16.56	3.25	0.00081	0.926	1.098	2	Uygun
7	4	13.32	2.96	0.00074	0.911	1.117	2	Uygun
6	4	10.36	2.65	0.00066	0.895	1.147	2	Uygun
5	4	7.71	2.31	0.00058	0.872	1.185	2	Uygun
4	4	5.40	1.95	0.00049	0.844	1.250	2	Uygun
3	4	3.45	1.56	0.00039	0.800	1.322	2	Uygun
2	4	1.89	1.18	0.00030	0.756	1.662	2	Uygun
1	4	0.71	0.71	0.00018	0.602	- - -	2	Uygun

Çizelge 4.11 ve 4.12’den görüldüğü şekilde incelenen binanın hiçbir katında B2 düzensizliği bulunmamaktadır.

4.11.2 Burulma düzensizliği kontrolü

Burulma düzensizliği ile ilgili kontroller X ve Y yönü için Çizelge 4.13 ve Çizelge 4.14'te gösterilmiştir.

Çizelge 4.13 : X yönü için burulma düzensizliği kontrolü.

Kat	$d_{i,max}$ (mm)	$d_{i,min}$ (mm)	$\Delta_{i,max}$ (mm)	$\Delta_{i,min}$ (mm)	$\Delta_{i,ort}$ (mm)	$\eta_{bi} = \frac{(\Delta_i)_{max}}{(\Delta_i)_{ort}}$
40	246.06	211.89	6.31	6.09	6.20	1.018
39	239.75	205.80	6.40	6.13	6.27	1.021
38	233.35	199.66	6.49	6.18	6.34	1.024
37	226.86	193.48	6.59	6.23	6.41	1.028
36	220.27	187.25	6.70	6.28	6.49	1.032
35	213.57	180.97	6.79	6.31	6.55	1.036
34	206.78	174.66	6.86	6.33	6.59	1.040
33	199.92	168.33	6.89	6.31	6.60	1.044
32	193.04	162.01	6.88	6.26	6.57	1.047
31	186.16	155.75	6.80	6.16	6.48	1.050
30	179.36	149.59	6.66	6.00	6.33	1.052
29	172.70	143.59	6.45	5.80	6.13	1.053
28	166.25	137.79	6.08	5.51	5.80	1.049
27	160.17	132.28	4.88	4.52	4.70	1.038
26	155.29	127.76	6.29	5.62	5.96	1.056
25	149.00	122.13	6.91	6.06	6.49	1.066
24	142.08	116.07	7.35	6.38	6.86	1.070
23	134.74	109.69	7.69	6.63	7.16	1.074
22	127.05	103.06	7.92	6.79	7.35	1.077
21	119.14	96.27	8.04	6.86	7.45	1.079
20	111.10	89.41	8.05	6.84	7.45	1.081
19	103.04	82.57	7.96	6.73	7.34	1.084
18	95.08	75.84	7.74	6.51	7.13	1.086
17	87.34	69.33	7.40	6.20	6.80	1.089
16	79.94	63.13	6.92	5.77	6.35	1.091
15	73.01	57.36	6.32	5.26	5.79	1.091
14	66.70	52.10	5.46	4.60	5.03	1.085
13	61.24	47.50	3.39	2.96	3.17	1.067
12	57.85	44.54	5.18	4.30	4.74	1.093
11	52.67	40.24	5.75	4.64	5.20	1.107
10	46.91	35.61	6.04	4.80	5.42	1.114
9	40.87	30.80	6.19	4.87	5.53	1.119
8	34.68	25.93	6.18	4.82	5.50	1.124
7	28.50	21.11	6.00	4.63	5.32	1.129
6	22.50	16.48	5.66	4.91	5.28	1.071
5	16.84	11.58	5.16	3.69	4.42	1.166
4	11.68	7.89	4.47	3.13	3.80	1.176
3	7.20	4.76	3.59	2.45	3.02	1.189
2	3.61	2.30	2.50	1.63	2.07	1.209
1	1.11	0.67	1.11	0.67	0.89	1.248

Çizelge 4.14 : Y yönü için burulma düzensizliği kontrolü.

Kat	$d_{i,maks}$ (mm)	$d_{i,min}$ (mm)	$\Delta_{i,maks}$ (mm)	$\Delta_{i,min}$ (mm)	$\Delta_{i,ort}$ (mm)	$\eta_{bi} = \frac{(\Delta_i)_{max}}{(\Delta_i)_{ort}}$
40	203.94	171.59	5.80	5.58	5.69	1.019
39	198.15	166.02	5.89	5.63	5.76	1.023
38	192.25	160.39	5.94	5.63	5.79	1.026
37	186.32	154.76	5.99	5.64	5.81	1.031
36	180.32	149.12	6.05	5.64	5.84	1.035
35	174.27	143.48	6.10	5.63	5.87	1.040
34	168.18	137.85	6.14	5.63	5.89	1.044
33	162.03	132.22	6.18	5.62	5.90	1.048
32	155.85	126.61	6.20	5.60	5.90	1.051
31	149.65	121.00	6.21	5.59	5.90	1.053
30	143.43	115.42	6.21	5.57	5.89	1.054
29	137.22	109.85	6.18	5.55	5.87	1.053
28	131.04	104.29	6.12	5.57	5.84	1.047
27	124.93	98.73	5.96	5.62	5.79	1.030
26	118.96	93.11	6.13	5.48	5.80	1.055
25	112.84	87.63	6.19	5.37	5.78	1.071
24	106.65	82.26	6.22	5.29	5.75	1.081
23	100.43	76.97	6.22	5.21	5.71	1.088
22	94.21	71.76	6.19	5.12	5.65	1.095
21	88.02	66.64	6.14	5.02	5.58	1.100
20	81.88	61.63	6.06	4.91	5.49	1.105
19	75.82	56.72	5.96	4.79	5.38	1.109
18	69.86	51.92	5.83	4.67	5.25	1.111
17	64.03	47.26	5.67	4.53	5.10	1.112
16	58.36	42.72	5.48	4.39	4.94	1.110
15	52.88	38.33	5.25	4.26	4.75	1.105
14	47.62	34.08	4.97	4.16	4.56	1.088
13	42.66	29.92	4.53	4.13	4.33	1.047
12	38.13	25.79	4.59	3.76	4.17	1.099
11	33.54	22.03	4.49	3.45	3.97	1.131
10	29.05	18.59	4.32	3.17	3.75	1.154
9	24.73	15.41	4.12	2.90	3.51	1.175
8	20.61	12.52	3.88	2.61	3.25	1.194
7	16.73	9.91	3.59	2.32	2.96	1.214
6	13.14	7.58	3.27	2.02	2.65	1.235
5	9.87	5.56	2.91	1.72	2.31	1.258
4	6.96	3.84	2.50	1.40	1.95	1.281
3	4.47	2.44	2.03	1.09	1.56	1.303
2	2.43	1.35	1.55	0.82	1.18	1.305
1	0.89	0.53	0.89	0.53	0.71	1.252

Çizelgelerden görüldüğü üzere hem X hem de Y yönünde burulma düzensizliği mevcuttur. Deprem hesaplarında taban kesme kuvveti alt sınırını belirten β katsayısının 0.90 alınması kabulü geçerlidir.

4.11.3 Görelî kat ötelemelerinin kontrolü

DBYBHY 2007 Bölüm 2.10.1’de tanımlanan etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü

X ve Y yönü için Çizelge 4.15 ve Çizelge 4.16’da gösterilmiştir.

Çizelge 4.15 : X yönü etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü.

Kat	d_i (mm)	Δ_i (mm)	$\delta_i=R\Delta_i$ (mm)	h_i (m)	δ_i/h_i	Sınır	Uygunluk
40	228.98	6.20	37.20	4	0.00930	0.02	Uygun
39	222.77	6.27	37.62	4	0.00941	0.02	Uygun
38	216.51	6.34	38.04	4	0.00951	0.02	Uygun
37	210.17	6.41	38.46	4	0.00962	0.02	Uygun
36	203.76	6.49	38.94	4	0.00974	0.02	Uygun
35	197.27	6.55	39.30	4	0.00983	0.02	Uygun
34	190.72	6.59	39.54	4	0.00989	0.02	Uygun
33	184.13	6.60	39.60	4	0.00990	0.02	Uygun
32	177.52	6.57	39.42	4	0.00986	0.02	Uygun
31	170.96	6.48	38.88	4	0.00972	0.02	Uygun
30	164.48	6.33	37.98	4	0.00950	0.02	Uygun
29	158.15	6.13	36.78	4	0.00920	0.02	Uygun
28	152.02	5.80	34.80	4	0.00870	0.02	Uygun
27	146.22	4.70	28.20	4	0.00705	0.02	Uygun
26	141.52	5.96	35.76	4	0.00894	0.02	Uygun
25	135.56	6.49	38.94	4	0.00974	0.02	Uygun
24	129.08	6.86	41.16	4	0.01029	0.02	Uygun
23	122.21	7.16	42.96	4	0.01074	0.02	Uygun
22	115.06	7.35	44.10	4	0.01103	0.02	Uygun
21	107.70	7.45	44.70	4	0.01118	0.02	Uygun
20	100.25	7.45	44.70	4	0.01118	0.02	Uygun
19	92.80	7.34	44.04	4	0.01101	0.02	Uygun
18	85.46	7.13	42.78	4	0.01070	0.02	Uygun
17	78.33	6.80	40.80	4	0.01020	0.02	Uygun
16	71.53	6.35	38.10	4	0.00953	0.02	Uygun
15	65.19	5.79	34.74	4	0.00869	0.02	Uygun
14	59.40	5.03	30.18	4	0.00755	0.02	Uygun
13	54.37	3.17	19.02	4	0.00476	0.02	Uygun
12	51.19	4.74	28.44	4	0.00711	0.02	Uygun
11	46.46	5.20	31.20	4	0.00780	0.02	Uygun
10	41.26	5.42	32.52	4	0.00813	0.02	Uygun
9	35.84	5.53	33.18	4	0.00830	0.02	Uygun
8	30.30	5.50	33.00	4	0.00825	0.02	Uygun
7	24.81	5.32	31.92	4	0.00798	0.02	Uygun
6	19.49	4.99	29.94	4	0.00749	0.02	Uygun
5	14.50	4.51	27.06	4	0.00677	0.02	Uygun
4	9.99	3.88	23.28	4	0.00582	0.02	Uygun
3	6.11	3.08	18.48	4	0.00462	0.02	Uygun
2	3.03	2.11	12.66	4	0.00317	0.02	Uygun
1	0.92	0.92	5.52	4	0.00138	0.02	Uygun

Çizelge 4.16 : Y yönü etkin görelî kat ötelemelerinin kontrolü.

Kat	d_i (mm)	Δ_i (mm)	$\delta_i=R\Delta_i$ (mm)	h_i (m)	δ_i/h_i	Sınır	Uygunluk
40	187.77	5.69	34.14	4	0.00854	0.02	Uygun
39	182.08	5.76	34.56	4	0.00864	0.02	Uygun
38	176.32	5.79	34.74	4	0.00869	0.02	Uygun
37	170.54	5.81	34.86	4	0.00872	0.02	Uygun
36	164.72	5.84	35.04	4	0.00876	0.02	Uygun
35	158.88	5.87	35.22	4	0.00881	0.02	Uygun
34	153.01	5.89	35.34	4	0.00884	0.02	Uygun
33	147.13	5.90	35.40	4	0.00885	0.02	Uygun
32	141.23	5.90	35.40	4	0.00885	0.02	Uygun
31	135.32	5.90	35.40	4	0.00885	0.02	Uygun
30	129.42	5.89	35.34	4	0.00884	0.02	Uygun
29	123.54	5.87	35.22	4	0.00881	0.02	Uygun
28	117.67	5.84	35.04	4	0.00876	0.02	Uygun
27	111.83	5.79	34.74	4	0.00869	0.02	Uygun
26	106.04	5.80	34.80	4	0.00870	0.02	Uygun
25	100.23	5.78	34.68	4	0.00867	0.02	Uygun
24	94.45	5.75	34.50	4	0.00863	0.02	Uygun
23	88.70	5.71	34.26	4	0.00857	0.02	Uygun
22	82.99	5.65	33.90	4	0.00848	0.02	Uygun
21	77.33	5.58	33.48	4	0.00837	0.02	Uygun
20	71.75	5.49	32.94	4	0.00824	0.02	Uygun
19	66.27	5.38	32.28	4	0.00807	0.02	Uygun
18	60.89	5.25	31.50	4	0.00788	0.02	Uygun
17	55.64	5.10	30.60	4	0.00765	0.02	Uygun
16	50.54	4.94	29.64	4	0.00741	0.02	Uygun
15	45.60	4.75	28.50	4	0.00713	0.02	Uygun
14	40.85	4.56	27.36	4	0.00684	0.02	Uygun
13	36.29	4.33	25.98	4	0.00650	0.02	Uygun
12	31.96	4.17	25.02	4	0.00626	0.02	Uygun
11	27.79	3.97	23.82	4	0.00596	0.02	Uygun
10	23.82	3.75	22.50	4	0.00563	0.02	Uygun
9	20.07	3.51	21.06	4	0.00527	0.02	Uygun
8	16.56	3.25	19.50	4	0.00488	0.02	Uygun
7	13.32	2.96	17.76	4	0.00444	0.02	Uygun
6	10.36	2.65	15.90	4	0.00398	0.02	Uygun
5	7.71	2.31	13.86	4	0.00347	0.02	Uygun
4	5.40	1.95	11.70	4	0.00293	0.02	Uygun
3	3.45	1.56	9.36	4	0.00234	0.02	Uygun
2	1.89	1.18	7.08	4	0.00177	0.02	Uygun
1	0.71	0.71	4.26	4	0.00107	0.02	Uygun

Bina DBYBHY 2007 denklem 2.19’da verilen koşulu sağlamaktadır.

4.11.4 İkinci mertebe etkilerinin kontrolü

İkinci mertebe etkileri DBYBHY 2007 denklem 2.20’de tanımlanan İkinci Mertebe Gösterge Değeri (θ_i)’ne göre kontrol edilmektedir.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=i}^N w_j}{V_i h_i} \leq 0.12 \quad (4.8)$$

θ_i İkinci mertebe gösterge değeri

$(\Delta_i)_{ort}$ Binanın i ’inci katındaki ortalama azaltılmış görelî kat ötelemesi

V_i Göz önüne alınan deprem doğrultusunda binanın i ’inci katına etki eden kat kesme kuvveti

h_i Binanın i ’inci katının kat yüksekliği

w_i Binanın i ’inci katının ağırlığı

Binanın X ve Y yönü için ikinci mertebe kontrolleri Çizelge 4.17 ve Çizelge 4.18’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.17 : X yönü ikinci mertebe etkileri kontrolü.

Kat	d_i (mm)	Δ_i (mm)	W_i (kN)	Σw_j (kN)	F_i (kN)	V_i (kN)	h_i (m)	θ_i	Sınır	Uygunluk
40	228.98	6.20	9078.10	9078.10	697.68	697.68	4	0.0202	0.12	Uygun
39	222.77	6.27	9323.18	18401.28	697.35	1395.03	4	0.0207	0.12	Uygun
38	216.51	6.34	9323.18	27724.47	677.97	2072.99	4	0.0212	0.12	Uygun
37	210.17	6.41	9323.18	37047.65	658.36	2731.35	4	0.0217	0.12	Uygun
36	203.76	6.49	9323.18	46370.83	638.53	3369.88	4	0.0223	0.12	Uygun
35	197.27	6.55	9323.18	55694.02	618.47	3988.35	4	0.0229	0.12	Uygun
34	190.72	6.59	9323.18	65017.20	598.24	4586.60	4	0.0234	0.12	Uygun
33	184.13	6.60	9323.18	74340.39	577.88	5164.47	4	0.0238	0.12	Uygun
32	177.52	6.57	9323.18	83663.57	557.47	5721.94	4	0.0240	0.12	Uygun
31	170.96	6.48	9323.18	92986.75	537.15	6259.09	4	0.0241	0.12	Uygun
30	164.48	6.33	9323.18	102309.94	517.10	6776.19	4	0.0239	0.12	Uygun
29	158.15	6.13	9323.18	111633.12	497.49	7273.68	4	0.0235	0.12	Uygun
28	152.02	5.80	9323.18	120956.30	478.51	7752.19	4	0.0226	0.12	Uygun
27	146.22	4.70	10339.53	131295.83	510.70	8262.89	4	0.0187	0.12	Uygun
26	141.52	5.96	10339.53	141635.37	494.49	8757.38	4	0.0241	0.12	Uygun
25	135.56	6.49	9323.18	150958.55	427.35	9184.73	4	0.0267	0.12	Uygun
24	129.08	6.86	9323.18	160281.73	407.21	9591.94	4	0.0287	0.12	Uygun
23	122.21	7.16	9323.18	169604.92	385.86	9977.80	4	0.0304	0.12	Uygun
22	115.06	7.35	9323.18	178928.10	363.58	10341.38	4	0.0318	0.12	Uygun

Çizelge 4.17 (devam) : X yönü ikinci merteye etkileri kontrolü.

Kat	d_i (mm)	Δ_i (mm)	W_i (kN)	Σw_j (kN)	F_i (kN)	V_i (kN)	h_i (m)	θ_i	Sınır	Uygunluk
21	107.70	7.45	9323.18	188251.28	340.72	10682.10	4	0.0328	0.12	Uygun
20	100.25	7.45	9323.18	197574.47	317.50	10999.61	4	0.0335	0.12	Uygun
19	92.80	7.34	9323.18	206897.65	294.24	11293.85	4	0.0336	0.12	Uygun
18	85.46	7.13	9323.18	216220.83	271.34	11565.19	4	0.0333	0.12	Uygun
17	78.33	6.80	9323.18	225544.02	249.06	11814.24	4	0.0325	0.12	Uygun
16	71.53	6.35	9323.18	234867.20	227.76	12042.00	4	0.0310	0.12	Uygun
15	65.19	5.79	9323.18	244190.39	207.88	12249.88	4	0.0289	0.12	Uygun
14	59.40	5.03	9323.18	253513.57	189.70	12439.58	4	0.0256	0.12	Uygun
13	54.37	3.17	10339.53	263853.10	192.84	12632.42	4	0.0166	0.12	Uygun
12	51.19	4.74	10339.53	274192.63	181.82	12814.23	4	0.0254	0.12	Uygun
11	46.46	5.20	9323.18	283515.82	148.97	12963.20	4	0.0284	0.12	Uygun
10	41.26	5.42	9323.18	292839.00	132.48	13095.68	4	0.0303	0.12	Uygun
9	35.84	5.53	9323.18	302162.18	115.19	13210.88	4	0.0316	0.12	Uygun
8	30.30	5.50	9323.18	311485.37	97.50	13308.38	4	0.0322	0.12	Uygun
7	24.81	5.32	9323.18	320808.55	79.94	13388.32	4	0.0319	0.12	Uygun
6	19.49	4.99	9323.18	330131.73	62.88	13451.20	4	0.0306	0.12	Uygun
5	14.50	4.51	9323.18	339454.92	46.83	13498.03	4	0.0284	0.12	Uygun
4	9.99	3.88	9323.18	348778.10	32.31	13530.34	4	0.0250	0.12	Uygun
3	6.11	3.08	9323.18	358101.28	19.79	13550.13	4	0.0203	0.12	Uygun
2	3.03	2.11	9323.18	367424.47	9.80	13559.93	4	0.0143	0.12	Uygun
1	0.92	0.92	9323.18	376747.65	2.99	13562.92	4	0.0064	0.12	Uygun

X yönünde tüm katlarda ikinci merteye gösterge değeri 0.12 sınır değerinden küçük olduğundan dolayı hesaplamalarda ikinci merteye etkileri ihmal edilmiştir.

Çizelge 4.18 : Y yönü ikinci merteye etkileri kontrolü.

Kat	d_i (mm)	Δ_i (mm)	W_i (kN)	Σw_j (kN)	F_i (kN)	V_i (kN)	h_i (m)	θ_i	Sınır	Uygunluk
40	187.77	5.69	9078.10	9078.10	752.84	752.84	4	0.0172	0.12	Uygun
39	182.08	5.76	9323.18	18401.28	750.06	1502.90	4	0.0176	0.12	Uygun
38	176.32	5.79	9323.18	27724.47	726.60	2229.50	4	0.0180	0.12	Uygun
37	170.54	5.81	9323.18	37047.65	703.08	2932.59	4	0.0183	0.12	Uygun
36	164.72	5.84	9323.18	46370.83	679.44	3612.03	4	0.0187	0.12	Uygun
35	158.88	5.87	9323.18	55694.02	655.68	4267.70	4	0.0192	0.12	Uygun
34	153.01	5.89	9323.18	65017.20	631.85	4899.55	4	0.0195	0.12	Uygun
33	147.13	5.90	9323.18	74340.39	607.90	5507.46	4	0.0199	0.12	Uygun
32	141.23	5.90	9323.18	83663.57	583.90	6091.35	4	0.0203	0.12	Uygun
31	135.32	5.90	9323.18	92986.75	559.89	6651.24	4	0.0206	0.12	Uygun
30	129.42	5.89	9323.18	102309.94	535.88	7187.12	4	0.0210	0.12	Uygun
29	123.54	5.87	9323.18	111633.12	511.87	7699.00	4	0.0213	0.12	Uygun
28	117.67	5.84	9323.18	120956.30	487.99	8186.99	4	0.0216	0.12	Uygun

Çizelge 4.18 (devam) : Y yönü ikinci mertebe etkileri kontrolü.

Kat	d_i (mm)	Δ_i (mm)	W_i (kN)	Σw_j (kN)	F_i (kN)	V_i (kN)	h_i (m)	θ_i	Sınır	Uygunluk
27	111.83	5.79	10339.53	131295.83	514.76	8701.75	4	0.0218	0.12	Uygun
26	106.04	5.80	10339.53	141635.37	488.54	9190.29	4	0.0223	0.12	Uygun
25	100.23	5.78	9323.18	150958.55	416.82	9607.11	4	0.0227	0.12	Uygun
24	94.45	5.75	9323.18	160281.73	393.17	10000.28	4	0.0230	0.12	Uygun
23	88.70	5.71	9323.18	169604.92	369.65	10369.94	4	0.0233	0.12	Uygun
22	82.99	5.65	9323.18	178928.10	346.19	10716.13	4	0.0236	0.12	Uygun
21	77.33	5.58	9323.18	188251.28	323.04	11039.17	4	0.0238	0.12	Uygun
20	71.75	5.49	9323.18	197574.47	300.12	11339.29	4	0.0239	0.12	Uygun
19	66.27	5.38	9323.18	206897.65	277.51	11616.80	4	0.0240	0.12	Uygun
18	60.89	5.25	9323.18	216220.83	255.33	11872.13	4	0.0239	0.12	Uygun
17	55.64	5.10	9323.18	225544.02	233.69	12105.82	4	0.0238	0.12	Uygun
16	50.54	4.94	9323.18	234867.20	212.60	12318.43	4	0.0235	0.12	Uygun
15	45.60	4.75	9323.18	244190.39	192.12	12510.55	4	0.0232	0.12	Uygun
14	40.85	4.56	9323.18	253513.57	172.37	12682.91	4	0.0228	0.12	Uygun
13	36.29	4.33	10339.53	263853.10	170.13	12853.04	4	0.0222	0.12	Uygun
12	31.96	4.17	10339.53	274192.63	150.11	13003.15	4	0.0220	0.12	Uygun
11	27.79	3.97	9323.18	283515.82	117.91	13121.06	4	0.0214	0.12	Uygun
10	23.82	3.75	9323.18	292839.00	101.26	13222.31	4	0.0208	0.12	Uygun
9	20.07	3.51	9323.18	302162.18	85.51	13307.83	4	0.0199	0.12	Uygun
8	16.56	3.25	9323.18	311485.37	70.75	13378.58	4	0.0189	0.12	Uygun
7	13.32	2.96	9323.18	320808.55	57.01	13435.59	4	0.0177	0.12	Uygun
6	10.36	2.65	9323.18	330131.73	44.49	13480.07	4	0.0162	0.12	Uygun
5	7.71	2.31	9323.18	339454.92	33.18	13513.26	4	0.0145	0.12	Uygun
4	5.40	1.95	9323.18	348778.10	23.34	13536.60	4	0.0126	0.12	Uygun
3	3.45	1.56	9323.18	358101.28	14.95	13551.55	4	0.0103	0.12	Uygun
2	1.89	1.18	9323.18	367424.47	8.27	13559.82	4	0.0080	0.12	Uygun
1	0.71	0.71	9323.18	376747.65	3.10	13562.92	4	0.0049	0.12	Uygun

Y yönünde tüm katlarda ikinci mertebe gösterge değeri 0.12 sınır değerinden küçük olduğundan dolayı hesaplamalarda ikinci mertebe etkileri ihmal edilmiştir.

4.12 Yapı Elemanlarının Boyutlandırılması

Bina taşıyıcı sistemi süneklik düzeyi yüksek perde ve süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşturulduğundan dolayı kiriş ve kolon donatılandırmasında Deprem Yönetmeliği'nde belirlenen süneklik düzeyi normal eleman koşullarına uyulmuştur.

Yapı elemanlarının boyutlandırmasında kullanılan malzeme özellikleri beton için Çizelge 4.19'da, donatı çeliği için ise Çizelge 4.20'de verilmiştir. Ayrıca hesaplarda kullanılan paspayları da Çizelge 4.21'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.19 : Beton malzeme özellikleri.

Özellik	Sınıf	Karakteristik Dayanım (MPa)		Elastisite Modülü(MPa)	k_1	γ_{mc}
		Basınç (f_{ck})	Çekme (f_{ctk})	E_c		
Beton	C50	50	2.5	37000	0.7	1.5

Çizelge 4.20 : Donatı çeliği malzeme özellikleri.

Özellik	Sınıf	Karakteristik Dayanım (MPa)		Elastisite Modülü(MPa)	γ_{ms}
		f_{yk}		E_s	
Donatı Çeliği	S420	420		200000	1.15

Çizelge 4.21 : Eleman paspayları.

Eleman	Paspayı (mm)
Kiriş	40
Kolon	50
Perde	50
Destek kirişi	50

4.12.1 Kirişlerin boyutlandırılması

Kiriş boyutlandırması maksimum iç kuvvetlere sahip bir adet kiriş için yapılmıştır. Kiriş donatılarının belirlenmesinde TS 500 ve DBYBHY 2007 Bölüm 3.8’de süneklik düzeyi normal kirişler için verilen şartlara uyulmuştur.

Kirişler ile ilgili olarak enkesit kontrolleri aşağıda verilmiştir.

- $N_d < 0.10 f_{ck} A_c$ (DBYBHY 2007 Madde 3.4.1.2, TS 500 Denklem 7.2)

$$N_d = 0 < 0.10 \times 50 \times 500 \times 800 = 2000000N = 2000kN \text{ Uygun}$$

- $b_w \geq 250mm$ (DBYBHY 2007 Madde 3.4.1.1(a))

$$500mm > 250mm \text{ Uygun}$$

- $b_w \leq h_{kiriş} + a$ (DBYBHY 2007 Madde 3.4.1.1(a))

$$500mm < 800mm + 800mm = 1600mm \text{ Uygun}$$

a Kirişin birleştiği kolonun kirişe dik genişliği

- $h \leq \frac{l_n}{4}$ (DBYBHY 2007 Madde 3.4.1.1(d))

$$80cm < \frac{685}{4} = 171.25cm \text{ Uygun}$$

4.12.1.1 Kiriş eğilme donatılarının belirlenmesi

Kiriş donatılandırmaları Etabs [31] programından alınan betonarme dizayn sonuçlarına göre yapılmıştır. Sadece kiriş alt donatısı için program sonuçlarının doğruluğu aşağıda gösterilmiştir.

$$M_d = 528.2259kNm (0.9G+X_p-0.3Y_p)$$

$$M_d = F_c(d - 0.5a) = 0.85 f_{cd} b_w a (d - 0.5a)$$

$$528.2259 \times 10^3 = 0.85 \times \frac{50}{1.5} \times 10^6 \times 0.5 \times a \times (0.76 - 0.5a)$$

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= 0.05076m \\ a_2 &= 1.469m \text{ (anlamsız sonuç)} \end{aligned} \right\} a = 0.05076m$$

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd}(d - 0.5a)} = \frac{528.2259 \times 10^6}{365 \times (760 - 0.5 \times 50.76)} = 1969mm^2 = 19.69cm^2$$

$$Etabs \rightarrow A_s = 19.69cm^2$$

$$a = k_1 \times c$$

$$c = \frac{50.76}{0.7} = 72.51mm$$

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{c}{d - c}$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \times \frac{d - c}{c} = 0.003 \times \frac{760 - 72.51}{72.51} = 0.02844$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{200000} = 0.001825$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{yd} \text{ Uygun}$$

Donatılandırma ile ilgili üst ve alt sınırlar aşağıda hesaplanmıştır.

- Dengeli donatı oranı ve dengeli donatı alanının elde edilmesi

$$\rho_b = 0.85k_1 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \frac{600}{600 + f_{yd}}$$

$$\rho_b = 0.85 \times 0.70 \times \frac{\left(\frac{50}{1.5}\right)}{\left(\frac{420}{1.15}\right)} \times \frac{600}{600 + \left(\frac{420}{1.15}\right)}$$

$$\rho_b = 0.03375$$

$$A_{sb} = \rho_b b_w d$$

$$A_{sb} = 0.03375 \times 500 \times (800 - 40)$$

$$A_{sb} = 12825 \text{ mm}^2 = 128.25 \text{ cm}^2$$

- $\rho \leq 0.02$ (DBYBHY 2007 Madde 3.4.2.4, TS 500 Denklem 7.5)

$$A_s \leq 0.02 b_w d$$

$$A_s \leq 0.02 \times 500 \times (800 - 40)$$

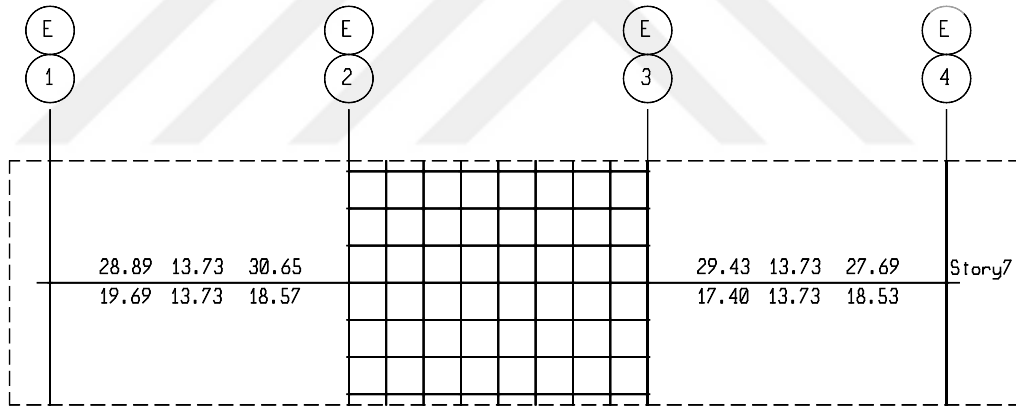
$$A_s \leq 11400 \text{ mm}^2 = 114 \text{ cm}^2$$

- $A_s \geq A_{s,\min} = 0.8 \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} b_w d$ (TS500 Denklem 7.2)

$$A_{s,\min} = 0.8 \times \frac{1.65}{365} \times 500 \times (800 - 40)$$

$$A_{s,\min} = 1374.25 \text{ mm}^2 = 13.74 \text{ cm}^2$$

Etabs programından okunan donatı alanları Şekil 4.9'da gösterilmiştir.



Şekil 4.9 : Kiriş gerekli donatı alanları (Etabs).

Programdan okunan alanlara göre yapılan donatılandırmalar aşağıda verilmiştir.

- Açıklık donatısı;

$$A_{s,gerekli} = 19.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 26 (21.24 \text{ cm}^2)$$

- Mesnet ve montaj donatıları;

$$A_{s,\text{solmesnet,gerekli}} = 28.89 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{sağmesnet,gerekli}} = 30.65 \text{ cm}^2$$

DBYBHY 2007 3.4.3.1(a) maddesine göre mesnet donatılarının büyük olanının en az 1/4'ü tüm kiriş boyunca devam ettirilmelidir,

$$\text{Gerekli montaj donatısı} = \frac{30.65}{4} = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 4\phi 16 (8.04 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Sol mesnet} \rightarrow 28.89 - 8.04 = 20.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 5\phi 25 (24.55 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Sağ Mesnet} \rightarrow 30.65 - 8.04 = 22.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 5\phi 25 (24.55 \text{ cm}^2)$$

Seçilen donatıların üst ve alt sınır kontrolleri aşağıda verilmiştir.

- Minimum donatı kontrolü

$$A_{s,\min} = 13.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{açıklık}} = 21.24 \text{ cm}^2 > A_{s,\min} = 13.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{solmesnet}} = 32.59 \text{ cm}^2 > A_{s,\min} = 13.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{sağmesnet}} = 32.59 \text{ cm}^2 > A_{s,\min} = 13.74 \text{ cm}^2$$

- Maksimum sınır ile ilgili kontrol ($\rho < 0.02$)

$$\rho_{\max} = 0.02 \rightarrow A_{s,\max} = 114 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{açıklık}} = 21.24 \text{ cm}^2 < A_{s,\max} = 114 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{solmesnet}} = 32.59 \text{ cm}^2 < A_{s,\max} = 114 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{sağmesnet}} = 32.59 \text{ cm}^2 < A_{s,\max} = 114 \text{ cm}^2$$

- TS 500 denklem 7.4'e göre; kirişlerde çekme ve basınç donatı oranları farkı, dengeli donatı oranının 0.85 katından fazla olamaz.

$$\rho - \rho' \leq \rho_{\max} = 0.85 \rho_b$$

$$A_{s,b} = 128.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Açıklık} \rightarrow A_s - A'_s = 21.24 - 8.04 = 13.2 \text{ cm}^2 < 0.85 A_{s,b} = 109.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sol Mesnet} \rightarrow A_s - A'_s = 32.59 - 21.24 = 11.35 \text{ cm}^2 < 0.85 A_{s,b} = 109.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sağ Mesnet} \rightarrow A_s - A'_s = 32.59 - 21.24 = 11.35 \text{ cm}^2 < 0.85 A_{s,b} = 109.01 \text{ cm}^2$$

- Kiriş yüksekliği 600mm'den büyük olduğundan dolayı gövde donatısı kullanılması gerekmektedir. TS 500'de belirtilen kurallara göre oluşturulan

gövde donatısı en az 300mm ara ile teşkil edilecektir ve en az 10mm çapında donatı kullanılacaktır. Buna göre kiriş gövde donatısı,

$$A_{s,gövde} = 0.001b_w d \text{ (TS 500 Denklem 7.6)}$$

$$A_{s,gövde} = 0.001 \times 500 \times (800 - 40) = 380 \text{ mm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 2 \times 2\phi 12 (452 \text{ mm}^2)$$

şeklinde elde edilir.

4.12.1.2 Kiriş kesme donatılarının belirlenmesi

Kiriş kesme donatıları DBYBHY 2007 Bölüm 3.8.5'te süneklik düzeyi normal kirişler için verilen şartlara göre yapılmıştır. Buna göre düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında elde edilen kesme kuvveti V_d doğrudan enine donatı hesabında kullanılmıştır.

$$V_d = 305.13 \text{ kN} (G+Q-X_p+0.30Y_p)$$

Asal basınç gerilmelerinin kontrolü,

$$V_d < 0.22 f_{cd} b_w d \text{ (DBYBHY 2007 Denklem 3.10)}$$

$$V_d = 305.13 \text{ kN} < 0.22 \times \frac{50}{1.5} \times 500 \times (800 - 40) \times 10^{-3}$$

$$V_d = 305.13 \text{ kN} < 2786.39 \text{ kN} \text{ Yeterli}$$

DBYBHY 2007 Madde 3.8.5.3'e göre kiriş enine donatısı hesabında betonun kesme dayanımına katkısı TS 500 8.1 formülünde belirtildiği üzere alınabilir. Fakat yönetmelikte izin verilmesine rağmen yapılan bazı çalışmalarda süneklik düzeyi arttıkça plastikleşen bölgelerde betonun kesme dayanımına katkısının azaldığı görülmüştür. Yerdeğiştirme sünekliğinin 4'ten daha fazla olduğu, süneklik düzeyi yüksek sistemlerde betonun kesme dayanımına katkısının alınmaması önerilmiştir [28]. Bu çalışma kapsamında donatılandırılan kirişin süneklik düzeyi normal olmasına rağmen betonun kesme dayanımına katkısı ihmal edilmiştir.

Kiriş uç bölgesinde etriye aralığının belirlenmesi (TS 500 Madde 8.1.6, DBYBHY 2007 Madde 3.4.4),

$$s \leq \frac{d}{4} = 190 \text{ mm}$$

$$s \leq 8\phi_l = 8 \times 26 = 208 \text{ mm} \text{ } (\phi_l : \text{En küçük boyuna donatı çapı})$$

$$s \leq 150mm$$

$$s_{seçilen} = 100mm$$

Kiriş enine donatısı olarak genellikle iki kollu etriye kullanılmasına rağmen, kesit genişliği büyük ise kesitte yayılı etkiyen eğik çekme gerilmelerinin alınması için kol adedinin arttırılması ve genişliği 400mm'den büyük olan kirişlerde dört kollu etriyenin kullanılması tavsiye edilmektedir [32]. Bu sebeple 2 etriye (4 kol) kullanılarak kiriş enine donatı çapı belirlenmiştir.

4 kollu $\phi 10/100mm$ etriye seçilirse,

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d \quad (\text{TS500 Denklem 8.5})$$

$$V_w = \frac{4 \times 79}{100} \times 365 \times (800 - 40) \times 10^{-3} = 876.6kN > V_d = 325.92kN \quad (G+Q+X_p - 0.3Y_p)$$

Minimum enine donatı kontrolü,

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w \quad (\text{TS500 Denklem 8.6})$$

$$\frac{4 \times 79}{100} = 3.16 \frac{mm^2}{mm} \geq 0.3 \times \frac{1.65}{365} \times 500 = 0.68 \frac{mm^2}{mm} \quad \text{Uygun}$$

Kiriş orta bölgesinde etriye aralığının belirlenmesi (TS 500 Madde 8.1.6),

$$s \leq \frac{d}{2} = 380mm$$

$$s_{seçilen} = 200mm$$

Kiriş sarılma bölgesi dışında kesme kuvveti $V_d = 284.01kN$ olarak okunmuştur. Buna göre 4 kol $\phi 10/200mm$ için ,

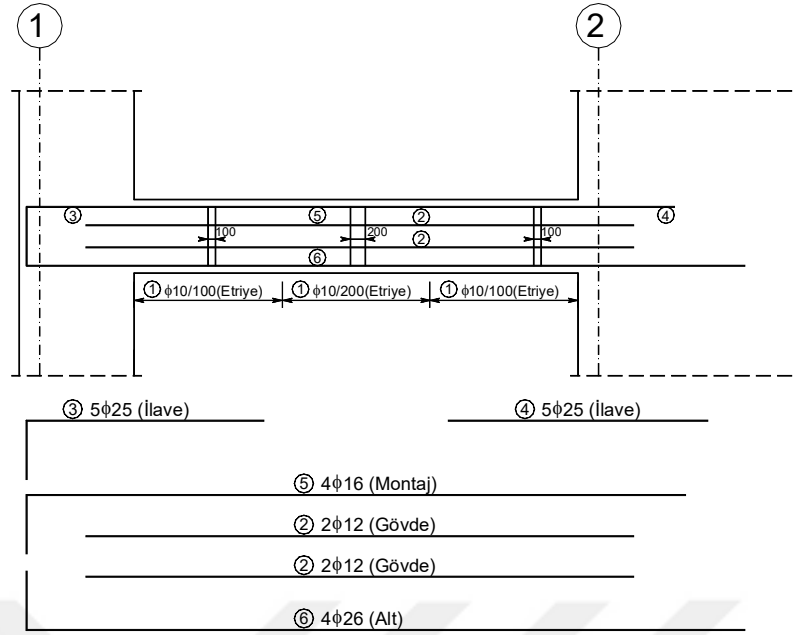
$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d$$

$$V_w = \frac{4 \times 79}{200} \times 365 \times (800 - 40) \times 10^{-3} = 438.3kN > V_d = 284.01kN$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq 0.3 \frac{f_{ctd}}{f_{ywd}} b_w$$

$$\frac{4 \times 79}{200} = 1.58 \frac{mm^2}{mm} \geq 0.3 \times \frac{1.65}{365} \times 500 = 0.68 \frac{mm^2}{mm} \quad \text{Uygun}$$

Elde edilen nihaî kiriş donatılandırması Şekil 4.10'da gösterilmiştir.



Şekil 4.10 : Kiriş donatıları.

4.12.1.3 Kolonların tasarımı

Tasarımı yapılan binada iki tip kolon boyutu bulunmaktadır. Bu iki tip için birer elemanın betonarme tasarımı yapılmıştır.

Kolon enkesit kontrolü

90/90 için:

$$N_{d,max} = 16206.95kN(G + Q - X_p + 0.30Y_p)$$

$$A_c \geq \frac{N_{d,max}}{0.5f_{ck}} \quad (\text{DBYBHY 2007 Madde 3.3.1.2})$$

$$A_c \geq \frac{N_{d,max}}{0.5f_{ck}} = \frac{16206.95 \times 10^3}{0.5 \times 50} = 648278.00mm^2$$

$$A_c = 900 \times 900 = 810000mm^2 > 648278.00mm^2 \quad \text{Uygun}$$

140/90 için:

$$N_{d,max} = 25140.50kN(G + Q - X_p + 0.30Y_p)$$

$$A_c \geq \frac{N_{d,max}}{0.5f_{ck}} \quad (\text{DBYBHY 2007 Madde 3.3.1.2})$$

$$A_c \geq \frac{N_{d,max}}{0.5f_{ck}} = \frac{25140.50 \times 10^3}{0.5 \times 50} = 1005620mm^2$$

$$A_c = 1400 \times 900 = 1260000mm^2 > 1005620mm^2 \quad \text{Uygun}$$

Kolon boyuna donatıları

Kolon donatılandırması için; ilk adımda Etabs programının verdiği sonuçlara göre adet ve çaplar belirlenip daha sonra karşılıklı etkileşim diyagramları çizdirilerek donatı yeterliliği kontrol edilmiştir. Boyuna donatı yeterliliği, bu çalışma kapsamında yalnızca dıştan destekli sistemlerin davranışı incelendiğinden dolayı sadece X doğrultusu için yapılmıştır.

90/90 için

$$Etabs \rightarrow \rho = 0.01$$

$$A_s = 0.01 \times 900 \times 900 = 8100 \text{ mm}^2$$

Donatı seçimi yapılmadan önce kolon donatı yerleşimi yapılmıştır. Buna göre Şekil 4.11'de gösterildiği üzere 28 adet boyuna donatı kolon içine yerleştirilmiştir.

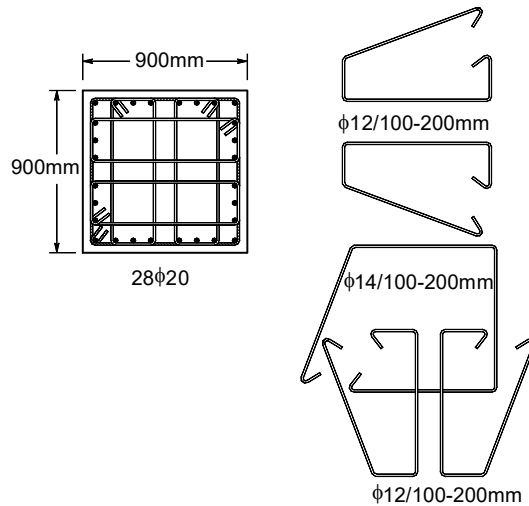
$$\text{Seçilen} \rightarrow 28\phi 20 (8792 \text{ mm}^2)$$

$$A_{s,\min} = 0.01 \times 900 \times 900 = 8100 \text{ mm}^2 < 8792 \text{ mm}^2 \text{ Uygun}$$

$$\rho_{\max} = \frac{0.06}{2} = 0.03 \text{ (Bindirmeli ek için) (DBYBHY 2007 Madde 3.3.2.2)}$$

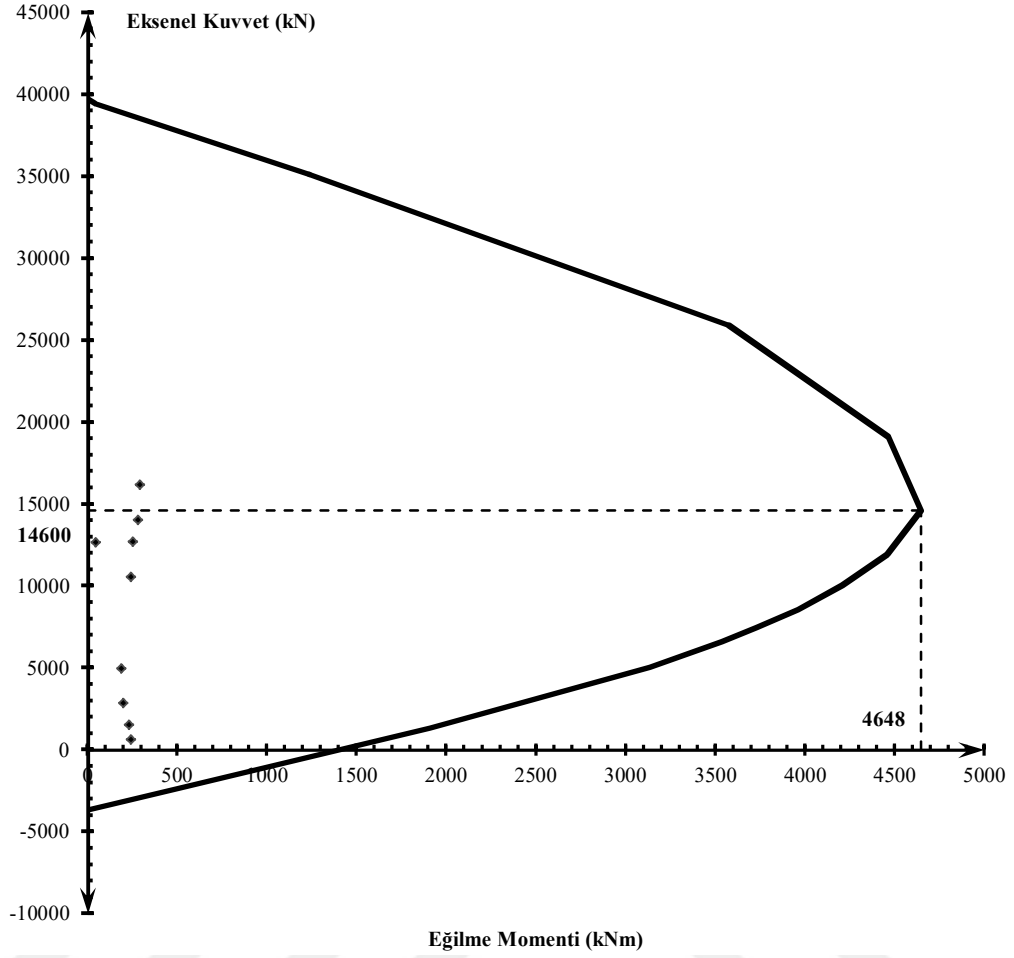
$$A_{s,\max} = 0.03 \times 900 \times 900 = 24300 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 8792 \text{ mm}^2 < A_{s,\max} = 24300 \text{ mm}^2 \text{ (Uygun)}$$



Şekil 4.11 : 90/90 boyutundaki kolon için donatı yerleşimi.

Seçilen donatı için XTRACT [33] programı yardımı ile Eksenel Kuvvet-Eğilme Momenti etkileşim diyagramı oluşturulmuştur ve tüm yük kombinasyonları altında seçilen donatının yeterli olduğu görülmüştür. Elde edilen karşılıklı etkileşim diyagramı Şekil 4.12'de gösterilmiştir.



Şekil 4.12 : 90/90 kolonu karşılıklı etki diyagramı (X doğrultusu).

140/90 için

$$Etabs \rightarrow \rho = 0.0137$$

$$A_s = 0.0137 \times 1400 \times 900 = 17262 \text{ mm}^2$$

Donatı seçimi yapılmadan önce kolon donatı yerleşimi düzenlenmiştir. Buna göre Şekil 4.13'te gösterildiği üzere 38 adet boyuna donatı kolon içine yerleştirilmiştir.

$$Seçilen \rightarrow 38\phi 25 (18658 \text{ mm}^2)$$

$$A_{s,min} = 0.01 \times 1400 \times 900 = 12600 \text{ mm}^2 < 18658 \text{ mm}^2 \text{ Uygun}$$

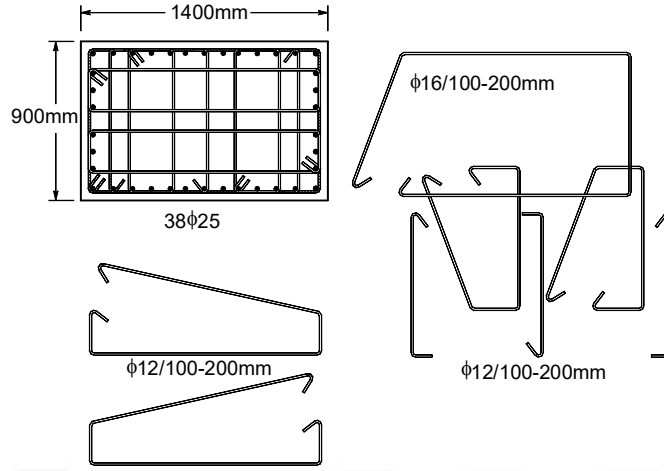
$$\rho_{max} = \frac{0.06}{2} = 0.03 \text{ (Bindirmeli ek için) (DBYBHY 2007 Madde 3.3.2.2)}$$

$$A_{s,max} = 0.03 \times 1400 \times 900 = 37800 \text{ mm}^2$$

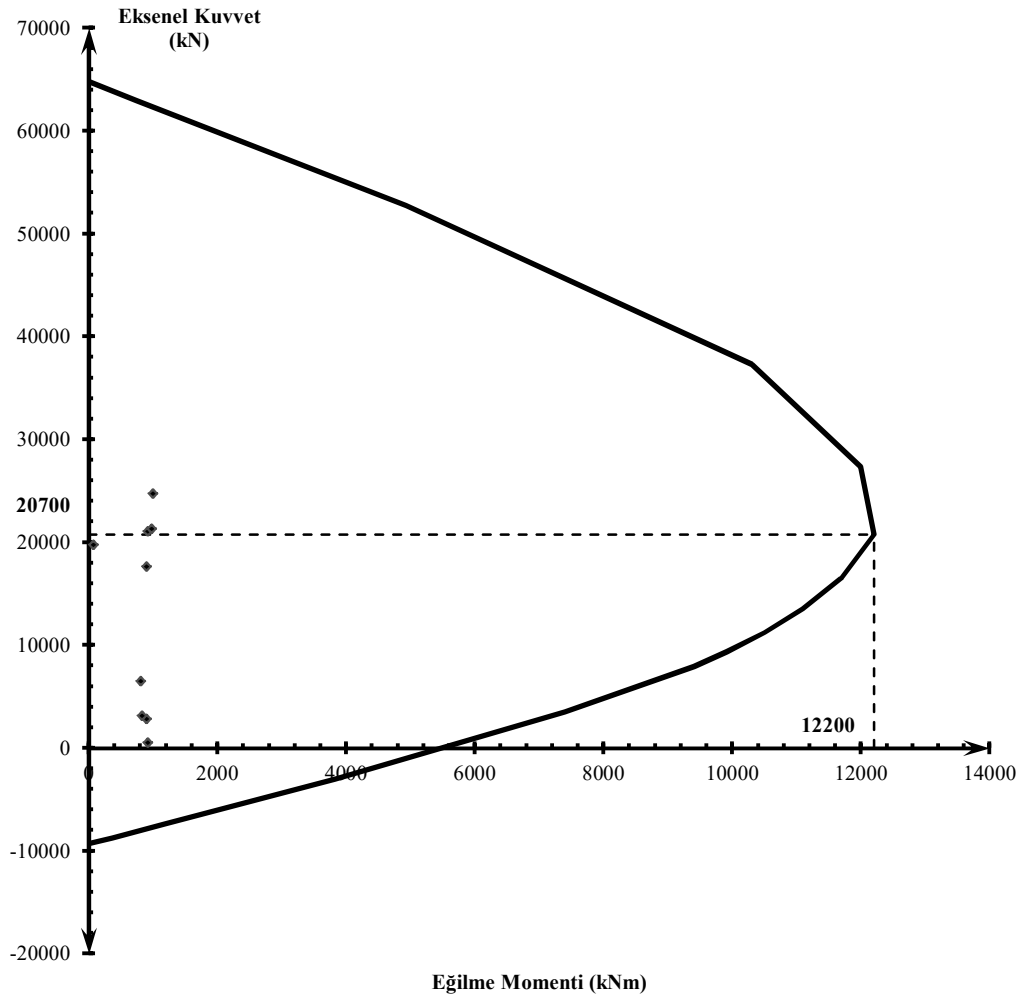
$$A_s = 18658 \text{ mm}^2 < A_{s,max} = 37800 \text{ mm}^2 \text{ (Uygun)}$$

Seçilen donatı için XTRACT programı yardımı ile Eksenel Kuvvet-Eğilme Momenti etkileşim diyagramı oluşturulmuştur ve tüm yük kombinasyonları altında seçilen

donatının yeterli olduğu görülmüştür. X doğrultusu için elde edilen karşılıklı etkileşim diyagramı Şekil 4.14’te gösterilmiştir.



Şekil 4.13 : 140/90 boyutundaki kolon için donatı yerleşimi.



Şekil 4.14 : 140/90 kolonu karşılıklı etki diyagramı (X doğrultusu).

Kolon Kesme Donatıları

Kolon kesme donatılarının hesabı için ilk adım olarak DBYBHY 2007 denklem 3.1’de belirtilen minimum enine donatı alanları koşullarına göre kol sayıları belirlenmiştir. Deprem Yönetmeliği’nde belirtilen koşullar denklem 4.9 ve 4.10’da gösterilmiştir.

$$A_{sh} \geq 0.30sb_k[(A_c / A_{ck}) - 1](f_{ck} / f_{ywk}) \quad (4.9)$$

$$A_{sh} \geq 0.075sb_k(f_{ck} / f_{ywk}) \quad (4.10)$$

s Enine donatı aralığı

b_k En dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık

A_c Kolonun brüt enkesit alanı

A_{ck} Sargı donatısının en dış sınırları arasında kalan çekirdek beton alanı

A_{sh} Hesap yapılan yönde s aralığında bulunan toplam enine donatı alanı

90/90 için,

$$A_{sh} \geq 0.30sb_k[(A_c / A_{ck}) - 1](f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0.30 \times 10 \times (90 - 5 - 5) \left[\left(\frac{90 \times 90}{(90 - 5 - 5) \times (90 - 5 - 5)} \right) - 1 \right] \left(\frac{50}{420} \right)$$

$$A_{sh} \geq 7.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0.075sb_k(f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0.075 \times 10 \times (90 - 5 - 5) \times \left(\frac{50}{420} \right) = 7.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 2 \text{ kol} \phi 14 (\text{Dış etriye}) + 4 \text{ kol} \phi 12 (\text{İç etriye}) = 7.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 7.60 \text{ cm}^2 > 7.59 \text{ cm}^2 \text{ Uygun}$$

$$A_{sh} = 7.60 \text{ cm}^2 > 7.14 \text{ cm}^2 \text{ Uygun}$$

140/90 için,

- 140cm’lik kenar için

$$A_{sh} \geq 0.30sb_k[(A_c / A_{ck}) - 1](f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0.30 \times 10 \times (140 - 5 - 5) \left[\left(\frac{140 \times 90}{(140 - 5 - 5) \times (90 - 5 - 5)} \right) - 1 \right] \left(\frac{50}{420} \right)$$

$$A_{sh} \geq 9.82 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0.075 s b_k (f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0.075 \times 10 \times (140 - 5 - 5) \times \left(\frac{50}{420} \right) = 11.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 2 \text{ kol} \phi 16 (\text{Dış etriye}) + 7 \text{ kol} \phi 12 (\text{İ etriye ve iroz}) = 11.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 11.93 \text{ cm}^2 > 9.82 \text{ cm}^2 \text{ Uygun}$$

$$A_{sh} = 11.93 \text{ cm}^2 > 11.61 \text{ cm}^2 \text{ Uygun}$$

- 90cm'lik kenar için

$$A_{sh} \geq 0.30 s b_k [(A_c / A_{ck}) - 1] (f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0.30 \times 10 \times (90 - 5 - 5) \left[\left(\frac{90 \times 90}{(90 - 5 - 5) \times (90 - 5 - 5)} \right) - 1 \right] \left(\frac{50}{420} \right)$$

$$A_{sh} \geq 7.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0.075 s b_k (f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0.075 \times 10 \times (90 - 5 - 5) \times \left(\frac{50}{420} \right) = 7.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 2 \text{ kol} \phi 16 (\text{Dış etriye}) + 4 \text{ kol} \phi 12 (\text{İ etriye}) = 8.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 8.54 \text{ cm}^2 > 7.59 \text{ cm}^2 \text{ Uygun}$$

$$A_{sh} = 8.54 \text{ cm}^2 > 7.14 \text{ cm}^2 \text{ Uygun}$$

DBYBHY 2007 Bölüm 3.7.5'e göre düşey ve yatay yüklerin ortak etkisinde hesaplanan kesme kuvveti V_d doğrudan enine donatı hesabında kullanılmıştır. Kirişlerde olduğu gibi betonun kesme dayanımına katkısı ihmal edilmiştir. Buna göre Etabs programından okunan en büyük kesme kuvveti değerleri X ve Y doğrultusu için şu şekildedir.

90/90 boyutundaki kolon için:

$$V_{d,x,\max} = 306.74 \text{ kN}$$

$$V_{d,y,\max} = 182.57 \text{ kN}$$

$$V_{d,x,\max} = 306.74 \text{ kN} < 0.22 A_w f_{cd} \text{ (DBYBHY 2007 Denklem 3.7)}$$

$$V_{d,x,\max} = 306.74 \text{ kN} < 0.22 \times 900 \times 900 \times \frac{50}{1.5} \times 10^{-3} = 5940 \text{ kN} \text{ Uygun}$$

$$V_{d,y,\max} = 182.57 \text{ kN} < 0.22 \times 900 \times 900 \times \frac{50}{1.5} \times 10^{-3} = 5940 \text{ kN} \text{ Uygun}$$

Kolon kare olduğundan dolayı sadece X doğrultusunda hesap yapılması yeterlidir. DBYBHY 2007 Madde 3.3.4.1'de sarılma bölgesi için belirtilen etriye aralık şartlarına göre,

$$s_c \geq 50mm$$

$$s_c \leq 100mm$$

$$s_c \leq \frac{b_{min}}{3} = \frac{900}{3} = 300mm$$

$$s_{c,seçilen} = 100mm$$

Buna göre 2 kol $\phi 14/100$ (dış etriye) ve 4 kol $\phi 12/100$ (iç etriye) enine donatıya göre;

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d$$

$$V_w = \frac{(2 \times 154 + 4 \times 113)}{100} \times 365 \times (900 - 50) \times 10^{-3} = 2357.9kN$$

$$V_w = 2357.9kN > V_d = 306.74kN \text{ Uygun}$$

Kolon orta bölgesi için etriye aralığı (DBYBHY 2007 Madde 3.3.4.2),

$$s_o \leq 200mm$$

$$s_o \leq \frac{b_{min}}{2} = \frac{900}{2} = 450mm$$

$$s_{o,seçilen} = 200mm$$

Buna göre 2 kol $\phi 14/200$ (dış etriye) ve 4 kol $\phi 12/200$ (iç etriye) enine donatıya göre;

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d$$

$$V_w = \frac{(2 \times 154 + 4 \times 113)}{200} \times 365 \times (900 - 50) \times 10^{-3} = 1178.95kN$$

$$V_w = 1178.95kN > V_d = 306.74kN \text{ Uygun}$$

140/90 boyutundaki kolon için:

$$V_{d,x,max} = 1065.08kN$$

$$V_{d,y,max} = 185.41kN$$

$$V_{d,x,max} = 1065.08kN < 0.22 A_w f_{cd} \text{ (DBYBHY 2007 Denklem 3.7)}$$

$$V_{d,x,max} = 1065.08kN < 0.22 \times 1400 \times 900 \times \frac{50}{1.5} \times 10^{-3} = 9240kN \text{ Uygun}$$

$$V_{d,y,max} = 185.41kN < 0.22 \times 1400 \times 900 \times \frac{50}{1.5} \times 10^{-3} = 9240kN \text{ Uygun}$$

X doğrultusu için:

$$s_c \geq 50mm$$

$$s_c \leq 100mm$$

$$s_c \leq \frac{b_{\min}}{3} = \frac{1400}{3} = 466.67 \text{ mm}$$

$$s_{c, \text{seçilen}} = 100 \text{ mm}$$

Buna göre 2 kol $\phi 16/100$ (dış etriye) ve 4 kol $\phi 12/100$ (iç etriye) enine donatıya göre;

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d$$

$$V_w = \frac{(2 \times 201 + 4 \times 113)}{100} \times 365 \times (1400 - 50) \times 10^{-3} = 4208 \text{ kN}$$

$$V_w = 4208 \text{ kN} > V_d = 1065.08 \text{ kN} \text{ Uygun}$$

olarak elde edilir.

Y doğrultusu için:

$$s_c \geq 50 \text{ mm}$$

$$s_c \leq 100 \text{ mm}$$

$$s_c \leq \frac{b_{\min}}{3} = \frac{900}{3} = 300 \text{ mm}$$

$$s_{c, \text{seçilen}} = 100 \text{ mm}$$

Buna göre 2 kol $\phi 16/100$ (dış etriye) ve 7 kol $\phi 12/100$ (iç etriye ve çirozlar) enine donatıya göre;

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} d$$

$$V_w = \frac{(2 \times 201 + 7 \times 113)}{100} \times 365 \times (900 - 50) \times 10^{-3} = 3701.28 \text{ kN}$$

$$V_w = 3701.28 \text{ kN} > V_d = 185.41 \text{ kN} \text{ Uygun}$$

şeklinde elde edilir.

4.12.2 Perde donatılandırması

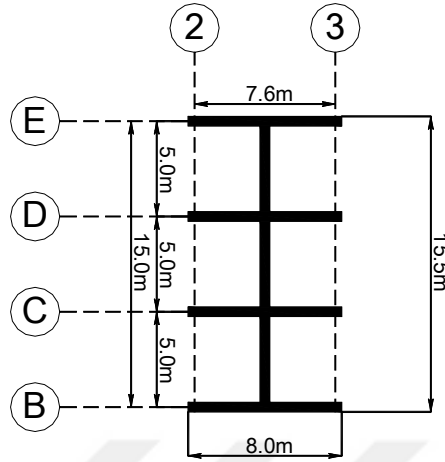
DBYBHY 2007 Bölüm 3.6'da belirtilen süneklik düzeyi yüksek perde kurallarına göre bu bölümde donatılandırması yapılan perde boyutları Şekil 4.15'te gösterilmiştir.

Perde kalınlığı kontrolü (Başlık bölgesi için)

$$\left. \begin{array}{l} b_{w, \text{başlık}} \geq 200 \text{ mm} \\ b_{w, \text{başlık}} \geq \frac{h_{\text{kat}}}{15} \end{array} \right\} \text{DBYBHY 2007 Madde 3.6.2.1}$$

$$b_{w,baslik} = 500mm \geq 200mm \quad \text{Uygun}$$

$$b_{w,baslik} = 500mm \geq \frac{4000}{15} = 266.67mm \quad \text{Uygun}$$



Şekil 4.15 : Perde boyutları.

Perde kalınlığı kontrolü (Gövde bölgesi için)

$$\left. \begin{array}{l} b_{w,gövde} \geq 200mm \\ b_{w,gövde} \geq \frac{h_{kat}}{20} \end{array} \right\} \text{DBYBHY 2007 Madde 3.6.1.1}$$

$$b_{w,gövde} = 500mm \geq 200mm \quad \text{Uygun}$$

$$b_{w,gövde} = 500mm \geq \frac{4000}{20} = 200mm \quad \text{Uygun}$$

Kritik perde yüksekliğinin belirlenmesi

DBYBHY 2007 Madde 3.6.2.2’de belirtilen şartlara göre kritik perde yüksekliği,

$$H_{cr} \geq l_w$$

$$H_{cr} \geq \frac{H_w}{6}$$

$$H_{cr} \leq 2l_w$$

H_{cr} Kritik perde yüksekliği

H_w Perdenin temel seviyesinden ölçülen yüksekliği

l_w Perdenin plandaki uzunluğu

şeklinde belirlenir. X ve Y doğrultusundaki kollar için elde edilen kritik perde yükseklikleri aşağıda gösterilmiştir.

X doğrultusundaki kollar için,

$$\left. \begin{array}{l} H_{cr} \geq 8m \\ H_{cr} \geq \frac{160}{6} = 26.67m \\ H_{cr} \leq 2 \times 8 = 16m \end{array} \right\} H_{cr,x} = 16m$$

Y doğrultusundaki kollar için,

$$\left. \begin{array}{l} H_{cr} \geq 15.5m \\ H_{cr} \geq \frac{160}{6} = 26.67m \\ H_{cr} \leq 2 \times 15.5 = 31mm \end{array} \right\} H_{cr,y} = 28m$$

şeklinde elde edilir.

Başlık bölgelerinin belirlenmesi

DBYBHY 2007 Madde 3.6.2.3'te belirtilen şartlara göre perde başlık bölgeleri,

$$\begin{array}{l} l_u \geq 2b_w \\ l_u \geq 0.2l_w \end{array}$$

şeklinde belirlenmektedir.

X doğrultusundaki kollar için başlık bölgesi

$$\left. \begin{array}{l} l_{u,x} \geq 2b_w = 2 \times 0.5 = 1.0m \\ l_{u,x} \geq 0.2l_w = 0.2 \times 8.0 = 1.6m \end{array} \right\} l_{u,x} = 1.6m$$

Y doğrultusundaki kollar için başlık bölgesi

$$\left. \begin{array}{l} l_{u,y} \geq 2b_w = 2 \times 0.5 = 1.0m \\ l_{u,y} \geq 0.2l_w = 0.2 \times 15.5 = 3.1m \end{array} \right\} l_{u,y} = 3.1m$$

Elde edilen başlık bölgeleri Şekil 4.16'da gösterilmiştir.

X doğrultusundaki başlık bölgesinin donatılandırılması

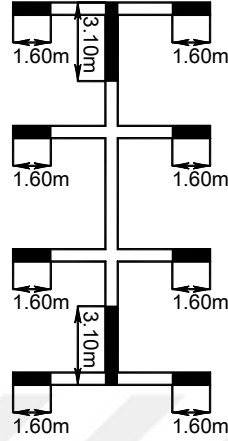
DBYBHY 2007 Madde 3.6.5.1'e göre kritik perde yüksekliği boyunca başlık bölgesinde bulundurulması gereken boyuna donatının perde brüt enkesitine oranı 0.002'den az olmamalıdır. Bu kurala göre X doğrultusu için başlık bölgesi donatıları,

$$8 \times 0.5 = 4.0m^2 \text{ (Perde brüt enkesit alanı)}$$

$$0.002 \times 4 \times 10^6 = 8000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 40\phi 20 (12560 \text{ mm}^2)$$

şeklindedir.



Şekil 4.16 : Perde başlık bölgeleri.

Perde başlık bölgelerinde enine donatılar için DBYBHY 2007 3.6.5.2(a) maddesine göre; enine donatı çapı 8mm'den az olmamalı ve enine donatı aralığı etriye veya iroz çapının 25 katından fazla olmamalıdır. Buna göre perde kalınlığının 500mm olmasından dolayı bu mesafeyi azaltmak adına perde başlık bölgesi 1 adet etriye ve 1 adet iroz kullanılarak teşkil edilmiştir (Şekil 4.17). Ayrıca DBYBHY 2007 Madde 3.6.2.2'de belirtilen minimum enine donatı şartına göre enine donatı apı;

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} (0.075 s b_k (f_{ck} / f_{ywk})) = 0.05 s b_k (f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0.05 \times 100 \times (500 - 50 - 50) \frac{50}{420} = 238.1 \text{ mm}^2$$

$$3 \text{ kol } \phi 12 \rightarrow 339 \text{ mm}^2 > 238.1 \text{ mm}^2$$

olarak belirlenmiştir.

X doğrultusunda gövde bölgesi düşey donatılarının belirlenmesi

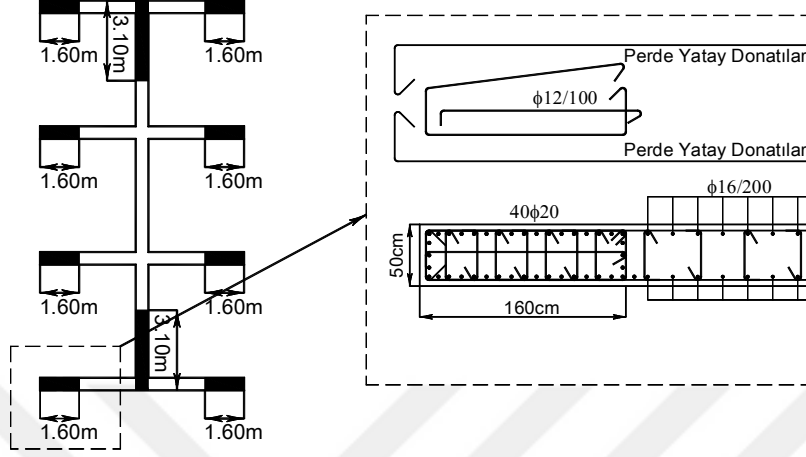
Perde gövde donatıları için DBYBHY 2007 Madde 3.6.3.1'de belirtilen şartlara göre; perdenin her iki yüzündeki gövde donatılarının toplam enkesit alanı, düşey ve yatay donatıların her biri için, perde uç bölgelerinin arasında kalan gövde bölgesi brüt enkesit alanının 0.0025'inden az olmayacaktır. Bu maddeye göre perde gövdesinde bulunan düşey donatılar,

$$A_{s, \text{gövde, düşey}} \geq 0.0025 b_w l_{\text{gövde}}$$

$$A_{s,gövde,düşey} \geq 0.0025 \times 500 \times (8000 - 2 \times 1600) = 6000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,gövde,düşey} = 40\phi 16 (8040 \text{ mm}^2)$$

şeklinde elde edilir.



Şekil 4.17 : Perde X doğrultusundaki başlık bölgesi donatılandırılması.

Y doğrultusundaki başlık bölgesinin donatılandırılması

X doğrultusundaki kollar için uygulanan işlem sırası Y doğrultusu için de tekrarlanmıştır.

$$15.5 \times 0.5 = 7.75 \text{ m}^2 \text{ (Perde brüt enkesit alanı)}$$

$$0.002 \times 7.75 \times 10^6 = 15500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 70\phi 20 (21980 \text{ mm}^2)$$

X doğrultusunda olduğu gibi başlık bölgesi enine donatısı 1 etriye ve 1 çiroz kullanılarak teşkil edilmiştir.

$$A_{sh} \geq \frac{2}{3} (0.075 s b_k (f_{ck} / f_{ywk})) = 0.05 s b_k (f_{ck} / f_{ywk})$$

$$A_{sh} \geq 0.05 \times 100 \times (500 - 50 - 50) \frac{50}{420} = 238.1 \text{ mm}^2$$

$$3 \text{ kol } \phi 12 \rightarrow 339 \text{ mm}^2 > 238.11 \text{ mm}^2$$

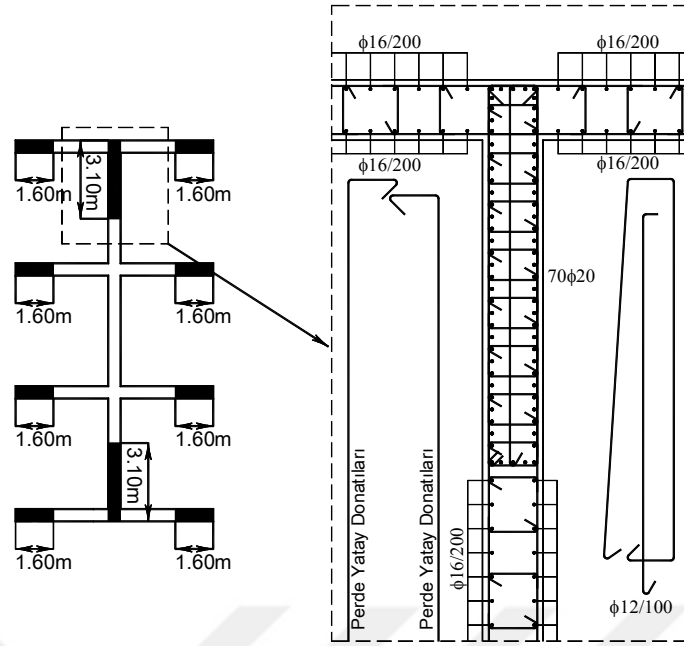
Y doğrultusunda gövde bölgesi düşey donatılarının belirlenmesi

$$A_{s,gövde,düşey} \geq 0.0025 b_w l_{gövde}$$

$$A_{s,gövde,düşey} \geq 0.0025 \times 500 \times (15500 - 2 \times 3100) = 11625 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,gövde,düşey} = 96\phi 16 (19296 \text{ mm}^2)$$

Elde edilen donatılar Şekil 4.18’de gösterilmiştir.



Şekil 4.18 : Perde Y doğrultusundaki başlık bölgesi donatılandırması.

Bu çalışma kapsamında binanın dıştan destek elemanlarının olduğu yöndeki davranışı incelendiğinden dolayı yalnızca X doğrultusunda perde karşılıklı etkileşim diyagramı (Şekil 4.19) elde edilmiştir ve iç kuvvetlere göre yeterliliği sorgulanmıştır. Ayrıca perdenin tüm katlarda donatılandırılması yerine en alt kattaki iç kuvvetler referans alınarak donatı yeterliliği kontrol edilmiştir. Bu sebeple, DBYBHY 2007 3.6.6 maddesinde yapı boyunca yüksekliğinin plandaki mesafesine oranı 2'den büyük olan perdeler için belirtilen; kritik perde yüksekliği boyunca eğilme momentinin perde tabanında oluşacak eğilme momenti ile aynı alınması şartı uygulanmamıştır.

Perde yatay donatılarının hesabı (X doğrultusu):

Tasarımda esas alınacak kesme kuvveti değeri için DBYBHY 2007 3.6.6.3 maddesine göre $H_w/l_w > 2.0$ olan perdeler için,

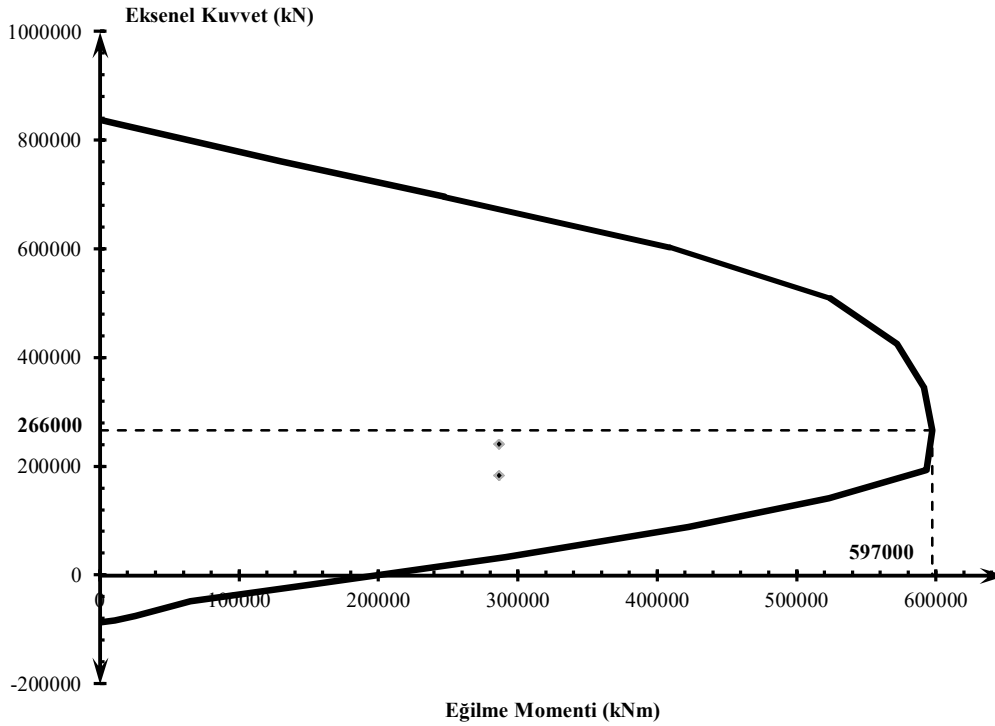
$$V_e = \beta_v \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} V_d \quad (4.10)$$

V_e Enine donatı hesabında esas alınacak kesme kuvveti

β_v Kesme kuvveti dinamik büyütme katsayısı, karma sistem için $\beta_v=1.5$ alınacaktır

- $(M_p)_t$ Perdenin taban kesitinde f_{ck} ve f_{yk} ve çeliğin pekleşmesi göz önüne alınarak hesaplanan moment kapasitesi
- $(M_d)_t$ Perdenin taban kesitinde düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan moment
- V_d Düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan kesme kuvveti

şeklindedir.



Şekil 4.19 : Perde X doğrultusu karşılıklı etkileşim diyagramı.

$$\left(\frac{H_w}{l_w} \right)_x = \frac{160}{8} = 20 > 2.0$$

Tasarım için göz önüne alınacak maksimum kesme kuvveti değeri için $(M_p)_t$ değerini maksimum yapacak eksenel kuvvete ihtiyaç vardır. Bu değer $G+Q+X_p+0.3Y_p$ kombinasyonu için elde edilmiştir.

$$N = 241130.23kN \rightarrow (M_p)_t = 7.30 \times 10^8 Nm = 730000kNm \text{ (XTRACT programından)}$$

$$V_d = 44247.21kN(G + Q + X_p + 0.3Y_p)$$

$$(M_d)_t = 130248.81kNm$$

$$V_e = \beta_v \frac{(M_p)_t}{(M_d)_t} V_d = 1.5 \times \frac{730000}{130248.81} \times 44247.21 = 371985.70kN$$

DBYBHY 2007’de elde edilen bu kesme kuvveti için bir üst sınır belirlenmiştir. Madde 3.6.6.3’te belirtildiği şekilde, düşey yükler ve $R_a=2$ (Deprem yükü azaltma katsayısı) alınarak yapılacak deprem hesabının ortak etkisinden elde edilecek kesme kuvveti V_e ’den küçük ise elde edilen bu değer tasarım kesme kuvveti olarak kullanılmaktadır.

$$V_{d,R_a=2} = 76420.00kN$$

$$V_e = 371985.70kN > V_{d,R_a=2} = 76420.00kN$$

$$V_e = 76420.00kN$$

DBYBHY 2007 3.6.3.1 maddesine göre perde yatay donatıları kritik perde yüksekliği boyunca perde brüt enkesit alanının 0.0025’inden az olmayacaktır. Bu maddeye göre $\phi 25/150$ yatay donatı,

$$\frac{A_{s,g\ddot{ö}vde,yatay}}{s b_w} \geq 0.0025$$

$$\frac{2 \times 491}{150 \times 500} = 0.0131 > 0.0025$$

yeterlidir. Perde kesitinin kesme dayanımı DBYBHY 2007 3.6.7 bölümüne göre,

$$V_r = A_{ch}(0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd}) \quad (4.11)$$

A_{ch} Her bir perde kolu için brüt enkesit alanı

ρ_{sh} Perde yatay donatılarının hacimsel oranı

f_{ctd} Beton tasarım çekme dayanımı

f_{ywd} Enine donatı tasarım akma dayanımı

şeklinde hesaplanır. Buna göre,

$$V_r = A_{ch}(0.65 f_{ctd} + \rho_{sh} f_{ywd})$$

$$A_{ch} = 0.5 \times 8 \times 4 = 16m^2$$

$$V_r = 16(0.65 \times 1.65 + 0.0131 \times 365) \times 10^3 = 93664kN$$

olarak elde edilir. Öncelikle basınç kontrolü ile,

$$V_e \leq 0.22 A_{ch} f_{cd}$$

$$V_e = 76420.00kN \leq 0.22 \times 16 \times \frac{50}{1.5} \times 10^3 = 117333.33kN \text{ Uygun}$$

kesme kuvvetinin sınırı aşımadığı görülür.

Son adım olarak yatay donatıların yeterliliği kontrol edilerek kesme hesabı sonlandırılır.

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e = 76420.94kN \leq V_r = 93664kN \text{ Uygun}$$

Bu çalışma kapsamında dıştan destekli sistemlerin davranışı incelendiğinden dolayı sadece dıştan destek elemanının bulunduğu doğrultudaki donatılandırmalar yapılmıştır. Bu sebeple perdenin Y doğrultusundaki kesme güvenliği araştırılmamış X doğrultusundaki kesme güvenliği ile yetinilmiştir.

Kesme sürtünmesi kontrolü

Kesme sürtünmesi ile ilgili şartlar TS 500 Bölüm 8.1.7’de verilmiştir. Bu şartlara göre,

$$V_r = A_{wf} f_{yd} \mu \quad (\text{TS 500 Denklem 8.8}) \quad (4.11)$$

V_r Kesme dayanımı

A_{wf} Kesme-sürtünme donatısı kesit alanı

f_{yd} Boyuna donatı tasarım akma dayanımı

μ Kesme-sürtünme katsayısı (TS 500 Çizelge 8.1’e göre pürüzlendirilmiş yüzeyler için 1.0 alınır)

şeklinde hesaplanır.

$$A_{wf} = 460\phi 20 + 254\phi 16 = 460 \times 314 + 254 \times 201 = 195494mm^2$$

$$V_r = A_{wf} f_{yd} \mu = 195494 \times 365 \times 1.0 = 71355310N = 71355.31kN$$

$$V_e = 76420kN$$

$$V_e = 76420kN \not\leq V_r = 71355.31kN \text{ Uygun Değil}$$

Kesme sürtünmesi kontrolüne göre boyuna donatı alanı yetersizdir. Bu sebeple başlık bölgesindeki donatı çapları arttırılmıştır. Kesme hesabı $R_a=2$ için elde edilen değere göre yapıldığından dolayı tekrarlanmamıştır. Elde edilen sonuçlara göre donatı yerleşimleri Şekil 4.20’de gösterilmiştir.

$$A_{wf} = 460\phi 22 + 254\phi 16 = 460 \times 380 + 254 \times 201 = 225854mm^2$$

$$V_r = A_{wf} f_{yd} \mu = 225854 \times 365 \times 1.0 = 82436710N = 82436.71kN$$

$$V_e = 76420kN$$

$$V_e = 76420kN < V_r = 82436.71kN \text{ Uygun}$$

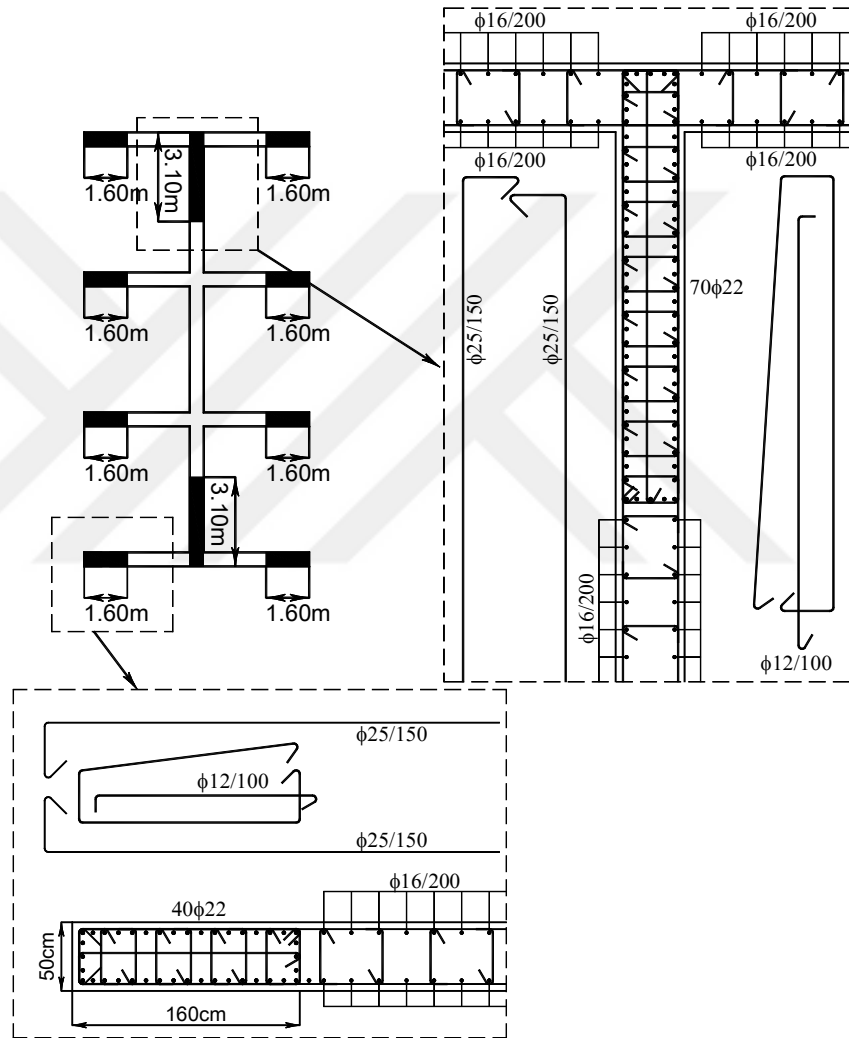
Ayrıca sürtünme kesmesinin TS 500 denklem 8.9'a göre,

$$V_d < 0.2 f_{cd} A_c \quad (4.12)$$

değerini geçmemesi gerekmektedir. Formülde verilen beton tasarım basınç dayanımı (f_{cd}) 25MPa'dan büyük alınmaz.

$$V_d < 0.2 f_{cd} A_c$$

$$V_d = 76420.94 kN < 0.2 \times 25 \times 16 \times 10^3 = 80000 kN \quad \text{Uygun}$$



Şekil 4.20 : Perde başlık bölgeleri nihaî donatılandırması.

4.12.3 Destek kirişlerinin tasarımı

Dıştan destekli sistemlerin çalışma prensibi; yatay yük altında Bölüm 3'te bahsedildiği üzere çevre kolonlarda çekme ve basınç kuvvetleri oluşturup çekirdek perde devrilme momentinin azaltılması üzerine kuruludur. Bu açıklama ile dıştan destek kirişinin bir aktarma elemanı olduğu söylenebilir. Destek kirişi deprem

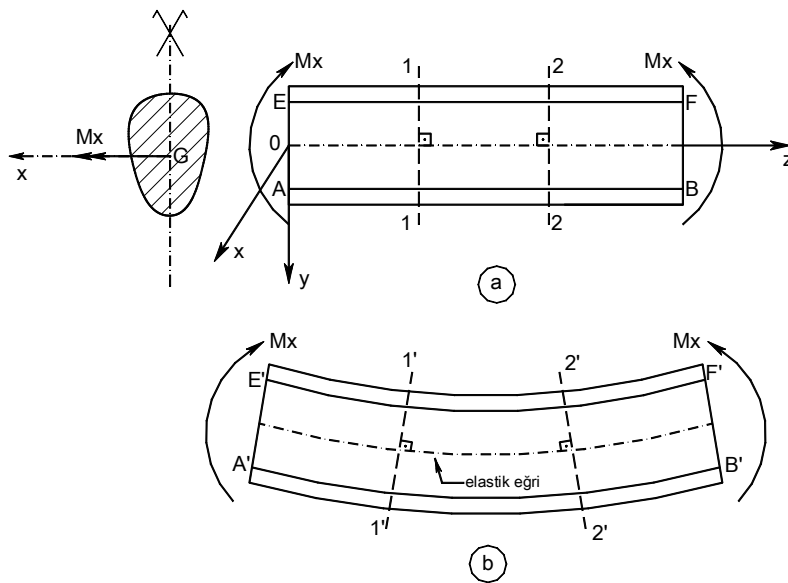
yüklemesi altında her kattan gelen yatay yükten dolayı kesme kuvveti ve altında kalan kolonlarda oluşan eksenel kuvvet vasıtasıyla da moment taşır. Ayrıca yatay yükler haricinde dıştan destek kirişine her iki kattan aktarılan sabit ve hareketli yüklerden dolayı eleman basit eğilmeye maruz kalmaktadır.

Dıştan destek kirişinde boyutları ve yükleme durumu itibarıyla kesme etkileri oldukça önem kazanmaktadır. Dolayısıyla eğilme teorisi başka bir deyimle Bernoulli-Navier hipotezi ile yapılacak hesap doğru olmayacaktır. Bu sebeple dıştan destek kirişinin tasarımı gerilme yörüngeleriyle donatılandırmayı esas alan Çubuk Model Yöntemi (*Strut-and-Tie Model*), diğer bir tanımlamayla Çubuk Analojisi Yöntemi ile yapılmıştır.

Çubuk Model yöntemine geçilmeden önce Bernoulli-Navier hipotezi ile St.Venant prensibinin açıklanması gerekmektedir.

4.12.3.1 Bernoulli-Navier hipotezi

Şekil 4.21’de görülen çubuğun, y - z düzlemi içinde her iki ucunda M_x kuvvet çiftiyle eğildiği varsayalım. Çubuğu oluşturan liflerde (ipçiklerde) bu eğilmeden dolayı boy değişimleri meydana gelecektir. Örnek olarak, Şekil 4.21’de gösterilen AB lifi şekil değiştirme tamamlandıktan sonra A'B' eğrisine dönüşecektir. AB ve A'B' lifleri arasındaki fark ise uzama miktarını verecektir. Kesit üzerindeki lifler eğilme altında belirli bölgelerde uzama, belirli bölgelerde ise kısalma yapacaktır. Bazı liflerin boylarında ise değişim meydana gelmeyerek sabit kalacaktır [34].



Şekil 4.21 : Basit eğilmeye maruz kalan çubuk [34].

Çubuk liflerine eğilme altında boy değişimine sebebiyet verdiren gerilme z eksenindeki σ_z gerilmeleridir. σ_z gerilmeleri, kesite dik normal gerilmelerdir ve uzama-kısalma farklılıklarından dolayı kesit üzerinde üniform dağılmazlar. Uzayan-kısalan ve boyu sabit kalan lifler düşünülür ise σ_z gerilmeleri kesit üzerinde bazı bölgelerde çekme, bazı bölgelerde basınç, tarafsız eksen üzerinde ise sıfır değerini alacaktır [34].

Gerilme dağılışı ancak liflerin uzunluk değişiminin incelenmesi ile elde edilebilir. Bu ise şekildeğiştirme tamamlandıktan sonra çubuğun dik kesitlerinin nasıl bir duruma girdiklerini bilmekle mümkündür. Eğilmede dik kesitle ilgili ilk hipotez 1705 yılında Bernoulli tarafından ortaya atılmıştır. 19.yüzyılın ortalarında ise Navier bu hipotezi çubukların genel eğilme teorisine uygulamıştır. Bernoulli-Navier adıyla bahsedilen bu varsayım şöyle ifade edilebilir;

- Dik kesitler, eğilmeden sonra da düzlem kalırlar
- Dik kesitler, eğilmeden sonra, elastik eğriye dik kalırlar [34].

Bazı durumlarda eğilme etkisi kuvvet çifti yerine doğrudan düşey yük ile de oluşabilir. Yüksek kirişlerde olduğu gibi bu elemanlarda kesme kuvveti etkisi artar. Bu şekilde Bernoulli-Navier hipotezi yerine Timoshenko tarafından sunulan; düzlem kalan kesitler çubuk eksenine dik kalmazlar varsayımı geçerli olur [35].

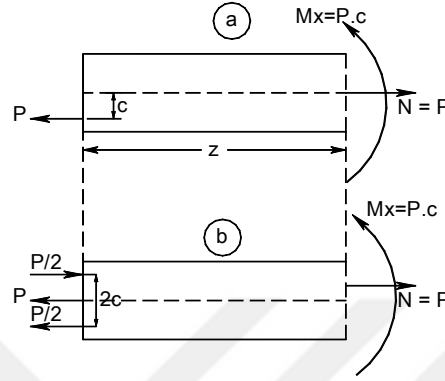
4.12.3.2 Saint-Venant prensibi

Herhangi bir çubuğa etkiyen dış kuvvetlerden bir bölümü, kendi statik eşdeğeriyle değiştirilecek olur ise kesit tesirleri ve buna paralel olarak gerilmeler de değişmeyecektir. Başka bir tanımlamayla statik eşdeğer dış kuvvetler kesitte aynı gerilme ve şekildeğiştirmeyi oluşturacaklardır [34].

Şekil 4.22’de görüldüğü gibi aynı çubuğa farklı türde tesir eden ancak statik olarak eşdeğer olan iki ayrı yükleme göz önüne alınır ise, başlangıç kesitinden aynı uzaklıkta bulunan bir kesitte kesit zorları her iki durum için de $N=P$ ve $M_x=P.c$ şeklinde meydana gelecektir. Ancak dış yükün etkilme tarzından dolayı her iki yükleme hâlinde z kesitindeki gerilme dağılışı birbirinin tam olarak aynı olmayacaktır. Buna karşın aradaki fark çok küçük olup z mesafesinin artmasıyla bu farklılık kademe kademe azalacaktır. Saint-Venant prensibine göre iki kesitin gerilme dağılışı kesit büyük boyutu mesafesinden itibaren aynı olacaktır [34]. Bu

değerlendirme çok kesin olmamakla birlikte elastisite teorisi ve deneysel çalışmalar ile desteklenmiştir [36]. Bu prensibin genel ifadesi özetle şu şekilde yazılabilir;

- Elastik bir cismin belirli bir bölgesine tesir eden dış kuvvetler, kendi statik eşdeğeriyle değiştirilecek olursa, kuvvetin tesir ettiği bölgeden yeteri kadar uzak noktalarda gerilme hâlleri pratik olarak değişmez [34].



Şekil 4.22 : Statik olarak eşdeğer iki yükleme durumu [34].

4.12.3.3 Çubuk model yöntemi (Strut and Tie Model)

Betonarme bir elemandaki sürekli ortamın çubuk modele çevrilmesi yaklaşımı yeni bir kavram değildir. Kafes Kiriş Analojisi (*Strut-and-Tie Model*) yöntemi, ilk olarak yüz yıl önce önerilmiştir. Mörch ve Ritter tarafından sunulan bu yöntem, çubuk model dönüşümünün ilki olarak kabul edilmektedir [37]. Çubuk model yöntemi bugün kullanılan hâline ise Marti ve hemen sonrasında Schlaich, Shafer ve Jennewein'in çalışmaları ile ulaşmıştır [38]. Çubuk model yönteminde genel olarak; basınç gerilmelerinin eleman içinde olduğu bölgeler basınç çubukları ile temsil edilirken, asal çekme gerilmelerinin meydana geldiği bölgede donatı yerleştirilmesi öngörülür. Bahsi geçen çubuk sisteminin teşkil edilmesi için ilk şart olarak bu gerilme dağılımının bilinmesi veya tahmin edilmesi gerekmektedir. Bu yöntemin en büyük artısının, eğilme ve kesme dayanımının birlikte hesaplanabilmesi olduğu söylenebilir [37].

Basit eğilme etkisi (kiriş teorisi) altındaki betonarme elemanlarda tasarıma ilişkin yapılan bazı kabuller şu şekilde sıralanabilir;

- Yapı elemanlarının şekildeğiştirilmesi Bernoulli-Navier prensibinin geçerliliği altındadır. Narin yapı elemanlarında kayma şekildeğiştirmeleri eğilme şekildeğiştirmelerine kıyasla ihmal edilebilir mertebelerde kalırlar. Bu kabul

yardımıyla, kısalma ve uzamalar, kesitte oluşan doğrusal bir tarafsız eksenenden uzaklıkları ile orantılı hesap edilebilirler.

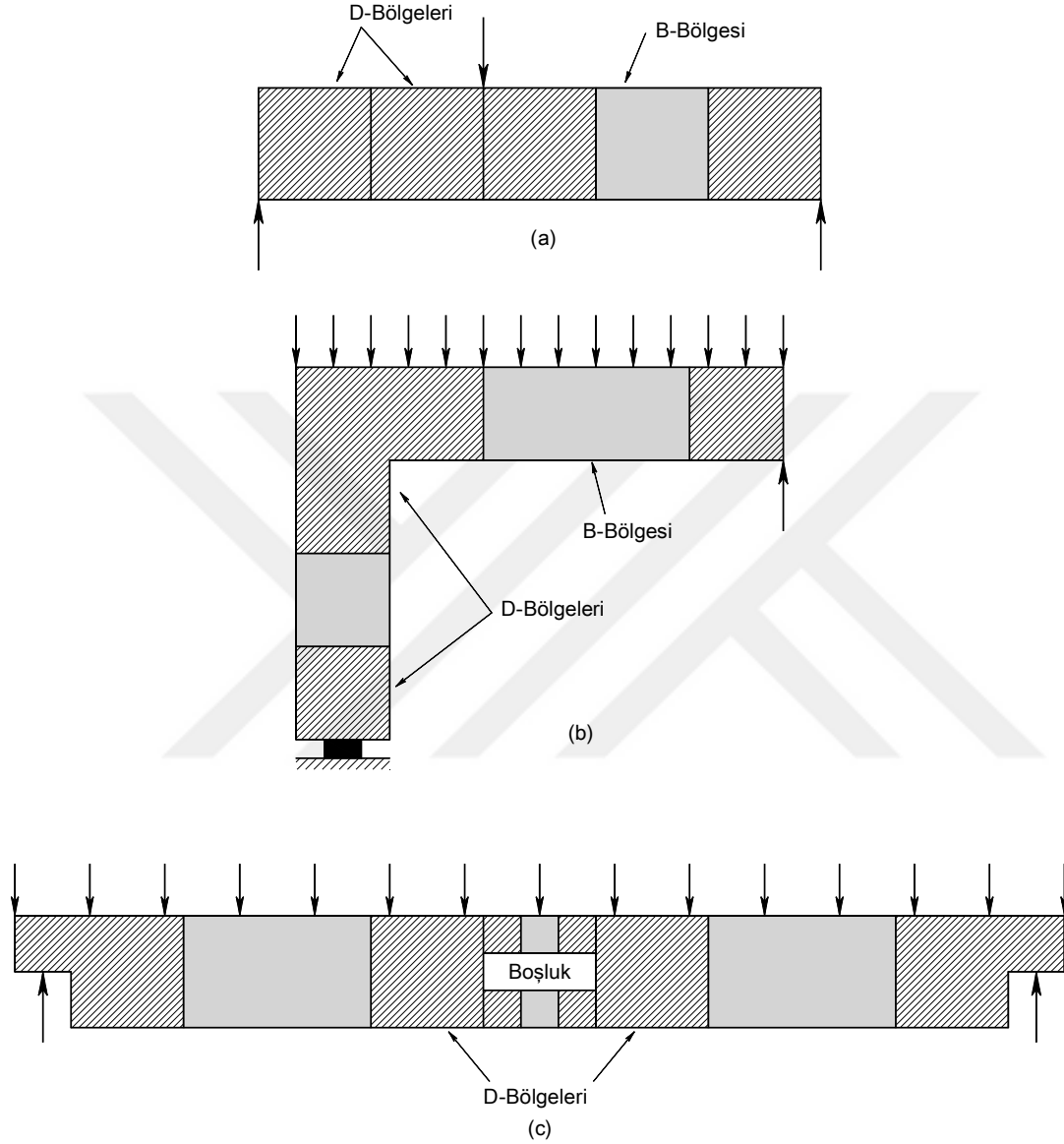
- Beton ve çelik arasında tam bir bağlantı söz konusudur. Bu varsayıma göre tarafsız eksenenden aynı mesafedeki çelik ve beton lifleri eşit uzama-kısalma yaparlar.
- Taşıma gücüne erişildiğinde, tarafsız eksene en uzak beton basınç lifindeki kısalma $\varepsilon_{cu}=0.003$ alınır.
- Donatı çeliğinin elasto-plastik davrandığı kabul edilir.
- Betonun çekme dayanımı ihmal edilir [39].

Yukarıda sıralanan kabullerden biri olan ve Bernoulli-Navier prensibinin bir sonucu olarak söylenebilen; şekildeğiştirmenin eleman derinliği boyunca lineer olarak değişmesi, geçerliliğini St.Venant prensibine borçludur [40]. Bu prensibe göre şekildeğiştirmeler; dış yükün uygulandığı noktadan veya enkesit süreksizliğinden, eleman büyük boyutu kadar uzakta enkesit üzerinde lineer olarak değişmektedir. Statik ve geometrik süreksizliklerin olduğu bölümlerde ise Bernoulli-Navier prensibinden, dolayısıyla şekildeğiştirmenin enkesit üzerinde lineer olarak değişmesi prensibinden uzaklaşılır.

Bu tanım ışığında yapı elemanları; şekildeğiştirmelerin lineer olarak değiştiği kiriş teorisinin uygulanabildiği B-Bölgeleri (*Beam/Bernoulli-Regions*), kiriş teorisinin geçerli olmadığı D-Bölgeleri (*Disturbed/Discontinuity-Regions*) olarak gruplandırılabilirler. D-Bölgeleri olarak Şekil 4.23'te gösterildiği gibi, geometrik süreksizliklerin olduğu; eleman içinde açılan boşluk yakınları, enkesit değişiminin olduğu kısımlar, elemanların birleştiği köşe bölgeleri, guseler, inceltilmiş uçlar ve statik süreksizliklerin olduğu; tekil yüklerin etkidiği bölümler, mesnet bölgeleri sayılabilir [41].

D-Bölgelerinde çatlak oluşumu öncesi mevcut gerilmeler elastiktir. Buna bağlı olarak çatlak öncesi gerilmelerin hesabı sonlu elemanlar yöntemi ile yapılabilir. Gerilme bölgelerinde çatlak oluşumuyla beraber, iç kuvvetler büyük oranda yeniden dağılır ve yön değiştirirler. Çatlak oluşumu sonrasında ise yapı elemanı; betonun basınç çubuğu, donatı çeliğinin çekme çubuğu ve bu çubukların birbirine bağlandığı düğüm noktalarından oluşan ve Çubuk Model Yöntemi (*Strut-and-Tie Model*) olarak

adlandırılan bir kafes sistem (ubuk model) ile hesaplanabilir (ekil 4.24) [41]. ubuk model yöntemi bugün, kesme tesirlerinin eğilme tesirlerine oranla daha baskın olduğu elemanlar için en kolay ve kabul görmüş yöntemdir [38].



Şekil 4.23 : D ve B bölgeleri [41].

Bu yöntem ile hesaplanan yapı elemanı, üç farklı durum altında taşıma gücüne ulaşabilir:

- Basınç çubuklarının ezilmesi
- Düğüm noktalarının kırılması
- Çekme çubuklarının akması

The diagram illustrates a trapezoidal arch structure with the following components and labels:

- Düğüm noktası**: Node (indicated at the top center and bottom corners).
- Şişe formundaki basınç çubuğu**: Pressure bar in the shape of a bulb (indicated on the right side).
- İdealize prizmatik basınç çubuğu**: Idealized prismatic pressure bar (indicated on the right side).
- Çekme Çubuğu**: Tension bar (indicated at the bottom center).
- Düğüm noktası bölgesi**: Node region (indicated at the top left and bottom left corners).
- Düğüm noktası**: Node (indicated at the top left and bottom right corners).
- B**: Bottom left support point.
- C**: Bottom right support point.
- V₁**: Vertical reaction force at support B.
- V₂**: Vertical reaction force at support C.
- P**: Applied load at the top center.
- w_s**: Span width (indicated by a double-headed arrow).

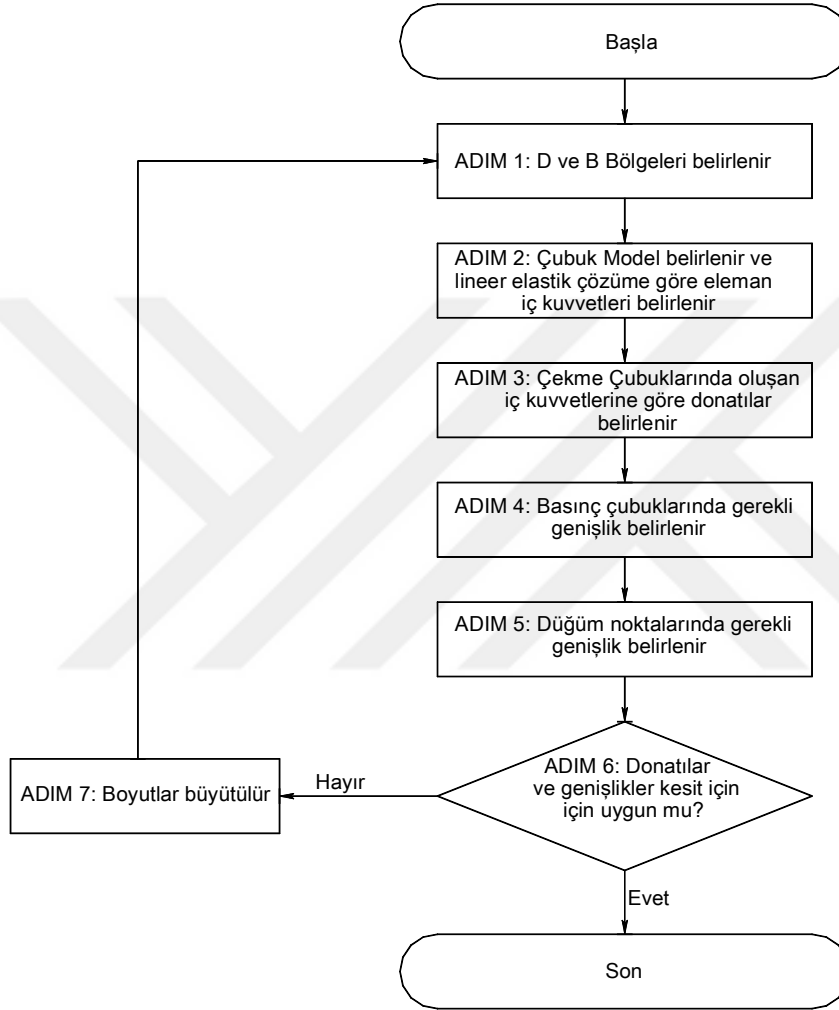
Bu yöntem ile hesapta ayrıca aşağıda verilmiş olan toplam beş adet kabul yapılmaktadır.

- Çubuk model yöntemi ile taşıyıcı sistemin hesabı aşağıda verilen altı başlık altında toplanabilir.

- 99

6. Süneklik kontrolü ve basınç çubukları için elde edilen genişliklerin uygunluğu [38].

Yukarıda açıklanan hesap adımlarının özetlendiği akış şeması Şekil 4.25'te gösterilmiştir.

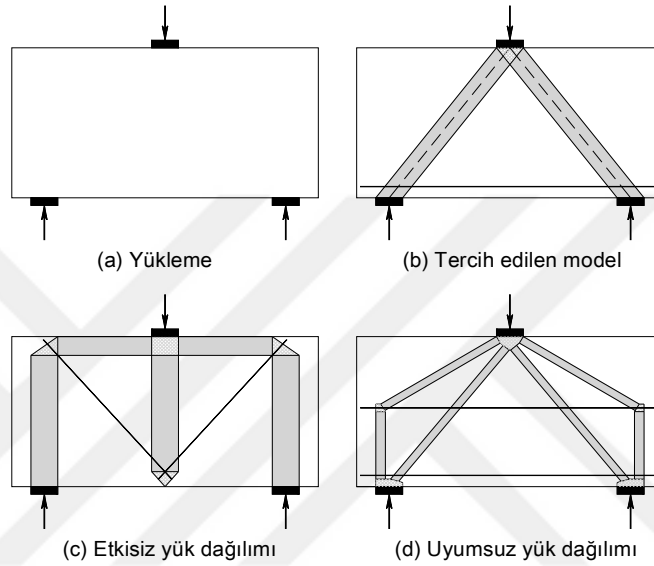


Şekil 4.25 : Çubuk model yöntemi hesabındaki akış şeması.

Hesap aşamaları içinde tasarımcıyı en çok zorlayacak olan madde, çubuk modelin teşkilidir. Çubuk modelin seçiminde, yöntemi kullanan mühendislerin çoğunlukla tecrübelerine bağlı olarak bazı kabuller yapmaları elzemdir. Bunun ötesinde, yönetmelikle uyumlu olacak düğüm noktası boyutları ve donatı alanlarının sağlandığı doğru çubuk model konfigürasyonu için belirli sayıda iterasyonun yapılması da gerekmektedir [42]. Ancak çubuk modelin belirlenmesi tam anlamıyla kapalı da değildir. Modelin belirlenmesini kolaylaştıracak ve ilk adımı belirlemede

kullanılabilecek yaklaşımlar vardır. Bu yaklaşımlar; lineer elastisite ile bulunan asal gerilme trejektuvarları (yörüngeleri) ve kuvvet izi yöntemleridir [38].

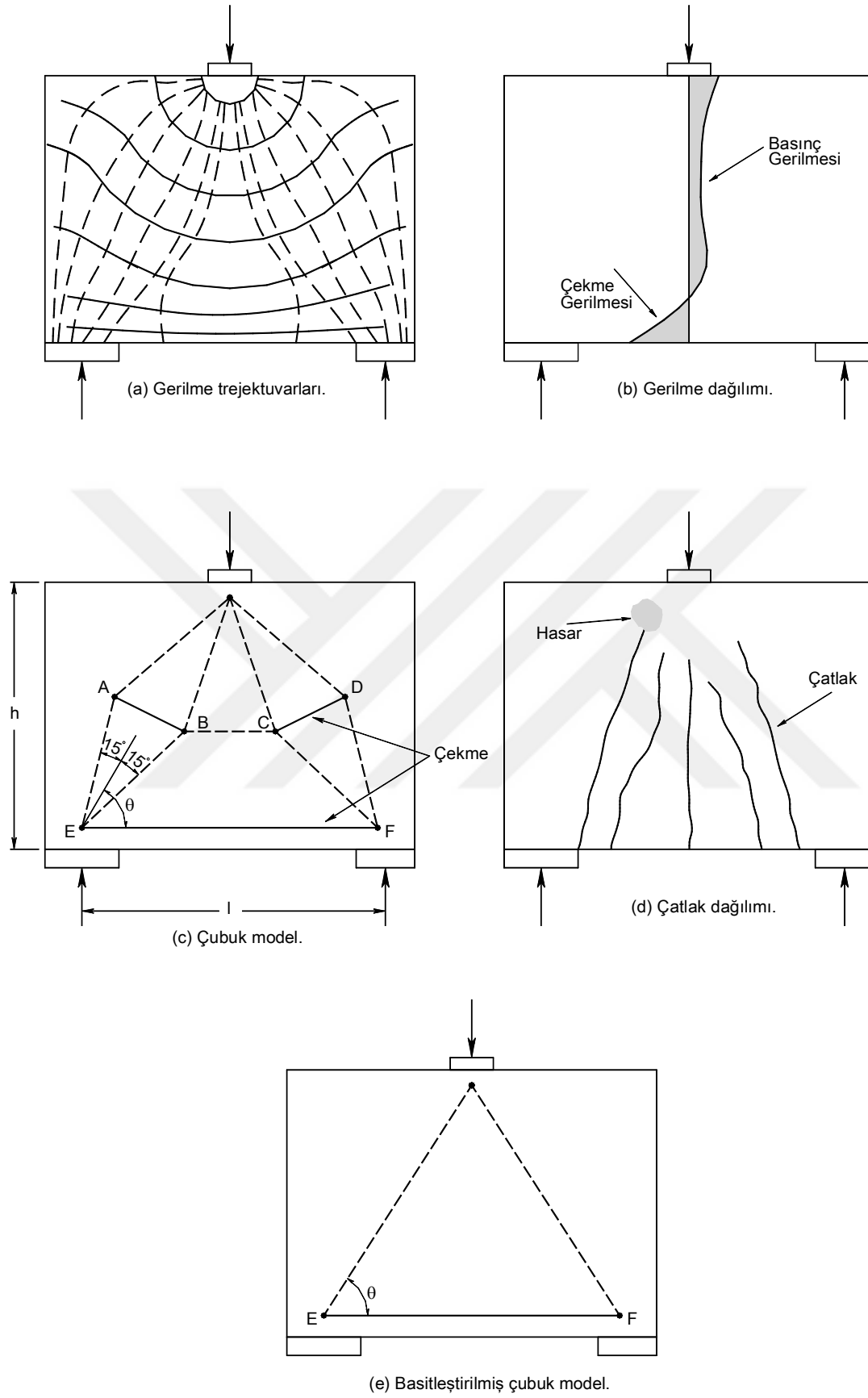
Vurgulanması gerekir ki, yapı elemanının çözümü için uygun tek bir çubuk model olmamakla birlikte, farklı modeller ile doğru sonuca ulaşılma imkanı vardır (Şekil 4.26). Fakat tasarımcılar çoğunlukla az çekme çubuğu kullanmayı tercih ederler. Ayrıca kafes modeller oluşturulurken tasarımcıların dikkat ettiği diğer husus, modeli oluşturan çubukların sadece düğüm noktalarında birleştirilmesidir [40].



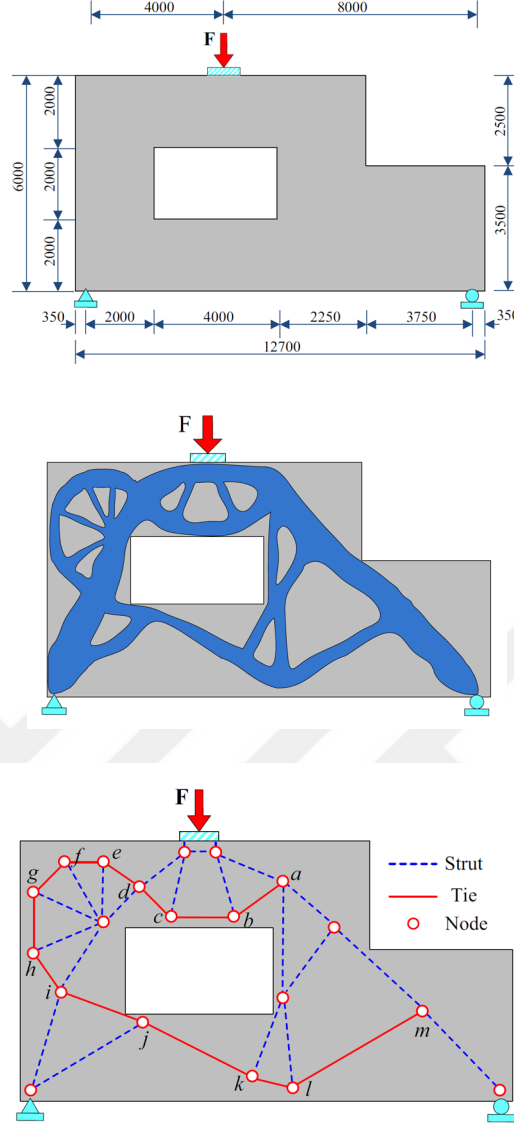
Şekil 4.26 : Alternatif çubuk modeller [40].

Gerilme trejektuvarları (yörüngeleri), sonlu elemanlar yöntemi veya foto-elastisite yardımıyla bulunabilirler. Sistemin tamamen elastik olduğu durumda gerilme trejektuvarları ve gerilmelerin en büyük olduğu bölgeler belirlenebilirse, elemana etkiyen kuvvetin artması ile plastikleşmenin bu bölgelerden başlayacağı söylenebilir. Eğer modelin çekme ve basınç çubukları, gerilmelerin en büyük olduğu bu bölgelerde oluşturulabilirse model plastik durum ile uyumlu hâle gelecektir (Şekil 4.27). Bu durumda oluşturulan çubukların şekildeğiştirme kapasitelerinin üstüne çıkılmaz ise elemanın göçmeye karşı güvenliği sağlanmış olacaktır [38].

Şekil 4.27’de gösterildiği üzere çubuk model, gerilme yayılışının takibine bağlı olarak ortaya çıkmaktadır. Verilen yüksek kiriş örneğinde, çubuk model tahmininin nispeten kolay olduğu söylenebilir. Ancak incelenen yapı elemanında D-bölgeleri arttıkça kafes modelin belirlenmesi karmaşılaşır. Şekil 4.28’de tamamen D-bölgesinden oluşan yüksek kiriş için elde edilen gerilme trejektuvarı ve buna bağlı olarak elde edilen çubuk model görülmektedir.



Şekil 4.27 : Örnek gerilme trejektuvarı ve çubuk model teşkili [41].



Şekil 4.28 : Sadece D-Bölgesinden oluşan yüksek kirişte çubuk model teşkili.

Çubuk modelin oluşturulmasında diyagonal çubuklara karşılık gelen eğik basınç çubuklarının çekme çubukları ile yaptığı açının seçimi, elde edilecek çubuk tesirleri açısından oldukça önemlidir. Birçok çalışmada bu açı $\theta=45^\circ$ olarak seçilmiştir [38]. ACI 318-14 [43] Madde 23.2.7’de ise bu açının 25° ’den küçük olmaması gerektiği belirtilmiştir.

D bölgelerinde beton basınç çubuğunun eğimi, B bölgesinde teşkil edilen basınç çubuğuna kıyasla daha diktir. Bu sebeple genel yaklaşım olarak iki bölgedeki açı ile ilgili,

$$\tan \theta_A \cong 2 \tan \theta \quad (4.12)$$

θ_A D bölgesinde bulunan eğik basınç çubuğunun çekme çubuğu ile yaptığı açı

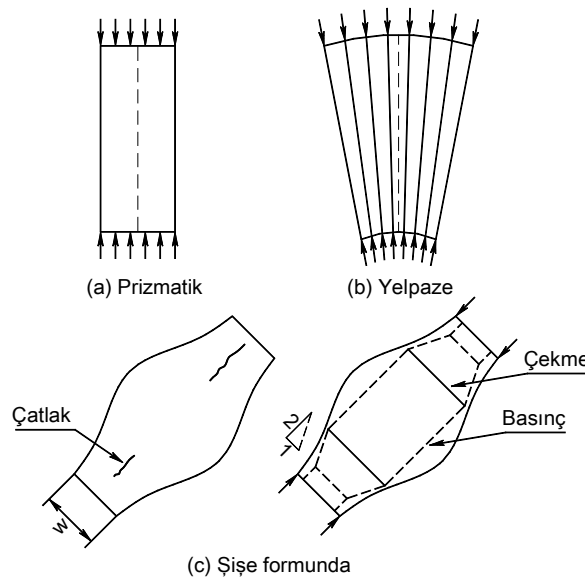
θ B bölgesinde bulunan basınç çubuğunun çekme çubuğu ile yaptığı açı ilişkisi kurulabilir [38].

Çubuk model yöntemi kullanılarak yapılacak hesap ile ilgili yürürlükteki Türk yönetmeliklerinde herhangi bir şart mevcut değildir. Ersoy ve Özcebe'nin, özellikle basınç çubukları ve düğüm noktalarının hesabı için Kanada Yönetmeliği'nde (CSA-84) bulunan formülleri TS 500 ile uyumlu hâle getirdikleri bir çalışma kitaplarında mevcuttur [37]. Fakat bu çalışma kapsamında tasarım için daha güncel olması sebebiyle ACI 318-14 dikkate alınmıştır.

Basınç çubuklarının boyutlandırılması

Basınç çubukları, düğüm noktaları arasında bulunan iki veya üç boyutlu gerilme alanlarıdır. Basınç gerilme alanları üç farklı şekilde oluşurlar; prizmatik, şişe veya yelpaze (Şekil 4.29) [38].

Şişe formundaki basınç çubukları uç noktalarına nazaran orta bölgelerinde yatay olarak ayrılma serbestliği kazandıklarından dolayı daha geniştirler. Basınç bölgesinin orta bölgesinde ayrılması, çubuk yörüngesine dik çekme kuvvetinin varlığına işarettir. Bu çekme kuvvetinin sonucu olarak basınç bölgesinde eksen yönünde uzunlamasına çatlaklar meydana gelir. Basınç çubuğuna dik yöndeki bu çatlakları kontrol altına almak için çekme donatısı kullanılır [40].



Şekil 4.29 : Basınç gerilme alanları için formlar.

Bu çatlakların oluşumu göz önünde bulundurularak ACI 318-14'te çekme donatısının varlığına göre basınç dayanımları belirli bir katsayıya bağlanmıştır. ACI 318-14'e göre basınç çubuklarının tasarımı şu şekildedir;

$$\phi F_{ns} \geq F_{us} \quad (\text{ACI 318-14 Madde 23.3.1}) \quad (4.10)$$

$$F_{ns} = f_{ce} \times A_{cs} \quad (\text{ACI 318-14 Denklem 23.4.1.a}) \quad (4.11)$$

$$f_{ce} = 0.85 \beta_s f'_c \quad (\text{ACI 318-14 Denklem 23.4.3}) \quad (4.12)$$

F_{ns}	Basınç çubuğunun uç noktaları için hesaplanan nominal basınç kuvveti sınırı
F_{us}	Arttırılmış basınç kuvveti
ϕ	Dayanım azaltma faktörü, (ACI 318-14 Tablo 21.2 (g) maddesine göre basınç çubukları, çekme çubukları ve düğüm noktaları için bu değer 0.75 alınmaktadır.)
A_{cs}	Basınç çubuğu uç noktalarındaki enkesit alanı
f_{ce}	Basınç çubuğunda oluşan efektif gerilme
f'_c	Beton karakteristik basınç dayanımı
β_s	Basınç çubuğunun çatlak etkisine ve çatlak kontrolüne bağlı katsayısı. Bu katsayı ACI 318-14 Tablo 23.4.3'e göre belirlenir. İlgili tablo Çizelge 4.22'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.22 : Basınç çubukları için β_s katsayısı.

Basınç çubuğu geometrisi ve yerleşimi	Basınç çubuğunu kesen donatının varlığı	β_s
Basınç çubuğu uzunluğu boyunca doğrusal enkesite sahip	-	1.00
Basınç çubuğu şişe formunda	Çatlak kontrolü şartını sağlıyor (ACI 318/14 Madde 23.5)	0.75
	Çatlak kontrolü şartını sağlamıyor (ACI 318/14 Madde 23.5)	0.60
Basınç çubuğunun çekme bölgesinde olması durumu	-	0.40
Diğer durumlar	-	0.60

Daha önce bahsedildiği üzere, şişe formunda olan basınç çubuklarının orta bölgesinde gerilmenin çubuk enkesitine dik yönde genişlemesi ve ayrılması sonucu oluşacak çatlaklar için bulundurulacak donatı, Çizelge 4.22’den görüleceği gibi basınç dayanımını ciddi oranda arttırmaktadır. Bu donatı ile ilgili şartlar ACI 318-14 Bölüm 23.5’te gösterilmiştir. Buna göre, Şekil 4.30’da gösterilen hâli ile düşey ve yatay yönde donatının basınç çubuğunu kestiği açıya ve donatı aralığına bağlı olarak bu şart,

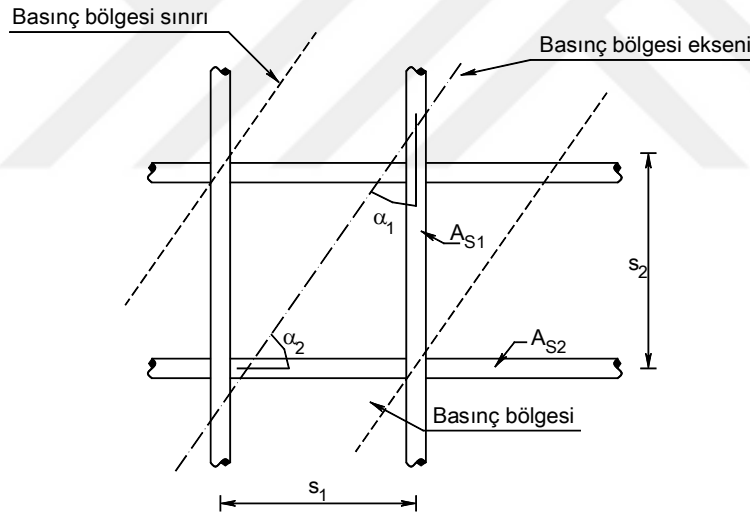
$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0.003 \quad (\text{ACI 318-14 Denklem 23.5.3}) \quad (4.13)$$

s_i Donatı aralığı

A_{si} Donatı alanı

b_s Basınç çubuğu enkesit derinliği

şeklindedir.



Şekil 4.30 : Basınç bölgesini kesen donatılar.

Çekme çubuklarının boyutlandırılması

Çubuk model yönteminde çekme çubukları ikinci büyük bileşendir. Bir çekme çubuğu, aynı doğrultudaki bir veya birkaç donatı çubuğunu temsil edebilir [41]. Çekme çubuklarının tasarım şartları ACI 318-14’te;

$$\phi F_{nt} \geq F_{ut} \quad (\text{ACI 318-14 Madde 23.3.1}) \quad (4.14)$$

$$F_{nt} = A_{ts} f_y + \underbrace{A_{tp} (f_{se} + \Delta f_p)}_{\text{Öngörilmeli Beton (Kapsam dışı)}} \quad (\text{ACI 318-14 Denklem 23.7.2}) \quad (4.15)$$

F_{nt}	Çekme çubuğu için hesaplanan nominal çekme kuvveti sınırı
F_{ut}	Arttırılmış çekme kuvveti
ϕ	Dayanım azaltma faktörü, 0.75
A_{ts}	Donatı alanı
f_y	Donatı çeliği karakteristik akma dayanımı

şeklinde verilmiştir. Formüllerde bulunan öngörilmeli beton kısımları bu çalışma için kapsam dışıdır.

Düğüm noktalarının boyutlandırılması

Düğüm noktası; basınç çubuklarının, çekme çubuklarının ve tekil yüklerin birleştiği noktalardır. Düğüm noktası bölgesi ise bu nokta etrafındaki belirli bir beton hacminde yük transferinin olduğu bölgeye verilen isimdir. Bu bölgelerin kuvvet dengesini sağlayacak şekilde, tekil olarak veya iki parça hâlinde davrandığı kabul edilebilir [40].

Düğüm noktalarına, kuvvet dengesini sağlayabilmek adına, en az üç kuvvet uygulanması zorunludur. Ayrıca düğüm noktalarının isimlendirmesi de bu kuvvetlerin pozitif veya negatif olmasına bağlıdır. Buna göre düğüm noktasında; üç basınç çubuğu birleşiyorsa C-C-C, iki basınç bir çekme çubuğu birleşiyorsa C-C-T, iki çekme çubuğu bir basınç çubuğu birleşiyorsa C-T-T ve birleşen tüm çubuklar çekme çubuğu ise T-T-T ismi verilir (Şekil 4.31). Bu sınıflandırmalardan C-C-C *hidrostatik düğüm noktası* olarak tanımlanır ve sadece basınç kontrolü yeterlidir. Buna karşın C-C-T ve C-T-T düğüm noktalarında basınç kontrolünün yanında çekme çubuklarının kenetlenmesi kontrolünün de yapılması gerekmektedir. Kenetlenmenin sağlanabilmesi adına bu düğüm noktaları basınç çubuğu ile uyumlu olacak şekilde genişletilirler. Bu genişletmeden dolayı C-C-T ve C-T-T isimlendirmesi yapılan düğüm noktalarına, *genişletilmiş düğüm noktası* ismi verilir [40].

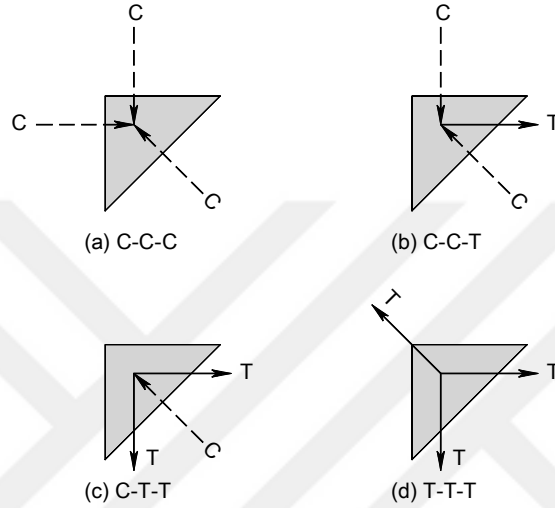
ACI 318-14'e göre düğüm noktalarının hesabı aşağıda açıklanmıştır.

$$\phi F_{mn} \geq F_{us} \quad (\text{ACI 318-14 Madde 23.3.1}) \quad (4.16)$$

$$F_{mn} = f_{ce} A_{nz} \quad (\text{ACI 318-14 Denklem 23.9.1}) \quad (4.17)$$

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c \quad (\text{ACI 318-14 Denklem 23.9.2}) \quad (4.18)$$

F_{nn}	Düğüm noktası için hesaplanan nominal basınç kuvveti sınırı
F_{us}	Arttırılmış basınç kuvveti
f_{ce}	Düğüm noktasının bir yüzü için hesaplanan efektif basınç dayanımı
β_n	Düğüm noktasına çekme çubuğu birleşmesine bağlı olarak belirlenen katsayı (ACI 318/14 Tablo 23.9.2), Çizelge 4.23'te gösterilmiştir
ϕ	Dayanım azaltma faktörü, 0.75



Şekil 4.31 : Düğüm noktası sınıflandırması [42].

Çizelge 4.23 : Düğüm noktaları için β_n katsayısı.

Düğüm Noktasının Yapısı	β_n
Düğüm noktasının basınç çubuklarından oluşması	1.00
Düğüm noktasına bir çekme çubuğunun bağlanması	0.80
Düğüm noktasına iki veya daha fazla çekme çubuğunun bağlanması	0.60

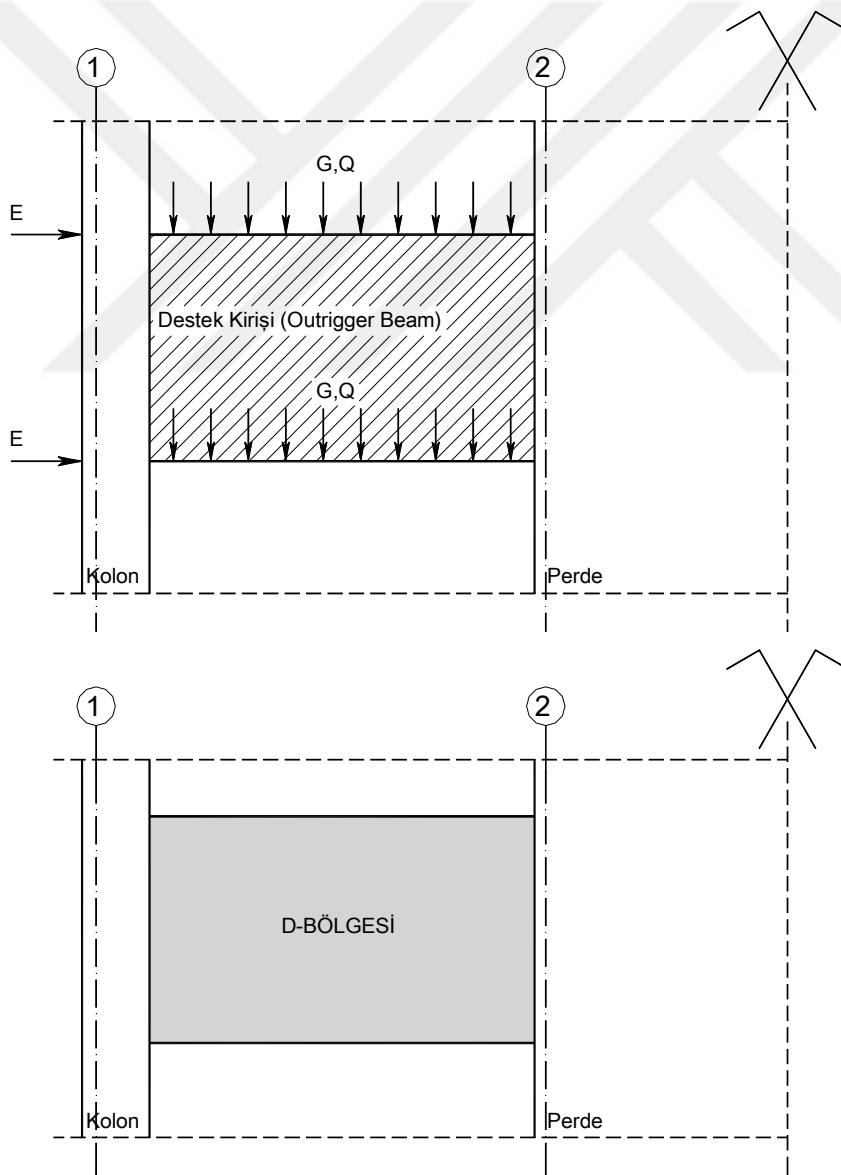
Düğüm noktaları için yapılan hesapta son olarak, mesnet bölgesinde eğer varsa çekme çubuklarının kenetlenme boyunun yeterliliğinin kontrol edilmesi ve basınç çubuğu için elde edilen genişliğin mesnet bölgesine aktarılabilirdiği ile ilgili kontrollerin gösterilmesi gerekmektedir. Bu kontrolde düğüm noktası, genişletilmiş düğüm noktası olarak ele alınır. Bu genişletme basınç çubuğunun çekme çubuğu ile yaptığı açıya, mesnet bölgesinin genişliğine, paspayına ve çekme donatılarının kaç

109

Eğer çekme çubukları için düğüm noktasında yeterli kenetlenmeyi sağlayacak mesafe yok ise donatı düğüm noktasının ötesine uzatılarak gönyelenebilir veya mekanik ankraj kullanılarak kenetlenme sağlanabilir [40].

4.12.3.4 Dıştan destek kirişi için D ve B bölgelerinin belirlenmesi

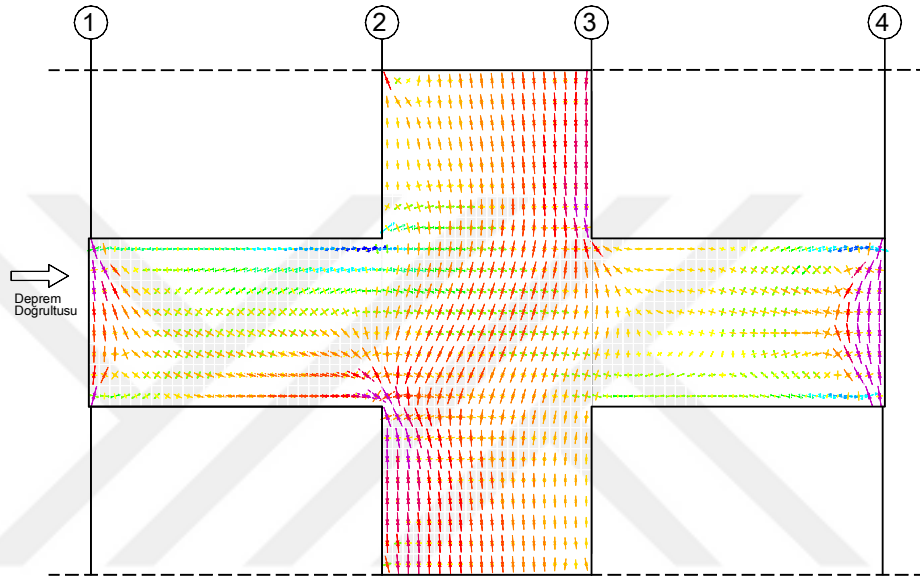
Şekil 4.33'te gösterildiği üzere, dıştan destek kirişi kat döşemelerinden sabit ve hareketli yüklere, kat kotlarından yatay yüklere maruz kalmaktadır. Şekil incelendiğinde uç bölgelerinin hem statik süreksizlik hem de geometrik süreksizlik barındırdığı ve D-bölgesi olarak tanımlanması gerektiği görülebilir. Elemanın her iki ucundan 4m'lik bölgeler oluşturulur ise dıştan destek kirişinin tamamının D-bölgesinden oluştuğu görülür.



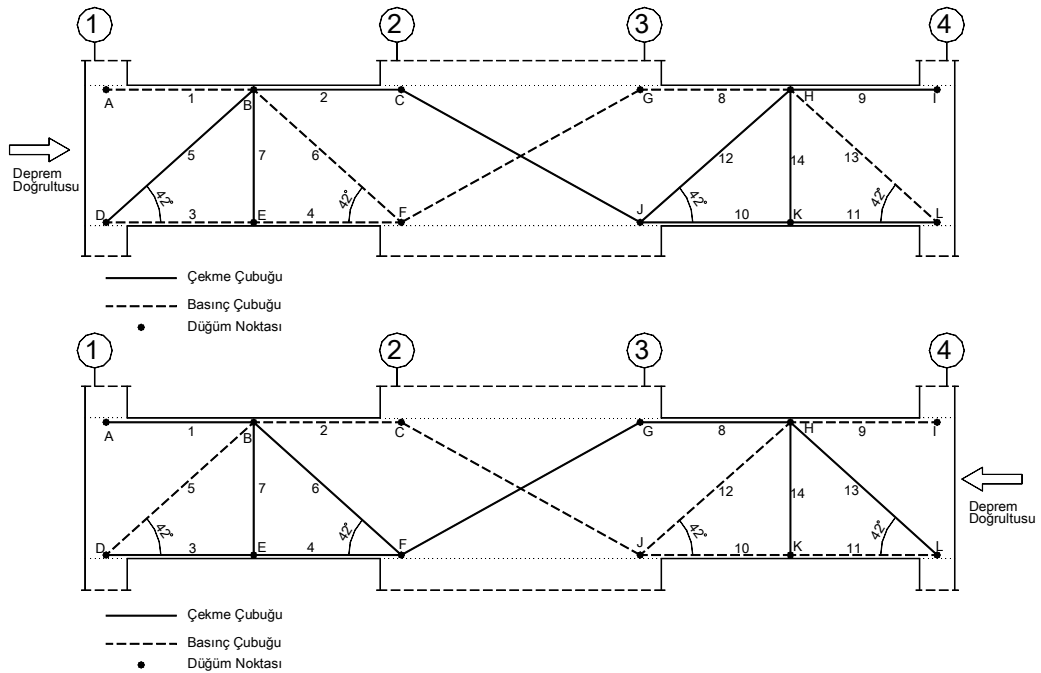
Şekil 4.33 : Dıştan destek kirişi yükleme durumu ve D-bölgesi.

4.12.3.5 Dıştan destek kirişi için seçilen çubuk model

Dıştan destek kirişinin çubuk modelinin teşkili için, sonlu elemanlar yöntemi sonucu elde edilen asal gerilme yörüngeleri kullanılmıştır. Gerilme yörüngelerinin kolay gözlenebilmesi ve gerçeğe yakın davranışı elde edebilmek adına dıştan destek kirişi mümkün olduğunca sık sonlu eleman ile idealleştirilmiştir. Hesap sonucu elde edilen asal gerilme yörüngeleri Şekil 4.34'te ve seçilen kafes modeli Şekil 4.35'te gösterilmiştir.



Şekil 4.34 : Gerilme yörüngeleri.



Şekil 4.35 : Seçilen çubuk model.

4.12.3.6 Çubuk model iç kuvvetlerinin belirlenmesi

İç kuvvetler için ilk olarak hesap modelinde kabuk sonlu eleman olarak modellenen dıştan destek kirişi, belirlenen çubuk model ile değiştirilmiştir. DBYBHY 2007 Madde 3.2.3'te taşıyıcı sistemlerin hesabında çatlamamış kesit kullanılması zorunluluğuna rağmen dıştan destek kirişinin iç kuvvetlerinin belirlenmesinde düşey ve yatay taşıyıcılarda Madde 7.4.13'te belirtilen etkin kesit rijitlikleri göz önüne alınmıştır. Bunun başlıca sebebi; doğrusal olmayan değerlendirme yöntemlerinde kesitlerin eğilme rijitliklerinin azaltılması ve bu azaltmanın sadece eksenel yüke maruz kalan çubuk model elemanlarının iç kuvvet dağılımına ciddi oranda etki etmesidir.

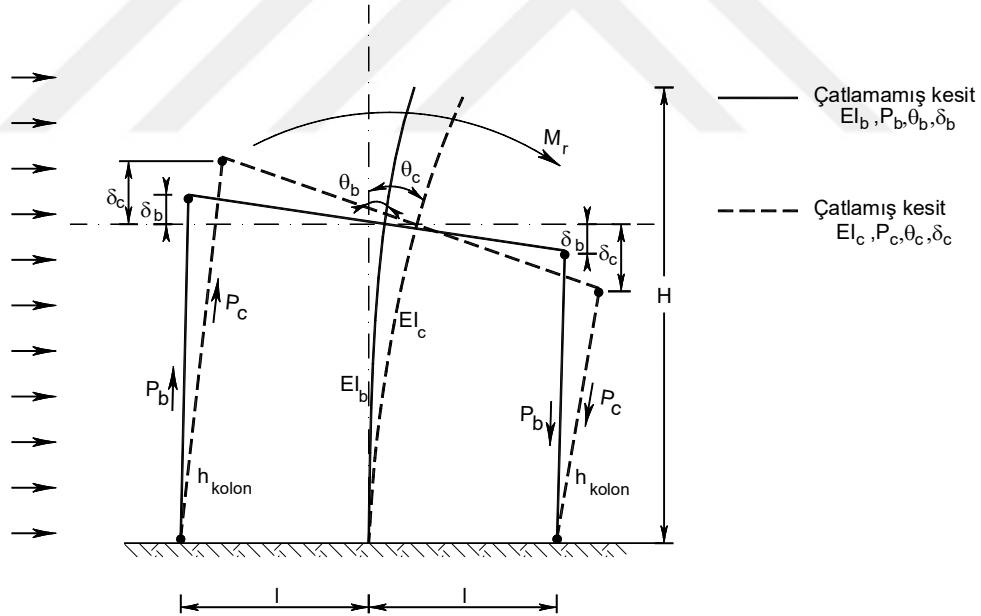
Betonarme taşıyıcı sistemlerde yerdeğiştirme ve iç kuvvet dağılımına eğilme rijitliği diğer kesit rijitliklerine oranla daha fazla etkilidir. Örnek olarak çerçeve sistemler ele alınırsa normal kuvvet ve kesme kuvveti rijitliğinin göz önüne alınması sonuçlarda anlamlı bir değişime neden olmaz ve bu iki etki çoğunlukla dikkate alınmaz [44]. Bu sebeple yönetmeliklerdeki genel yaklaşım hesaplarda daha çok eğilme rijitliğinin azaltılması, diğer rijitliklerin brüt kesit değerlerine göre hesaplanması yönündedir. DBYBHY 2007'de mevcut binaların değerlendirilmesi bölümünde ve 2019 yılında yürürlüğe girecek olan TBDY'de ise hem dayanıma göre tasarımda hem de şekildeğiştirmeye göre tasarımda, etkin kesit eğilme rijitliklerinin kullanılması zorunlu tutulmuştur. TBDY'de ayrıca belirtilmemesine rağmen eksenel rijitliklerde herhangi bir azaltılmaya gidilmemiştir. Benzer şekilde PEER-TBI 2017 dokümanında Tablo 4-3'te hem lineer modellerde hem de nonlinear modellerde döşemeler ve temeller hariç diğer sistem elemanlarında eksenel rijitliklerin azaltılmaması önerilmiştir [19]. Ayrıca ACI 318-14 Tablo 6.6.3.1.1(a)'da da eksenel rijitliklerde herhangi bir azaltılmaya gidilmemiştir [43].

Yönetmeliklerdeki, eğilme rijitliğini azaltma ve eksenel rijitliği sabit tutma yaklaşımı Şekil 4.36'da gösterildiği gibi dıştan destek kirişinde ve ona mesnetlik eden kolonların eksenel kuvvetlerinde artışa sebep olacaktır. Sadece davranış düşünülür ise perdenin eğilme rijitliğinin azalması sonucu eleman yatay yükler altında daha fazla dönme yapacaktır. Dıştan destek kirişi ile perdeye bağlı olan kolonlar bu dönme artışı ile daha fazla kısalma ve uzama yapmak isteyecektir. Bu istem artışı kolonda, dolayısıyla dıştan destek kirişinde oluşacak iç kuvvetleri de arttıracaktır. Daha önce

benzer diyagram üzerinden Bölüm 3'te kolonda oluşacak eksenel kuvvet perde dönmesine bağlı olarak elde edilmiştir (Denklem 3.6).

$$P_d = \frac{\theta_c \times l \times EA}{h_{kolon}} \quad (3.6)$$

Denklem 3.6'dan görüleceği üzere kolonda oluşacak eksenel kuvvet doğrudan perdenin dönmesine diğer bir tanımlama ile perdenin eğilme rijitliğine ve kolon eksenel rijitliğine bağlıdır. Yönetmeliklerin belirttiği hususlara göre kolon eksenel rijitliğinde herhangi bir azaltma yapılamamasına karşın perde eğilme rijitliği DBYBHY 2007 ve TBDY göz önüne alınır ise yaklaşık yarı yarıya azaltılmaktadır. Bu azaltmanın sonucu olarak çatlamamış kesitlere göre yapılan hesap ile çatlamış kesitlere göre yapılan hesap sonucunda elde edilen iç kuvvetler arasında ciddi oranda fark oluşacaktır. Elde edilen bu sonuçların doğrusal olmayan hesap sonuçları ile uyumlu olması açısından dıştan destek kirişinin iç kuvvetleri elde edilirken etkin kesit eğilme rijitlikleri kullanılmıştır.

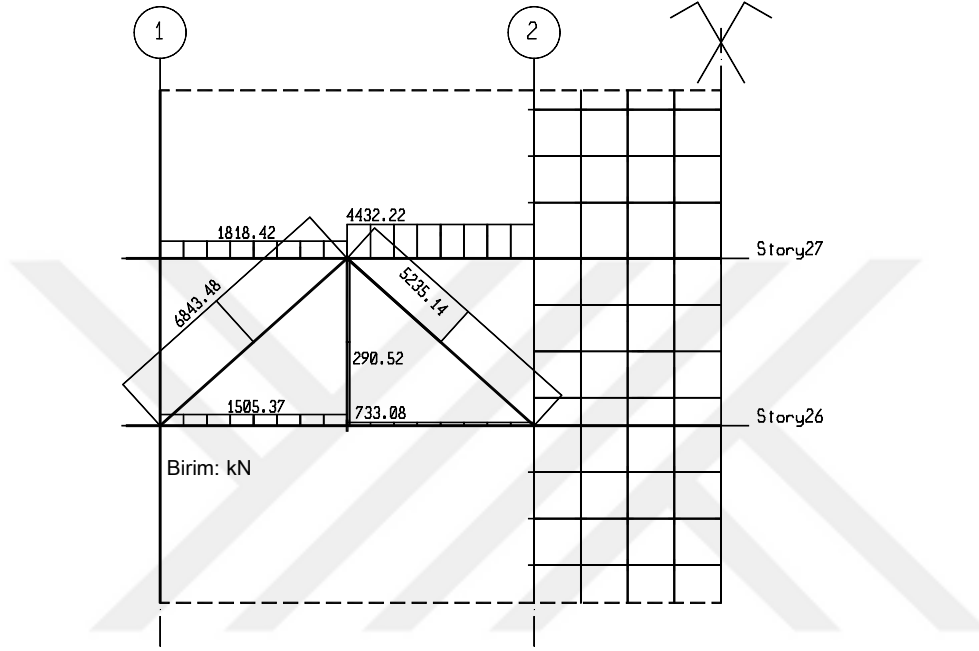


Şekil 4.36 : Perde eğilme rijitliğinin destek kolonlarına etkisi.

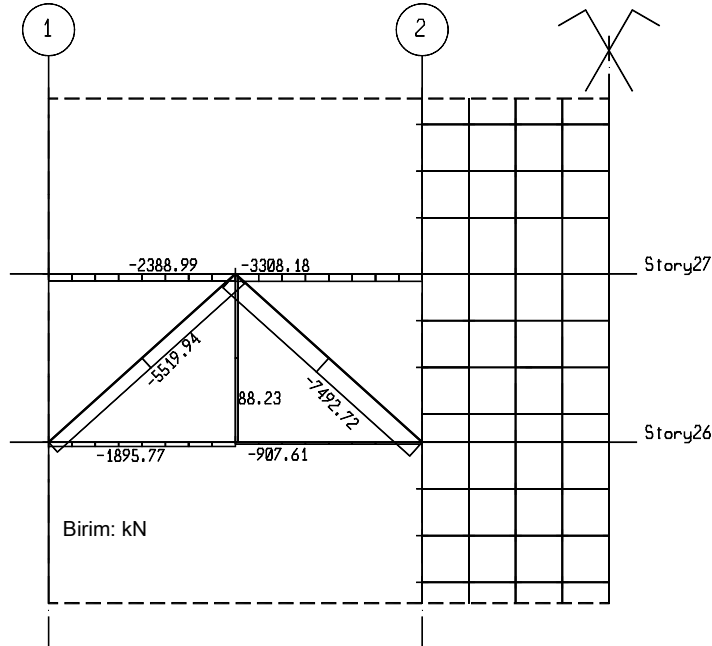
4.12.3.7 0.66H konumundaki dıştan destek kirişinin betonarme hesabı

Destek kirişinin çubuk model olarak tasarlandığı ve etkin kesit eğilme rijitliklerinin kullanıldığı hesap modelinden elde edilen, maksimum ve minimum eksenel kuvvetler sırasıyla Şekil 4.37 ve Şekil 4.38'de gösterilmiştir.

İç kuvvetler belirlenirken, çubuklar için başlangıç boyutları öngörülmüş ve bu boyutlar altında ilk hesap yapılmıştır. Ardından elde edilen bu iç kuvvetlere göre gerekli basınç çubuğu genişlikleri ($w_{t,min}$) belirlenmiş, daha sonra çubuk boyutları buna göre revize edilerek hesap tekrarlanmıştır. Bu bölümde yazılan iç kuvvetler, yeterli basınç mesafelerine göre elde edilmiş olan iç kuvvet değerleridir. Başlangıç kesitleri ve yapılan iterasyon ile ilgili sonuçlar bu bölümde aktarılmamıştır.



Şekil 4.37 : 0.66H konumundaki eksenel çekme kuvvetleri (Etabs).



Şekil 4.38 : 0.66H konumundaki eksenel basınç kuvvetleri (Etabs).

Çekme çubuklarının boyutlandırılması

Dıştan destek kirişinin eşdeğeri olan çubuk modelde oluşan maksimum iç kuvvetlere göre elde edilen donatılar Çizelge 4.24'te gösterilmiştir. Eleman simetrisi düşünülerek çekme çubuklarının kontrolleri sadece sol kısım için yapılmıştır. Bir çubuğun hesabı ayrıntılı olarak aşağıda gösterilmiştir.

$$F_{ut,5} = 6843.48kN$$

$$F_{nt} = A_{ts} \times f_y$$

$$\phi F_{nt,5} = \phi \times A_{ts,5} \times f_y \geq F_{ut,5}$$

$$A_{ts,5} = \frac{F_{ut,5}}{\phi \times f_y} = \frac{6843.48 \times 10^3}{0.75 \times 420} = 21725.33mm^2$$

$$Seçilen \rightarrow 28\phi 32(22512mm^2)$$

Çizelge 4.24 : Çekme çubuklarının tasarımı (0.66H).

Çubuk No	Kuvvet (kN)	A _s (mm ²)	Seçilen Donatı
1	1818.42	5772.76	8φ32 (6432mm ²)
2	4432.22	14070.54	18φ32 (14472mm ²)
3	1505.37	4778.95	6φ32 (4824mm ²)
4	733.08	2327.24	5φ25 (2455mm ²)
5	6843.48	21725.33	28φ32 (22512mm ²)
6	5235.14	16619.49	22φ32 (17688mm ²)

1-2 ve 3-4 nolu çubukların donatılandırılmasında; konstrüktif açıdan farklı donatı yerleşiminin dıştan destek kirişinin açıklığı açısından gereksiz olması sebebiyle bu çubukların donatı seçimi gerekli donatı alanı fazla olan çubuğa göre yapılmıştır. Ayrıca bu uygulama ile, dıştan destek kirişinin ortasında bindirmeli donatı eklerinden oluşacak donatı yoğunluğu azaltılmıştır. Buna göre 1 nolu çubuk için 18φ32, 4 nolu çubuk için ise 6φ32 kullanılmıştır.

Basınç çubuklarının boyutlandırılması ve düğüm noktası kontrolleri

Çubuk modelde oluşan minimum iç kuvvetlere göre elde edilen; basınç kuvvetinin aktarılması için gerekli minimum genişlik $w_{t,min}$ değerleri Çizelge 4.25'te gösterilmiştir. Eleman simetrik olduğundan kontroller sadece sol kısım için yapılmıştır. Eğik basınç çubukları olan 5 ve 6 nolu çubukların hesabında β katsayısı çatlak kontrolü şartının sağlandığı varsayımı ile 0.75 alınmıştır. İlgili çubuklar için çatlak kontrolü ayrıca gösterilmiştir. Bir adet basınç çubuğu için gerekli genişliğin bulunması hesabı aşağıda aktarılmıştır.

$$F_{us} = 5519.94kN$$

$$\phi F_{ns} = \phi \times f_{ce} \times A_{cs} = \phi \times 0.85 \times \beta_s \times f'_c \times A_{cs} \geq F_{us}$$

$$\beta_{s,5} = 0.75$$

$$\phi = 0.75$$

$$F_{ns,5} = 0.75 \times 0.85 \times 0.75 \times 50 \times 400 \times w_5 = 5519.94 \times 10^3$$

$$w_5 = 577.25mm$$

Çizelge 4.25 : Basınç çubukları için elde edilen genişlikler (0.66H).

Çubuk No	Kuvvet (kN)	β	b_w (mm)	$w_{t,min}$ (mm)	$w_{t,seçilen}$ (mm)
1	-2388.99	1.00	500	149.90	800
2	-3308.18	1.00	500	207.57	800
3	-1895.77	1.00	500	118.95	600
4	-907.61	1.00	500	56.95	600
5	-5519.94	0.75	400	577.25	1000
6	-7492.72	0.75	400	783.55	1000

Elde edilen sonuçlardan görüldüğü üzere diyagonal çubukların basınç kuvvetini aktarmak için ihtiyaç duydukları genişlikler diğer çubuklara oranla oldukça büyüktür. Bu sebeple elde edilen genişliğin eleman içindeki uyumu haricinde düğüm noktasına basınç kuvvetinin aktarılmasının kontrolü de gereklidir.

Düğüm noktası kontrolleri, kritik olmaları bakımından D-L ve F-J noktalarında yapılmıştır. Düğüm noktası Şekil 4.32’de gösterildiği şekilde tek donatılı durum için, genişletilmiş düğüm noktası olarak ele alınmış, kolon genişliği ile paspayına bağlı olarak elde edilmiştir. Ayrıca, D-L ve F-J düğüm noktalarına tek çekme çubuğu bağlandığından dolayı Çizelge 4.23’te belirtildiği üzere β_n katsayısı 0.80 alınmıştır. Düğüm noktalarında elde edilen genişlikler ve yükleme durumları Şekil 4.39’da gösterilmiştir. Çizimler, simetri göz önünde bulundurularak sadece D ve F düğüm noktaları referans alınarak yapılmıştır.

D düğüm noktası için kontroller aşağıda gösterilmiştir.

$$w_t = \underbrace{50}_{\text{paspayı}} + \underbrace{50}_{\text{paspayı}} + \underbrace{32}_{\text{Donatı çapı}} = 132mm$$

$$\theta = 42^\circ$$

$$w_D = 132 \times \cos(42) + 1400 \times \sin(42) = 1034.88mm$$

Basınç çubuğunun taşınması için gerekli olan minimum genişlik alt sınır, düğüm noktasında alınabilecek maksimum genişlik de üst sınır olarak düşünülür ise,

$$577.25 \leq w_s \leq 1034.88 \text{ mm}$$

$$w_{s, \text{seçilen}} = 1000 \text{ mm}$$

diyagonal çubuk için seçilen genişliğin uygun olduğu görülür. Düğüm noktasında basınç kontrolü ise,

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz}$$

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c$$

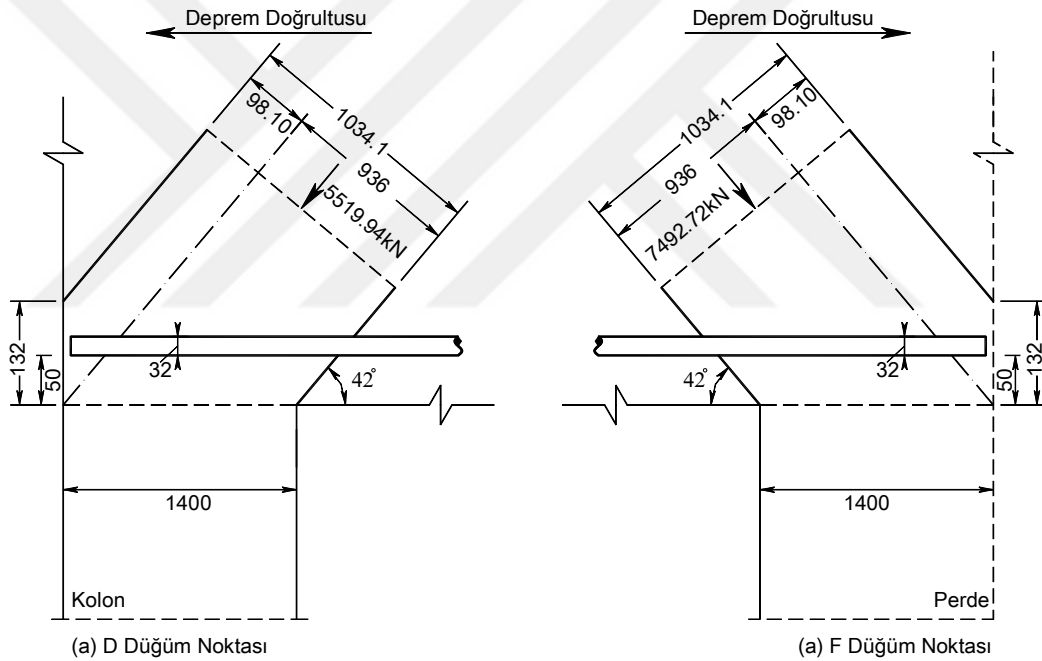
$$F_{nn} = (0.85 \times 0.80 \times 50) \times (1000 \times 400) \times 10^{-3}$$

$$F_{nn} = 13600 \text{ kN}$$

$$\phi F_{nn} = 0.75 \times 108880 = 10200 \text{ kN}$$

$$\phi F_{nn} = 10200 \text{ kN} > 5519.94 \text{ kN} \text{ Uygun}$$

şeklinde elde edilir.



Şekil 4.39 : Düğüm noktaları kontrolü (0.66H konumu için).

Düğüm noktasının basınç dayanımı kullanılırken seçilen genişliğin (w_t) yanında hesapta kullanılan dıştan destek kirişinin kesit genişliği (b_w) bir miktar azaltılmıştır. Bunun sebebi, diyagonal çubukların olduğu bölümlerde sarılacak etriye ve tersinir yöndeki etkiler için oluşturulacak çekme donatılarının konstrüktif açıdan eleman dış yüzüne değil bir miktar içeri konulması zorunluluğudur. Bu sebeple diyagonal çubukların hesabında eleman genişliği yerine 400mm değeri dikkate alınmıştır. Aynı genişlik, diyagonal basınç çubukları hesabında da kullanılmıştır.

Düğüm noktası ile ilgili son kontrol çekme donatısının yeterli kenetlenme boyuna sahip olup olmadığıdır (Şekil 4.40). Bunun için TS 500 denklem 9.1’de verilen,

$$l_b = \left(0.12 \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \phi \right) \geq 20\phi \quad (4.17)$$

bağıntısı kullanılmıştır. Buna göre kenetlenme kontrolü,

$$l_b = \left(0.12 \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \phi \right) = \underbrace{0.12 \times \frac{365}{1.65}}_{26.55} \phi = 26\phi > 20\phi$$

$$l_b = 26\phi = 26 \times 32 = 832\text{mm}$$

$$1400\text{mm} > l_b = 832\text{mm} \quad \text{Uygun}$$

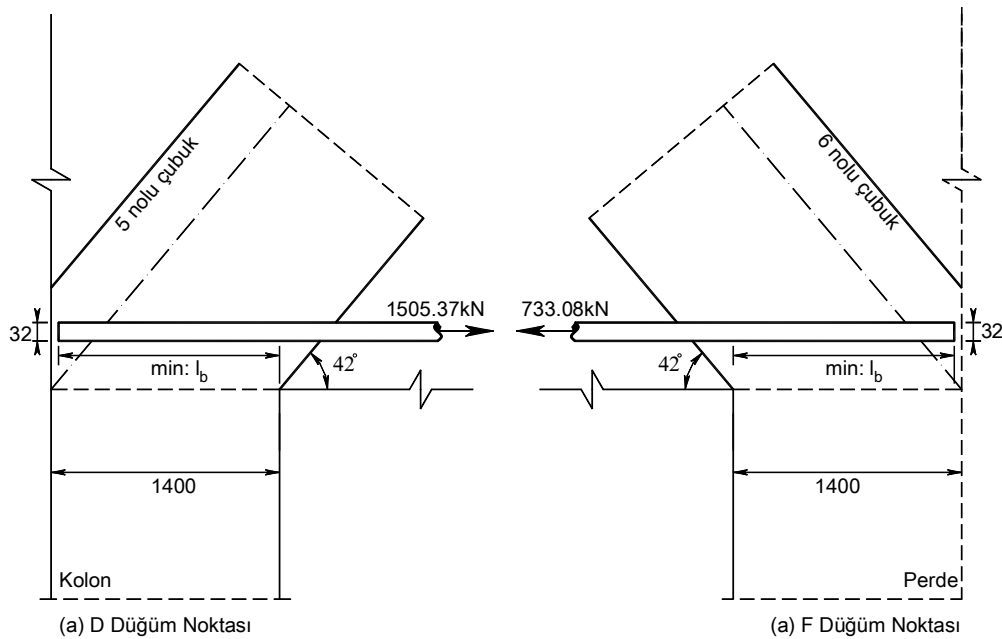
şeklinde elde edilmiştir.

F düğüm noktası için kontroller, D düğüm noktasının hesabındaki sıra takip edilerek aşağıda gösterilmiştir. 6 nolu diyagonal çubuk için perdeye saplanması nedeniyle genişlik daha fazla seçilebilirse de simetriyi bozmamak adına 5 nolu çubuğun bağlandığı kolon genişliği olan 1400mm değeri ile hesap yapılmıştır.

$$w_t = \underbrace{50}_{\text{paspayı}} + \underbrace{50}_{\text{paspayı}} + \underbrace{32}_{\text{Donatı çapı}} = 132\text{mm}$$

$$\theta = 42^\circ$$

$$w_F = 132 \times \cos(42) + 1400 \times \sin(42) = 1034.88\text{mm}$$



Şekil 4.40 : Donatı kenetlenme boyu kontrolü (0.66H).

Basınç çubuğunun karşılanması için gerekli olan genişlik,

$$783.55 \leq w_6 \leq 1034.88 \text{ mm}$$

$$w_{6, \text{seçilen}} = 1000 \text{ mm}$$

şeklinde elde edilmiştir. Düğüm noktasında basınç kontrolü aşağıda gösterilmiştir.

$$F_{nn} = f_{ce} A_{nz}$$

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c$$

$$F_{nn} = (0.85 \times 0.80 \times 50) \times (1000 \times 400) \times 10^{-3}$$

$$F_{nn} = 13600 \text{ kN}$$

$$\phi F_{nn} = 0.75 \times 108880 = 10200 \text{ kN}$$

$$\phi F_{nn} = 10200 \text{ kN} > 7492.72 \text{ kN} \text{ Uygun}$$

Kenetlenme boyu kontrolü ise,

$$l_b = 26\phi = 26 \times 32 = 832 \text{ mm}$$

$$1400 \text{ mm} > l_b = 832 \text{ mm} \text{ Uygun}$$

şeklinde hesaplanmıştır.

Mesnet bölgesi kontrolü

Dıştan destek kirişinin düşey taşıyıcılara bağlandığı A-I ve C-G düğüm noktalarında yapılan basınç kontrolleri Çizelge 4.26'da gösterilmiştir. Eleman simetrisi düşünülerek kontroller sol kısım için yapılmıştır.

Çizelge 4.26 : Mesnet bölgesi kontrolü (0.66H).

Mesnet No	Kuvvet (kN)	β	A_{nz} (mm ²)	f'_c (MPa)	F_{nn} (kN)	Yeterlilik
A	-7143.73	0.80	1400x900	50	50400	Yeterli
D	-7522.38	0.80	1400x900	50	50400	Yeterli

Kesme donatısı

Dıştan destek kirişinin kesme donatısının belirlenmesi için çubuk modelde bulunan 7 nolu çekme çubuğu kullanılmıştır. Kesme hesabı için yapılacak ilk işlem elde edilen iç kuvvetin 1m genişlik için dönüştürülmesidir.

$$F_{w,7} = 290.52 \text{ kN}$$

$$F_{w,7}' = \frac{290.52}{z \cot \theta} = \frac{290.52}{4 \times \cot(42)}$$

$$F_{w,7}' = 65.40 \text{ kN / m}$$

Çekme çubukları için öngörülen hesaba göre kesme donatısı şu şekilde elde edilir.

$$A_{sw} = \frac{F_{w,7}}{\phi f_y} = \frac{65.40 \times 10^3}{0.75 \times 420}$$

$$A_{sw} = 204.44 \text{ mm}^2 / m$$

ACI 318-14'te dıştan destek elemanı ile ilgili herhangi bir hüküm olmadığından ve kirişin boyutları itibarıyla yüksek kiriş tanımına uymasından dolayı kesme donatısı için 9.3 bölümünde tanımlanan şartlar göz önüne alınmıştır.

ACI 318-14 Madde 9.9.3.1'e göre minimum kesme donatısı,

$$A_{v,min} = 0.0025 b_w s \quad (4.17)$$

olarak belirlenmiştir. Buna göre öncelikle etriyelerin hangi ara ile koyulacağına karar verilmiştir. ACI 318-14 Madde 9.9.4.3'e göre etriye aralıkları $d/5$ ve 300mm'den büyük olmamalıdır. Buna göre etriye,

$$\left. \begin{aligned} s &\leq \frac{d}{5} = \frac{(4000 - 50)}{5} = 790 \text{ mm} \\ s &\leq 300 \text{ mm} \end{aligned} \right\} 200 \text{ mm}$$

$$s_{seçilen} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{v,min} = 0.0025 b_w s$$

$$A_{v,min} = 0.0025 \times 500 \times 200 = 300 \text{ mm}^2 / m$$

$$Seçilen \rightarrow \phi 16 / 200 (2 \text{ kol}) (2010 \text{ mm}^2 / m)$$

şeklinde seçilmiştir.

Dıştan destek elemanında yine ACI 318-14 Madde 9.9.4.3 maddesinde belirtilen şartlar altında gövde donatıları teşkil edilmiştir. Buna göre kesme donatısındaki şartların aynılarını göz önünde bulundurularak,

$$\left. \begin{aligned} s &\leq \frac{d}{5} = \frac{(4000 - 50)}{5} = 790 \text{ mm} \\ s &\leq 300 \text{ mm} \end{aligned} \right\} 200 \text{ mm}$$

$$s_{seçilen} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{vh,min} = 0.0025 b_w s$$

$$A_{vh,min} = 0.0025 \times 500 \times 200 = 300 \text{ mm}^2 / m$$

$$Seçilen \rightarrow \phi 16 / 200 (2 \text{ kol}) (2010 \text{ mm}^2 / m)$$

şeklinde hesaplanmıştır.

Çatlak kontrolü:

Diyagonal basınç çubuklarının hesabında $\beta=0.75$ alınması ile ilgili yapılması gereken çatlak kontrolü aşağıda gösterilmiştir.

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i \geq 0.003$$

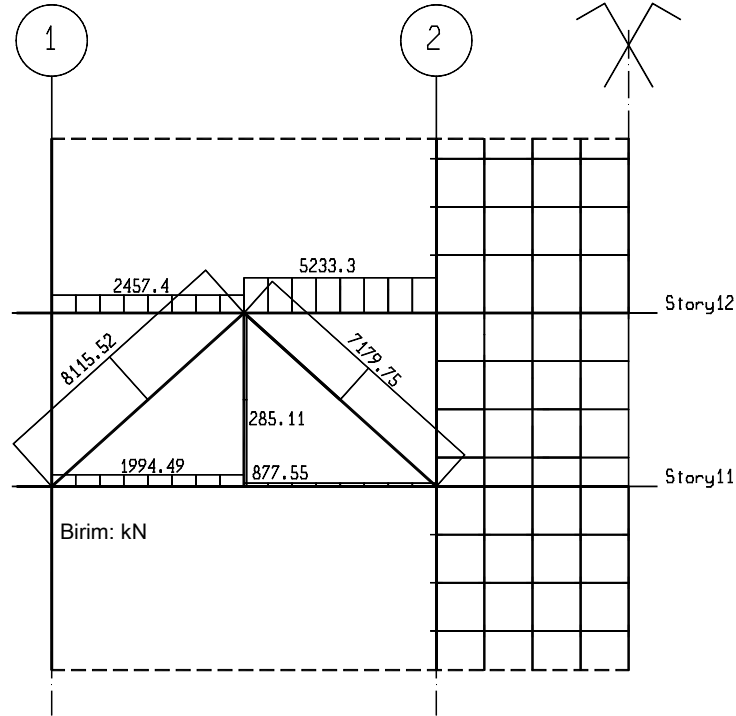
$$\frac{2 \times 201}{500 \times 200} \sin(42) + \frac{2 \times 201}{500 \times 200} \sin(48) = 5.68 \times 10^{-3}$$

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s s_i} \sin \alpha_i = 5.68 \times 10^{-3} > 0.003 \text{ Uygun}$$

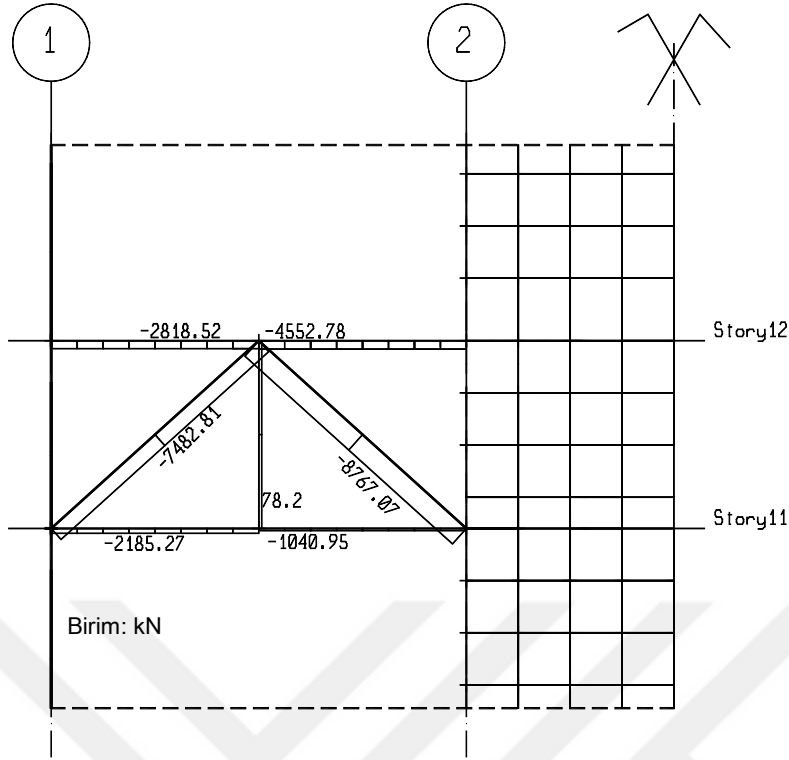
$\beta=0.75$ kabulü geçerlidir.

4.12.3.8 0.33H konumundaki dıştan destek kirişinin betonarme hesabı

0.33H konumundaki ikinci dıştan destek kirişi ile ilgili hesaplar bu bölümde gösterilmiştir. 0.66H konumundaki dıştan destek elemanı için yapılan hesap sırası 0.33H konumu için de takip edilmiştir. Çekme çubuklarının tasarımında ve donatı kenetlenmesi kontrollerinde kullanılacak olan maksimum iç kuvvet (çekme) diyagramı Şekil 4.41’de, gösterilmiştir. Basınç çubuklarının ve düğüm noktalarının tasarımında kullanılacak olan minimum iç kuvvet diyagramı (basınç) ise Şekil 4.42’de gösterilmiştir.



Şekil 4.41 : 0.33H konumundaki eksenel çekme kuvvetleri (Etabs).



Şekil 4.42 : 0.33H konumundaki eksenel basınç kuvvetleri (Etabs).

Çekme çubuklarının boyutlandırılması

Çubuk modelde oluşan maksimum iç kuvvetlere göre elde edilen donatılar Çizelge 4.27’de gösterilmiştir. Eleman simetrisi düşünülerek çekme çubuklarının kontrolleri sol kısım için yapılmıştır.

Çizelge 4.27 : Çekme çubuklarının tasarımı (0.33H).

Çubuk No	Kuvvet (kN)	A_s (mm ²)	Seçilen Donatı
1	2457.40	7801.27	10 ϕ 32 (8040mm ²)
2	5233.30	16613.65	22 ϕ 32 (17688mm ²)
3	1994.49	6331.71	8 ϕ 32 (6432mm ²)
4	877.55	2785.87	6 ϕ 25 (2946mm ²)
5	8115.52	25763.56	34 ϕ 32 (27336mm ²)
6	7179.75	22792.86	30 ϕ 32 (24120mm ²)

0.66H konumundaki dıştan destek kirişi için uygulanan konstrüktif tercih 0.33H konumu içinde uygulanarak; 1 nolu çubuk için 22 ϕ 32, 4 nolu çubuk için ise 8 ϕ 32 kullanılmıştır.

Basınç çubuklarının boyutlandırılması ve düğüm noktası kontrolleri

Çubuk modelde oluşan minimum iç kuvvetlere göre elde edilen; basınç kuvvetinin aktarılması için gerekli minimum genişlik, $w_{t,min}$ Çizelge 4.28’de gösterilmiştir.

Eleman simetrik olduğundan kontroller sol kısım için yapılmıştır. Eğik basınç çubukları olan 5 ve 6 nolu çubukların hesabında β katsayı çatlak kontrolü şartını sağladığı varsayımı ile 0.75 alınmıştır. İlgili çubuklar için çatlak kontrolü ayrıca gösterilmiştir.

Çizelge 4.28 : Basınç çubukları için elde edilen genişlikler (0.33H).

Çubuk No	Kuvvet (kN)	β	b_w (mm)	$W_{t,min}$	$W_{t,seçilen}$
1	-2818.52	1.00	500	176.85	800
2	-4552.78	1.00	500	285.66	800
3	-2185.27	1.00	500	137.11	600
4	-1040.95	1.00	500	65.31	600
5	-7482.81	0.75	400	782.52	1000
6	-8767.95	0.75	400	916.91	1000

Düğüm noktalarında elde edilen genişlikler ve yükleme durumları Şekil 4.43'te gösterilmiştir. Çizimler simetri göz önüne alınarak D ve F düğüm noktaları için yapılmıştır.

D düğüm noktası için kontroller aşağıda gösterilmiştir.

$$w_t = \underbrace{50}_{paspayı} + \underbrace{50}_{paspayı} + \underbrace{32}_{Donatı\ çapı} = 132mm$$

$$\theta = 42^\circ$$

$$w_D = 132 \times \cos(42) + 1400 \times \sin(42) = 1034.88mm$$

Basınç kuvvetinin taşınması için seçilen genişlik,

$$782.52 \leq w_5 \leq 1034.88mm$$

$$w_{5,seçilen} = 1000mm$$

şeklindedir. Düğüm noktasında basınç kontrolü,

$$F_m = f_{ce} A_{nz}$$

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c$$

$$F_m = (0.85 \times 0.80 \times 50) \times (1000 \times 400) \times 10^{-3}$$

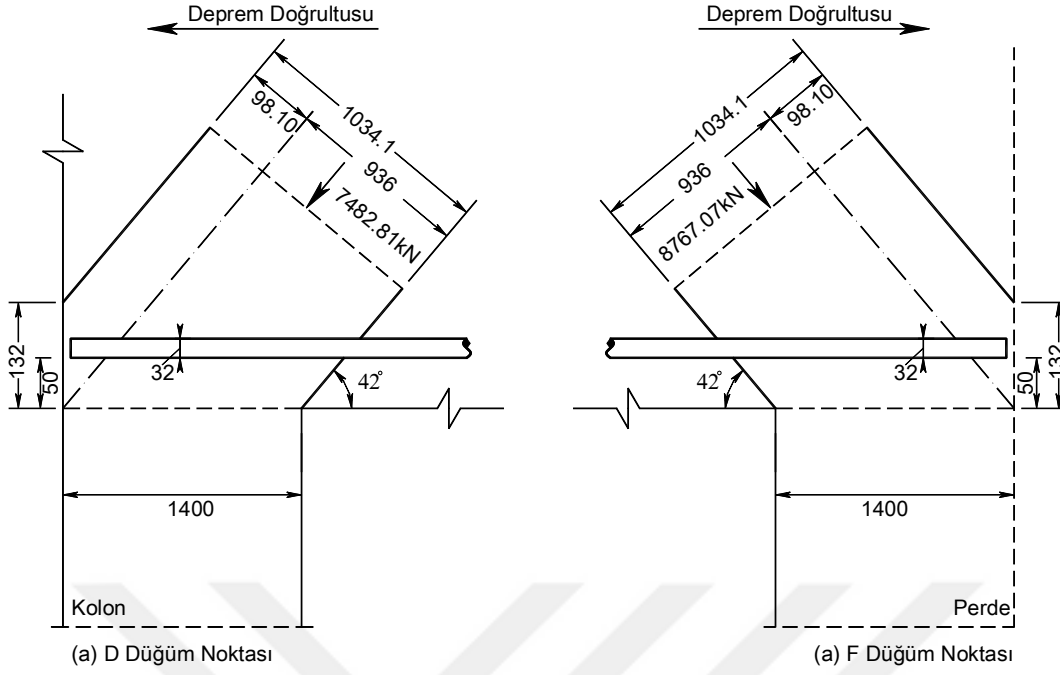
$$F_m = 13600kN$$

$$\phi F_m = 0.75 \times 108880$$

$$\phi F_m = 10200kN$$

$$\phi F_m = 10200kN > 7482.81kN \text{ Uygun}$$

şeklinde hesaplanır.



Şekil 4.43 : Düğüm noktaları kontrolü (0.33H konumu için).

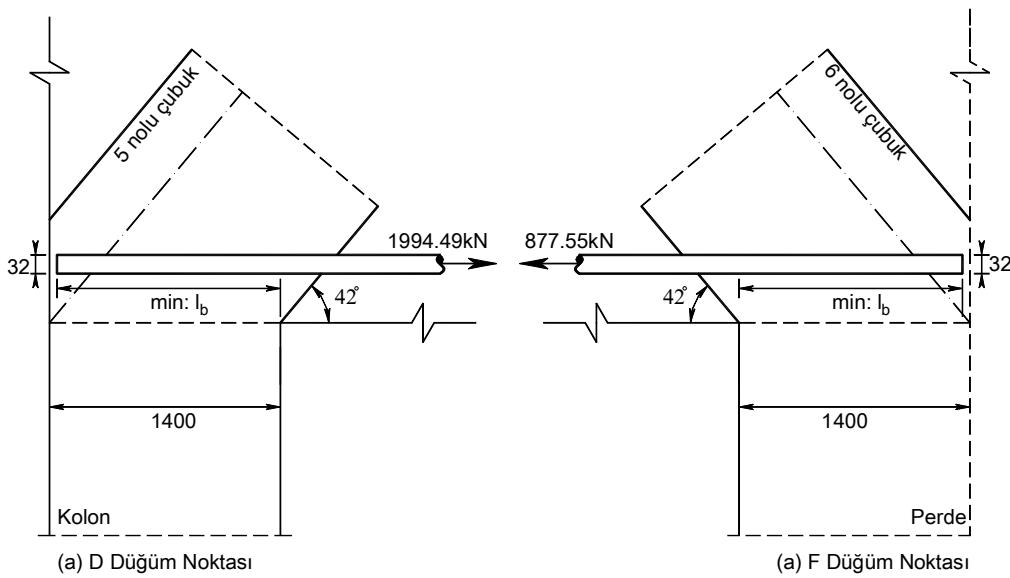
Ayrıca,

$$l_b = \left(0.12 \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \phi \right) = 0.12 \times \frac{365}{1.65} \phi = 26\phi > 20\phi$$

$$l_b = 26\phi = 26 \times 25 = 650 \text{ mm}$$

$$1200 \text{ mm} > l_b = 650 \text{ mm} \quad \text{Uygun}$$

hesabı ile yeterli kenetlenme boyunun mevcut olduğu görülmüştür (Şekil 4.44).



Şekil 4.44 : Donatı kenetlenme boyu kontrolü (0.33H).

F düğüm noktası için maksimum genişlik,

$$w_t = \underbrace{50}_{\text{paspayı}} + \underbrace{50}_{\text{paspayı}} + \underbrace{32}_{\text{Donatı çapı}} = 132mm$$

$$\theta = 42^\circ$$

$$w_F = 132 \times \cos(42) + 1400 \times \sin(42)$$

$$w_F = 1034.88mm$$

şeklinde elde edilir.

Basınç kuvvetinin taşınması için gerekli olan genişlik,

$$916.91 \leq w_6 \leq 1034.88mm$$

$$w_{6,seçilen} = 1000mm$$

olarak elde edilir. Düğüm noktasında basınç kontrolü,

$$F_m = f_{ce} A_{nz}$$

$$f_{ce} = 0.85 \beta_n f'_c$$

$$F_m = (0.85 \times 0.80 \times 50) \times (1000 \times 400) \times 10^{-3}$$

$$F_m = 13600kN$$

$$\phi F_m = 0.75 \times 13600$$

$$\phi F_m = 10200kN$$

$$\phi F_m = 10200kN > 8767.07kN \text{ Uygun}$$

şeklindedir. Kenetlenme boyu kontrolü ise,

$$l_b = 26\phi = 26 \times 32$$

$$l_b = 832mm$$

$$1400mm > l_b = 832mm \text{ Uygun}$$

şeklinde elde edilir.

Mesnet bölgesi kontrolü:

Dıştan destek kirişinin düşey taşıyıcılara bağlandığı A-I ve C-G düğüm noktalarında yapılan basınç kontrolleri Çizelge 4.29'da gösterilmiştir. Eleman simetrisi düşünülerek kontroller sol kısım için gösterilmiştir.

Çizelge 4.29 : Mesnet bölgesi kontrolü (0.33H).

Mesnet No	Kuvvet (kN)	β	A_{nz} (mm ²)	f'_c (MPa)	F_m (kN)	Yeterlilik
A	-7143.73	0.80	1400x900	50	50400	Yeterli
D	-7522.38	0.80	1400x900	50	50400	Yeterli

Kesme donatısı

Dıştan destek kirişinin kesme donatısının belirlenmesi için çubuk modelde bulunan

7 nolu çekme çubuğu kullanılmıştır.

$$F_{w,7} = 285.11kN$$

$$F_{w,7}' = \frac{285.11}{z \cot \theta} = \frac{285.11}{4 \times \cot(42)} = 64.18kN / m$$

Çekme çubukları için öngörülen hesaba göre kesme donatısı aşağıda gösterilmiştir.

$$A_{sw} = \frac{F_{w,7}'}{\phi f_y} = \frac{64.18 \times 10^3}{0.75 \times 420} = 203.75mm^2 / m$$

$$s \leq \frac{d}{5} = \frac{(4000 - 50)}{5} = 790mm \left\{ \begin{array}{l} s_{seçilen} = 200mm \\ s \leq 300mm \end{array} \right.$$

$$A_{v,min} = 0.0025b_w s$$

$$A_{v,min} = 0.0025 \times 500 \times 200 = 300mm^2 / m$$

$$Seçilen \rightarrow \phi 16 / 200(2kol)(2010mm^2 / m)$$

Gövde donatısı ise şu şekilde belirlenmiştir.

$$s \leq \frac{d}{5} = \frac{(4000 - 50)}{5} = 790mm \left\{ \begin{array}{l} s_{seçilen} = 200mm \\ s \leq 300mm \end{array} \right.$$

$$A_{vh,min} = 0.0025b_w s$$

$$A_{vh,min} = 0.0025 \times 500 \times 200 = 300mm^2 / m$$

$$Seçilen \rightarrow \phi 16 / 200(2kol)(2010mm^2 / m)$$

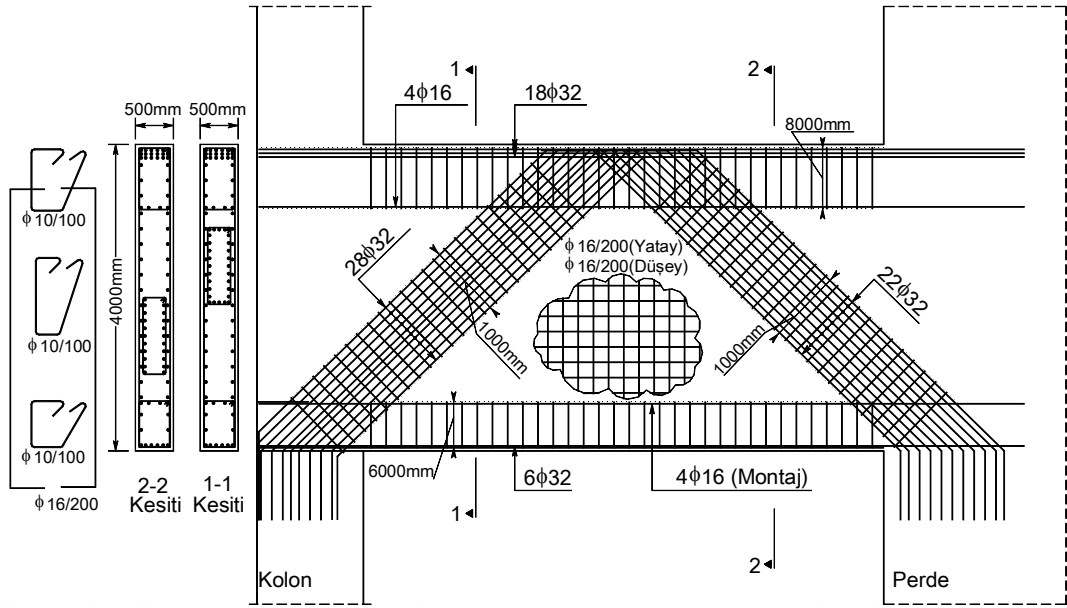
Çatlak kontrolü:

$$\sum \frac{A_{st}}{b_s s} \sin \alpha_i \geq 0.003$$

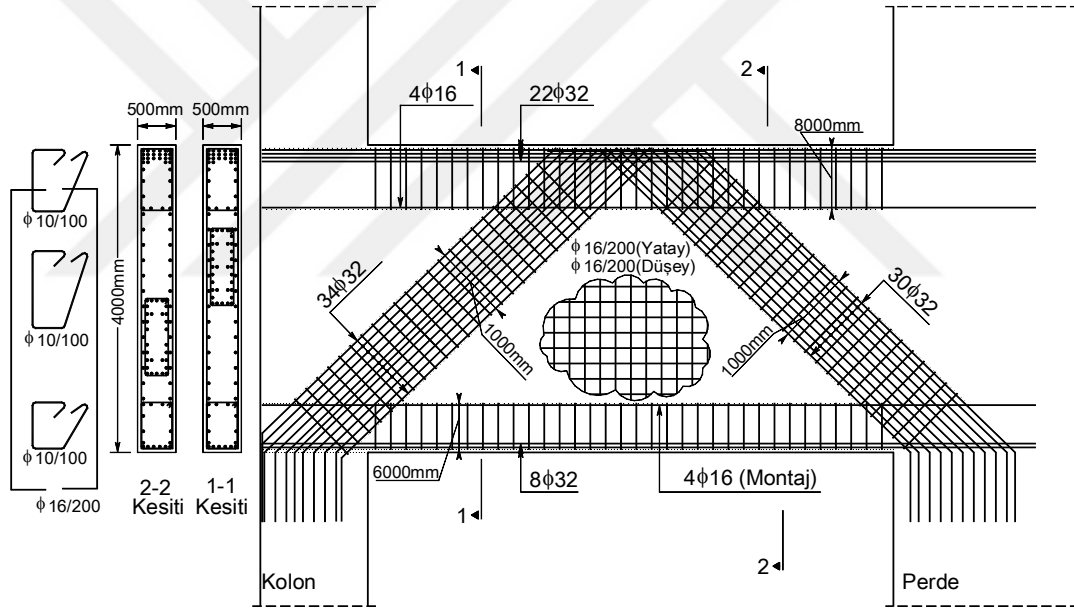
$$\frac{2 \times 201}{500 \times 200} \sin(42) + \frac{2 \times 201}{500 \times 200} \sin(48) = 5.68 \times 10^{-3}$$

$\beta=0.75$ kabulü geçerlidir.

0.66H ve 0.33H konumundaki dıştan destek kirişlerinin tasarımı sonucu elde edilen donatılar Şekil 4.45'te ve Şekil 4.46'da gösterilmiştir. Diyagonal çubuklarda eleman sünekliğini arttırmak adına seçilen basınç genişliği kadar etriye teşkil edilmiştir. Benzer işlem çubuk modelin üst ve alt başlıklarında da uygulanmıştır.



Şekil 4.45 : 0.66H konumundaki dıştan destek kirişinin donatılardırması.

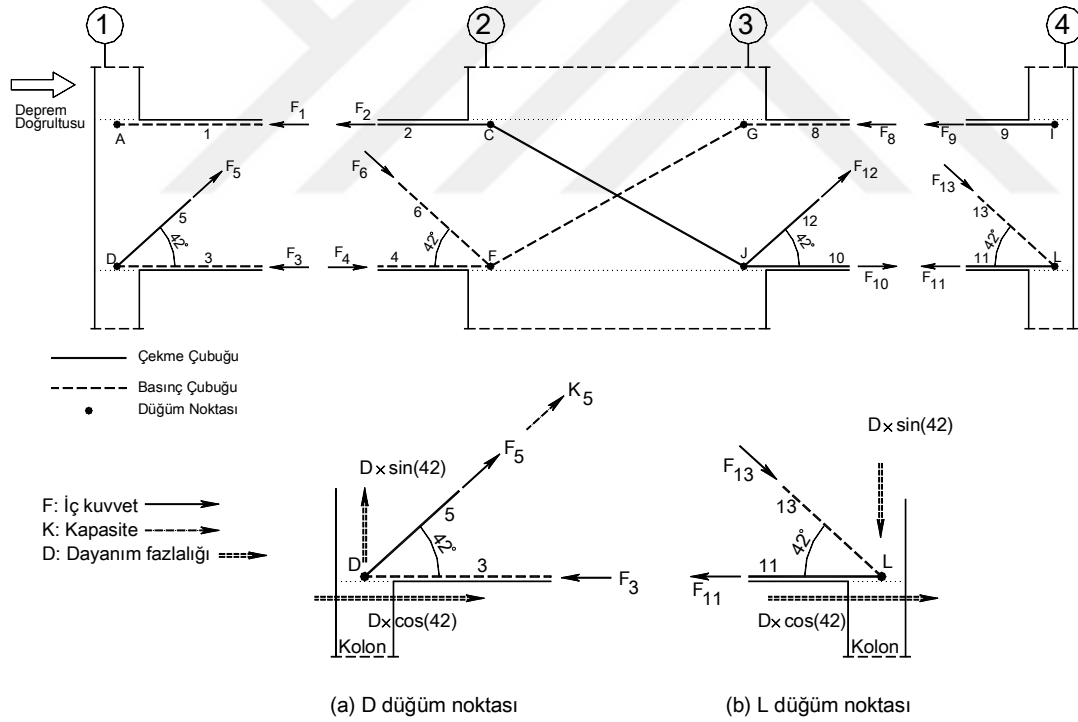


Şekil 4.46 : 0.33H konumundaki dıştan destek kirişinin donatılardırması.

4.12.3.9 Dıştan destek sistemi eksenel kuvvet ve kesme kuvveti kontrolleri

DBYBHY 2007’de dıştan destekli sistemler ile ilgili herhangi bir koşulun olmadığı, 2019 yılı itibarıyla yürürlüğe girecek olan TBDY içinde ise PEER-TBI 2017 dokümanından uyarlanmış olan tavsiye niteliğindeki uyarıların olduğu daha önce belirtilmişti. Bu uyarılar daha çok dıştan destek kirişinin dayanım fazlalığı sonucu çevre kolonlara ve çekirdek perdelerle daha fazla eksenel basınç kuvveti aktarılması ve bu fazlalığın kontrol edilmesi veya dayanım fazlalığının sınırlandırılması yönündedir. Eğer dıştan destek kirişinin kapasitesi belirlenebilir ise kolonlarda

oluşacak ilave etkiler kolaylıkla hesaba katılabilir. Burada asıl zorluk dıştan destek kirişinin kapasitesinin ne olacağıdır. Ele alınan bina için elde edilen çubuk modele göre serbest cisim diyagramı Şekil 4.47’de gösterilmiştir. Şekilde gösterildiği üzere D düğüm noktası ele alınır ve kuvvet dengesi yazılacak olursa, diyagonal çekme çubuğunun asıl taşıyıcı olduğu, bu çubukta oluşan iç kuvvetin düşey bileşeninin doğrudan kolonlara çekme kuvveti olarak aktarıldığı görülür. Çubuk modelin alt ve üst başlığı ise diyagonal çekme çubuğunun yatay bileşenini karşılamaktadır ve düşey denge bakımından bir etkisi yoktur. Benzer denge L düğüm noktası için de yazılabilir. L düğüm noktasındaki tek farklılığın diyagonal basınç çubuğunun kolonlara basınç kuvveti aktarması olduğu söylenebilir. Kuvvet dengesinden; diyagonal çekme çubuğunun kapasitesine ulaştığı anda yük akışının duracağı, kolonlara daha fazla eksenel basınç ve çekme kuvveti aktaramayacağı yorumu yapılabilir. O hâlde dıştan destek kirişinin kapasitesinin doğrudan diyagonal çekme çubuğunun kapasitesi ile ilişkilendirilmesi yanlış olmaz.



Şekil 4.47 : Dıştan destek kirişinin kapasitesinin bulunması.

Bu aşamada 5 nolu diyagonal çekme çubuğunun kapasitesi aşağıda elde edilmiştir. Çekme çubuğunun kapasitesi bulunurken betonun çekme dayanımı ihmal edilmiş, donatı çeliğinin ise taşıyabileceği maksimum dayanım olan f_{su} değeri kullanılmıştır. K çekme çubuğu kapasitesi, F tasarım kuvveti ve D dayanım fazlalığı olmak üzere;

0.66H için

$$K_{0.66H} = A_s \times f_{su}$$

$$A_s = 28\phi 32 (22512 \text{ mm}^2)$$

$$f_{su} = 550 \text{ MPa}$$

$$K_{0.66H} = 22512 \times 550 \times 10^{-3} = 12381.60 \text{ kN}$$

$$F_{0.66H} = 6843.48 \text{ kN}$$

$$D_{0.66H} = 12381.60 - 6843.48 = 5538.12 \text{ kN}$$

$$D_{0.66H} \times \sin(42) = 5538.12 \times \sin(42) = 3705.73 \text{ kN}$$

0.33H için

$$K_{0.33H} = A_s \times f_{su}$$

$$A_s = 34\phi 32 (27336 \text{ mm}^2)$$

$$f_{su} = 550 \text{ MPa}$$

$$K_{0.33H} = 27336 \times 550 \times 10^{-3} = 15034.80 \text{ kN}$$

$$F_{0.33H} = 8115.52 \text{ kN}$$

$$D_{0.33H} = 15034.80 - 8115.52 = 6919.28 \text{ kN}$$

$$D_{0.33H} \times \sin(42) = 6919.28 \times \sin(42) = 4629.90 \text{ kN}$$

her iki dıştan destek kirişinden kolonlara gelebilecek maksimum ilave eksenel kuvvetler elde edilir. Elde edilen ilave kuvvetler hesap modeline Şekil 4.48’de gösterildiği şekilde etkililir ise kolonlarda oluşacak yeni eksenel kuvvetlerle basınç kontrolleri yapılabilir.

Dayanım fazlalıklarının sisteme etkililmesi sonucu elde edilen eksenel basınç kuvveti ve gerekli kontroller,

$$N_{d,\max} = 31399.63 \text{ kN}$$

$$A_c \geq \frac{N_{d,\max}}{0.5 f_{ck}} \quad (\text{DBYBHY 2007 Madde 3.3.1.2})$$

$$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$$

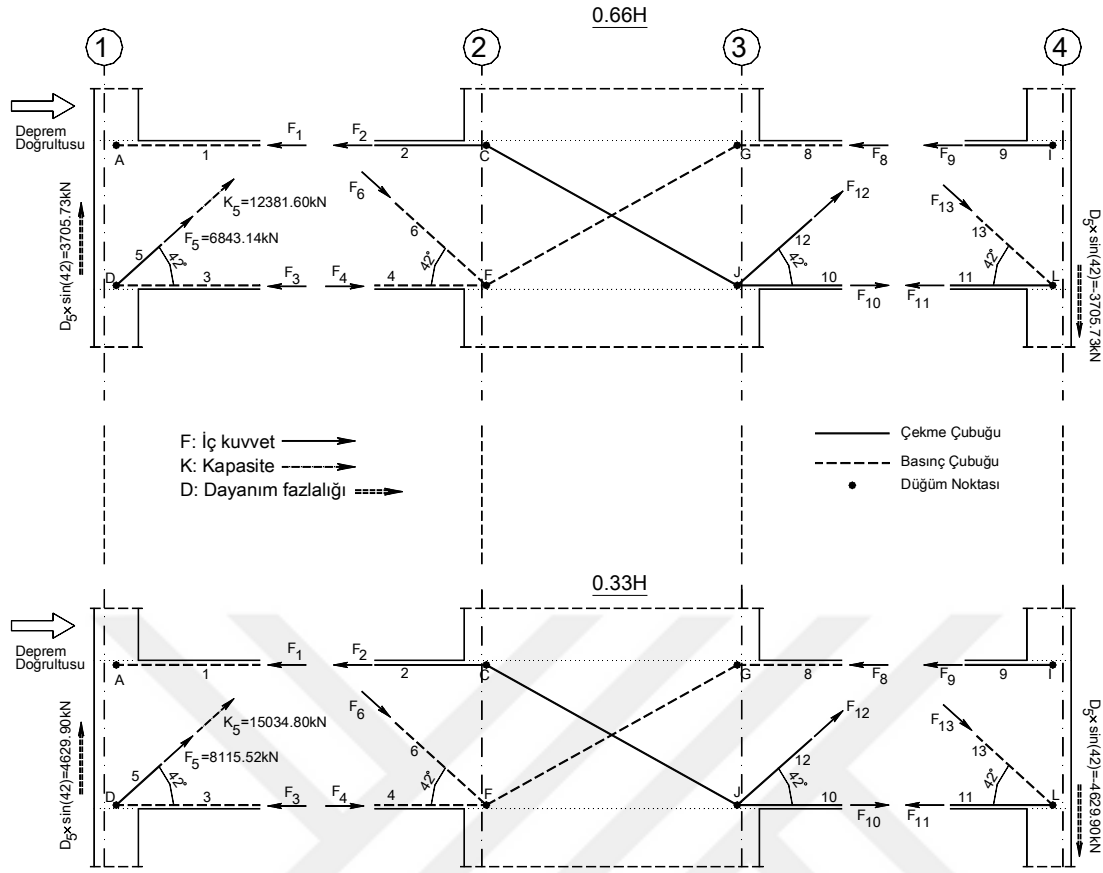
$$A_{c,\min} = \frac{N_{d,\max}}{0.5 f_{ck}} = \frac{31399.63 \times 10^3}{0.5 \times 50} = \frac{31399.63 \times 10^3}{1255985.2 \text{ mm}^2}$$

$$A_{c,\min} = 1255985.2 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 1400 \times 900 = 1260000 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 1260000 \text{ mm}^2 > A_{c,\min} 1255985.2 \text{ mm}^2 \quad \text{Uygun}$$

şeklinde elde edilir.



Şekil 4.48 : Dayanım fazlalıklarının düşey bileşeninin sisteme etkimesi.

Yapılan kontrollerde DBYBHY 2007’de kolonlar için basınç sınırı olarak verilen $0.50f_{ck}$ değeri kullanılmıştır. Yönetmelikte verilen bu sınır; moment ve eksenel kuvvet etkisi altında kesite belirli bir süneklik kazandırma amaçlıdır [28]. TBDY’de ise bu sınır $0.40f_{ck}$ ’ya çekilmiştir. Destek kolonları moment etkisinden çok eksenel kuvvet altında zorlanan elemanlardır. Dolayısıyla dıştan destekli sistemde yeterliliği araştırılan nokta eksenel basınç sınırının aşılması olarak gevrek kırılmanın oluşturulmamasıdır. Bu sebeple tasarımcıların tecrübelerine bağlı olarak bu sınırı bir miktar yukarı çekebilecekleri söylenebilir.

Doğrusal hesap aşamasında destek kirişi ve destek kolonu için mafsallaşma hiyerarşisinin düzenlenmesi gerekmektedir. Buna göre tasarımcılar açısından mafsallaşma ile ilgili iki tercih söz konusudur;

- Destek kirişlerinin mafsallaşmasının tamamen önüne geçmek.
- Dıştan desten kirişinin kolon çekme kapasitesine ulaşmadan önce mafsallaşması

İlk seçenek tercih edilir ise sistemde tasarım deprem yükü yerine, arttırılmış deprem yüküne göre ($R_a=2$) hesap yapılacaktır. Buna bağlı olarak destek kirişlerinde mafsallaşmalar engellenecektir, ancak hesap sonucunda ortaya çıkacak destek kirişi boyutları oldukça büyük olacaktır. Bu kirişleri mesnetleyecek destek kolonları da benzer şekilde ciddi oranda büyüterek uygulanması zor boyutlara ulaşacaktır. İlk tercih bu sebeplerle mühendislik açısından uygun değildir. İkinci seçenekte ise dıştan destek kirişinin mafsallaşmasına izin verilir. Mafsallaşma aşamasından sonra destek kirişinde oluşacak iç kuvvet sabit kalacak, artan deprem yüklerini bu aşamadan itibaren doğrudan konsol perde taşıyacaktır. Ayrıca hem destek kirişi hem de destek kolonlarının boyutları uygulanabilir mertebelerde elde edilecektir. Yük aktarımının durmaması ve makul boyutlar ortaya çıkarabilmesi açısından ikinci seçenek mühendislik açısından daha uygun olacaktır. Bu çalışma kapsamında da ikinci seçenek tercih edilmiştir.

İkinci seçeneğin tercih edilmesi ile beraber destek kirişinin talep ettiği çekme kuvvetinin destek kolonları tarafından sunulabilmesi amacıyla kapasite kontrolü yapılmıştır. Bu kontrol, destek kolonlarının eksenel çekme kuvveti kapasitelerinin, destek kirişlerinin donatı pekleşmeleri göz önüne alınarak hesaplanan çekme kuvveti kapasitelerinin düşey bileşeninden büyük olması şeklinde uygulanmıştır. Analitik modelde bu kontrol dayanım fazlalıklarının sisteme dış yük olarak etkilmesiyle elde edilen kolon eksenel çekme kuvvetlerinin, kolon çekme kuvveti kapasitesi ile kıyaslanması şeklinde yapılmıştır.

Dayanım fazlalıklarının sisteme etkitildiği hesap modelinden kolonlar için okunan eksenel çekme kuvveti ve Bölüm 4.12.1.3 içinde donatılandırılan 140/90 boyutundaki destek kolonlarının eksenel çekme kapasiteleri kıyaslanırsa;

$$N_{\text{çekme},D} = 9304.70kN \text{ (Dayanım fazlalığı ile elde edilen çekme kuvveti)}$$

$$N_{\text{çekme,kapasite}} = A_s \times f_{yk} = 18658 \times 420 \times 10^{-3} = 7836.36kN$$

$$N_{\text{çekme},D} \nless N_{\text{çekme,kapasite}} \text{ Yetersiz}$$

mevcut kolon donatılarının eksenel çekme kapasitelerinin yetersiz olduğu görülür. Tasarıma bu şekilde devam edilmesi durumunda destek sistemi doğrusal olmayan davranış aşamasında kapasitesinin daha altında bir yatay değerinde yük akışını kesecektir. Bu sebeple kolon donatıları yeni çekme kuvveti istemini karşılayabilecek şekilde arttırılmıştır.

$$N_{\text{çekme},D} = 9304.70 \text{ kN} \text{ (Dayanım fazlalığı ile elde edilen çekme kuvveti istemi)}$$

$$A_s = \frac{N_{\text{çekme},D} \times 10^3}{f_{yk}} = \frac{9304.70 \times 10^3}{420} = 22154.05 \text{ mm}^2$$

$$\text{Seçilen} \rightarrow 12\phi 32 (\text{Köşe}) + 26\phi 26 (\text{Gövde}) = 23454 \text{ mm}^2 (\%1.86)$$

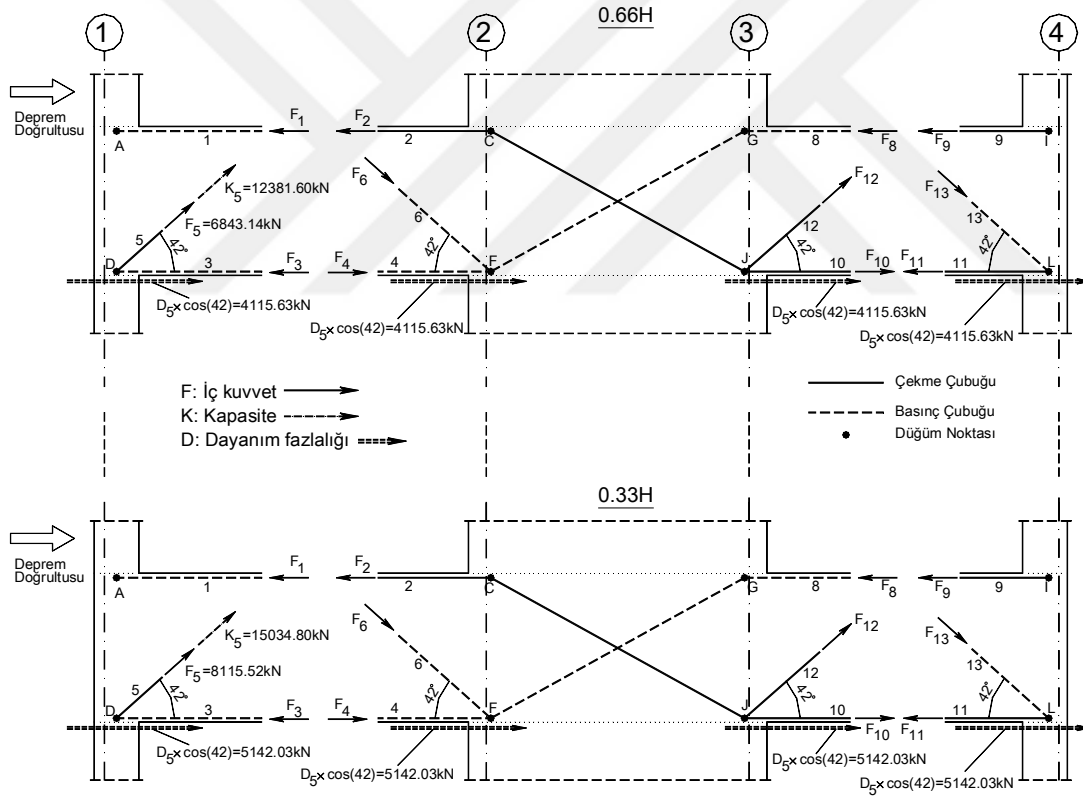
$$A_{s,\min} = 0.01 \times 1400 \times 900 = 12600 \text{ mm}^2 < 23454 \text{ mm}^2 \text{ Uygun}$$

$$\rho_{\max} = \frac{0.06}{2} = 0.03 \text{ (Bindirmeli ek için) (DBYBHY 2007 Madde 3.3.2.2)}$$

$$A_{s,\max} = 0.03 \times 1400 \times 900 = 37800 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 23454 \text{ mm}^2 < A_{s,\max} = 37800 \text{ mm}^2 \text{ Uygun}$$

Eksenel kuvvet kontrollerine benzer şekilde diyagonal çekme çubuklarının dayanım fazlalıklarının yatay bileşeni sonucunda perde ve kolonlara ilave kesme kuvvetleri de etkiyecektir. Şekil 4.49'da ilave kesme kuvvetlerinin sisteme etkimesi gösterilmiştir.



Şekil 4.49 : Dayanım fazlalıklarının yatay bileşeninin sisteme etkimesi.

Dayanım fazlalığına göre elde edilen kesme kuvveti kolonlar için,

$$D_{0.66H} = 12381.60 - 6843.48 = 5538.12 \text{ kN}$$

$$D_{0.66H} \times \cos(42) = 5538.12 \times \cos(42) = 4115.63 \text{ kN}$$

$$D_{0.33H} = 15034.80 - 8115.52 = 6919.28 \text{ kN}$$

$$D_{0.33H} \times \cos(42) = 6919.28 \times \cos(42) = 5142.13 \text{ kN}$$

şeklinde elde edilmiştir. Elde edilen bu ilave kesme kuvveti dıştan destek kirişini mesnetleyen destek kolonlarının düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi sonucu bulunan kesme kuvvetine ilave edilerek kesme güvenliği tahkiki tekrarlanmıştır.

0.66H konumundaki kolonlar için kesme güvenliği kontrolü:

$$V_{e,x,0.66H} = 744.81kN$$

$$V_{d,x,0.66H} = V_{e,x,0.66H} + D_{0.66H} \times \cos(42)$$

$$V_{d,x,0.66H} = 744.81 + 4115.63 = 4860.44kN$$

$$V_{d,x,0.66H} = 4860.44kN < 0.22 A_w f_{cd} = 9240kN \text{ Uygun}$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} d$$

$$V_w = \frac{(2 \times 201 + 4 \times 113)}{100} \times 365 \times (1400 - 50) \times 10^{-3} = 4208kN$$

$$V_w = 4208kN < V_d = 4860.44kN \text{ Uygun değil}$$

Elde edilen kesme kuvvetine göre mevcut etriyeler yetersizdir. Dış etriye çapı $\phi 20$, iç etriye çapları ise $\phi 16$ yapıp hesap tekrarlanır ise,

$$V_w = \frac{(2 \times 314 + 4 \times 201)}{100} \times 365 \times (1400 - 50) \times 10^{-3} = 7056.18kN$$

$$V_w = 7056.18kN > V_d = 4860.44kN \text{ Uygun}$$

kesme dayanımı yeterli hâle getirilir. Benzer işlem arttırılmış etriye çapları ile 0.33H konumu için de tekrarlanır ise kesme güvenliği kontrolü,

$$V_{e,x,0.33H} = 1065.08kN$$

$$V_{d,x,0.33H} = V_{e,x,0.33H} + D_{0.33H} \times \cos(42)$$

$$V_{d,x,0.33H} = 1065.08 + 5142.03 = 6207.11kN$$

$$V_{d,x,0.33H} = 6207.11kN < 0.22 A_w f_{cd} = 9240kN \text{ Uygun}$$

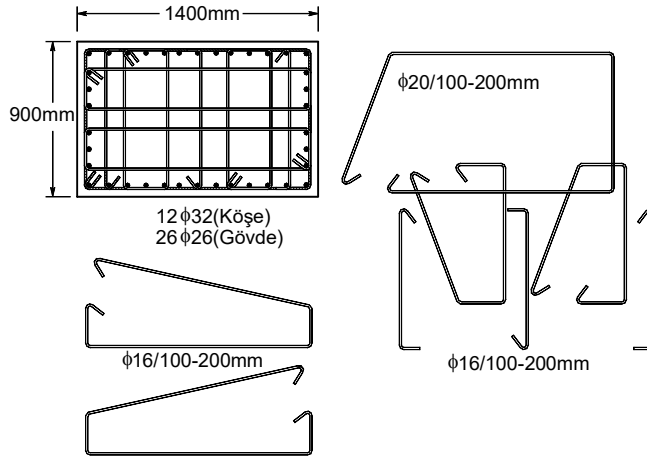
$$V_w = \frac{(2 \times 314 + 4 \times 201)}{100} \times 365 \times (1400 - 50) \times 10^{-3} = 7056.18kN$$

$$V_w = 7056.18kN > V_d = 6207.11kN \text{ Uygun}$$

şeklinde elde edilir. Arttırılan boyuna donatılara ve etriyelere göre kolon donatı yerleşimi Şekil 4.50'de gösterilmiştir.

Dayanım fazlalığı ile perde kesme kontrolünün yine kolonlara benzer şekilde çekirdek perde için de tekrarlanması gerekmektedir. Ancak bu çalışma kapsamında

Bölüm 4.12.2’de kesme donatıları $R_d=2$ ’ye göre belirlendiğinden dolayı dayanım fazlalığına göre kontrol yapılmamıştır.



Şekil 4.50 : 140/90 boyutundaki kolonunun nihaî donatı yerleşimi.

4.13 Sistemin Doğrusal Olmayan Davranışının İncelenmesi

Yapı mühendisliğinde temel olarak iki problem öne çıkmaktadır; yeni yapıların tasarımı ve mevcut yapıların değerlendirilmesi. İlk problem için yönetmeliklerimizde ayrıntılı şartlar sunulmuştur. İkinci problem için ise FEMA356 (ve benzeri belgelerde) ve ülkemizde DBYBHY 2007 ile 2019 yılında yürürlüğe girecek olan TBDY içinde kurallar mevcuttur [44].

DBYBHY 2007’de bu ilk problem için ayrıntılı kurallar Bölüm 2 ve Bölüm 3’te, ikinci problem için ise Bölüm 7’de verilmiştir. Her üç bölüm de doğrudan veya dolaylı olarak doğrusal olmayan davranışı içermektedir. Fakat, Deprem Yönetmeliği bu bölümlere geçmeden yönetmeliğin en başında madde 1.2.1’de esas itibarıyla depreme dayanıklı yapı tasarımının ana ilkesini; hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlandırılması olarak açıklamıştır [20]. Ayrıca yönetmelik yapıdan beklentisini Bölüm 7’de tanımladığı belirli bir performans kriterine bağlamıştır. Bu aşamada performans kavramının ele alınması gerekmektedir.

4.13.1 Yapısal performans kavramı

Yapısal performans, taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların performans seviyelerinin (düzeyleri) bütünü olarak belirlenir. Performans seviyeleri ise deprem etkisi altında elemanlarda oluşacak hasar sınırlarıdır. Bu sınırlar; yapısal ve yapısal olmayan elemanlardaki hasar mertebesine, yine bu hasarların can güvenliği açısından tehlikesine, hasar sonrası yapının kullanılabilirliğine bağlı olarak değişmektedir [45]. DBYBHY 2007 Tablo 7.7’de belirtilen performans seviyeleri Çizelge 4.30’da gösterilmiştir.

Çizelge 4.30 : Farklı deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri [20].

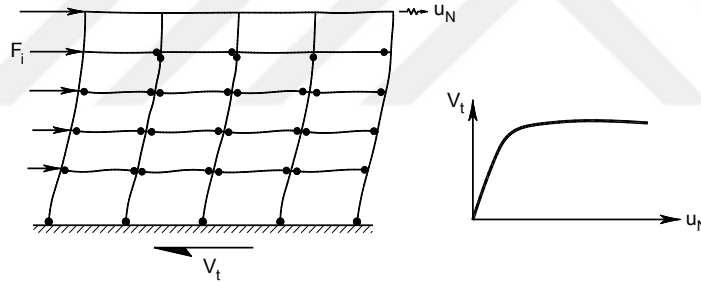
Binanın Kullanım Amacı	Deprem Aşılma Olasılığı		
	50 yılda %50	50 yılda %10	50 yılda %2
Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	–	Hemen Kullanım	Can Güvenliği
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	–	Hemen Kullanım	Can Güvenliği
İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	–
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	–	Hemen Kullanım	Göçme Öncesi
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.)	–	Can Güvenliği	–

Yapının performans seviyesinin belirlenebilmesi için iki bilgiye ihtiyaç vardır; talep ve kapasite. Talep; yapıya etkiyen deprem yer hareketini, kapasite ise bu yer hareketi altında yapının davranışını temsil eder. Daha önce belirtildiği üzere yapıların deprem yüklerini elastik sınırlar içinde karşılaması yerine doğrusal olmayan davranış ile karşılaması benimsenmiştir. Bu sebeple sistemin kapasitesinin elastik sınırların ötesinde; malzeme ve geometri bakımından doğrusal olmayan teoriye göre hesap edilmesi gerekmektedir. Dolayısıyla yapısal kapasite yapı elemanlarının dayanımı ve şekildeğiştirme kapasiteleri ile belirlenmektedir [45].

Yapı sistemlerinde doğrusal olmayan davranışın modellenmesi oldukça karmaşıktır. İlk elemanın dayanım kapasitesine ulaşması sonucu sistem elastik sınırını aşar ve

doğrusal olmayan davranışa geçer. Bu sınırın aşılması itibarıyla yapı sistemindeki yükler yeniden dağılırlar ve kapasitesine ulaşan elemanların taşıyamadıkları etkiler mevcut eleman rijitlikleri oranında bölüşülürler. Çok serbestlik dereceli sistemlerde doğrusal olmayan davranış dinamik sistem özelliklerinin haricinde yer hareketine de bağlıdır. Maksimum yer ivmesi ve ivme spektrumu birbirine yakın iki deprem yer hareketi yapıda oldukça farklı etkiler meydana getirebilir. Bu sebeple yapı kapasitesinin deprem yer hareketinden bağımsız olarak hesaplanabildiği Statik İtme Analizi (*Pushover*) yöntemi geliştirilmiştir [46]. Bu yöntemde yapısal kapasite statik itme eğrisi (*pushover curve*) ile temsil edilir. Bu eğri, Şekil 4.51’de gösterildiği gibi, genellikle taban kesme kuvveti ile yapının tepe noktasının yatay yerdeğiştirmesi arasındaki bağıntı çizilerek elde edilmektedir. Kapasite eğrisinin elde edilmesi için, yapı sistemi sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay kuvvetler altında, taşıma kapasitesinin sona erdiği limit duruma kadar itilir [45].

Bu çalışma kapsamında kapasite eğrisi DBYBHY 2007 Bölüm 7.6.5’te bahsedilen Atrımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile elde edilmiştir.



Şekil 4.51 : Taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi eğrisi [28].

4.13.2 Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi

DBYBHY 2007’de bu yöntemin amacı, birinci (deprem doğrultusunda hâkim) titreşim mod şekli ile orantılı olacak şekilde, deprem istem sınırına kadar monotonik olarak adım adım arttırılan eşdeğer deprem yüklerinin etkisi altında doğrusal olmayan itme analizinin yapılması şeklinde belirtilmiştir [20]. Tanımdan da anlaşıldığı üzere birinci titreşim modunun hâkim olduğu yapılar için bu yöntemin kullanılması daha uygundur. Örnek olarak yüksek yapılarda, birinci titreşim modunun yanında genellikle burulma modları da etkindir. Yönetmelik bu hususu düşünerek yöntemin uygulanması ile ilgili aşağıdaki şartları getirmiştir.

- Kat sayısının bodrum hariç 8’den fazla olmaması,

- Burulma düzensizliği katsayısının 1.4'ten küçük olması,
- Hâkim titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine oranının en az 0.70 olması [20].

Bu çalışma kapsamında incelenen bina yukarıda sıralanan şartları sağlamamaktadır. Fakat çalışmanın esas amacı deprem yükleri altında yapı davranışının incelenmesi olduğundan dolayı bu şartlar göz ardı edilmiştir.

Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi genel itibarıyla, taşıyıcı sistemin yatay yük kapasitesi ile deprem etkisi talebinin karşılaştırılarak, depremlili duruma karşı gelen performans vaziyetinin belirlenmesi olarak açıklanabilir. Yöntem kısaca dört adımdan ibarettir.

- a. Kapasite eğrisinin elde edilmesi
- b. Deprem etkisinin talep (istem) eğrisinin belirlenmesi
- c. İki eğrinin kesiştirilerek taşıyıcı sistemde dengenin oluştuğu bina performans durumunun belirlenmesi
- d. Performans durumunda iç kuvvetler ve şekildeğiştirme durumunun, performans kriterine uygun olup olmadığının belirlenmesi [44].

İncelenen bina davranışı açısından yukarıda sıralanan maddelerden ilk üçü elde edilmiştir, dördüncü madde ile ilgili incelemeler yapılmamıştır.

4.13.2.1 Bina kapasite eğrisinin elde edilmesi

Etkin rijitliklerin elde edilmesi

DBYBHY 2007 Madde 7.4.13 uyarınca hesaplarda çatlama eğilme rijitlikleri kullanılmıştır. Buna göre kirişlerde etkin eğilme rijitliği olarak; $(EI)_o$ brüt kesit eğilme rijitliği olmak üzere $0.40(EI)_o$ kullanılmıştır. Yönetmeliğin verdiği şartlara göre kolon ve perdelerde eksenel basınç kuvveti oranında belirlenen eğilme rijitlikleri Ek A'da verilmiştir. Eksenel normal kuvvetlerin elde edilmesinde doğrusal hesapta kütlelerin belirlendiği $G+0.30Q$ yük kombinasyonu kullanılmıştır.

Kesit davranışlarının belirlenmesi

Düzlemi içindeki kuvvetlerle zorlanan düzlem çubuk sistemler ele alınır ise; kesit tesirleri, M eğilme momenti, N normal kuvvet ve V kesme kuvveti olacaktır. Çubuğun boyu ds olarak kabul edilir ise, bir yüzünün diğer yüze göre üç kesit tesiri

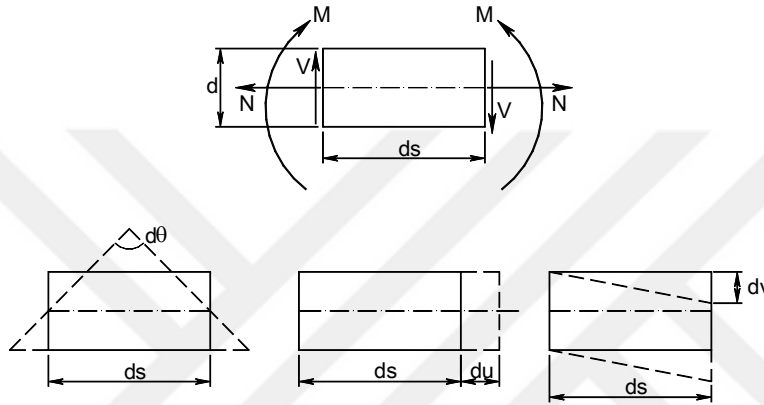
yönünde yaptığı rölatif yerdeğiştirmeler bu elemanın şekildeğiştirmeleri olarak tanımlanırlar. Bu şekildeğiştirmeler;

$$\frac{d\theta}{ds} = \phi : \text{birim dönme (eğrilik)}$$

$$\frac{du}{ds} = \varepsilon : \text{birim boy değişmesi}$$

$$\frac{dv}{ds} = \gamma : \text{birim kayma}$$

adını alırlar (Şekil 4.52) [47].



Şekil 4.52 : Düzlem çubuk elemanda iç kuvvet ve şekildeğiştirmeler [47].

Bu iç kuvvetler artarak belirli bir sınıra erişirlerse kırılma, akma veya büyük şekildeğiştirmeler sebebiyle kesitin taşıma gücü sonlanır. Bu kırılma koşulları kesit zorlarına ve şekildeğiştirmelere bağlı olarak,

$$K_1(M, N, V) = 0$$

$$K_2(\phi, \varepsilon, \gamma) = 0$$

şeklinde ifade edilebilir. Uygulamada genellikle kayma şekildeğiştirmeleri eğilme ve uzama şekildeğiştirmelerinin yanında ihmal edilebilir. Bu tanımlama ile kırılma koşulları,

$$K_1(M, N) = 0$$

$$K_2(\phi, \varepsilon) = 0$$

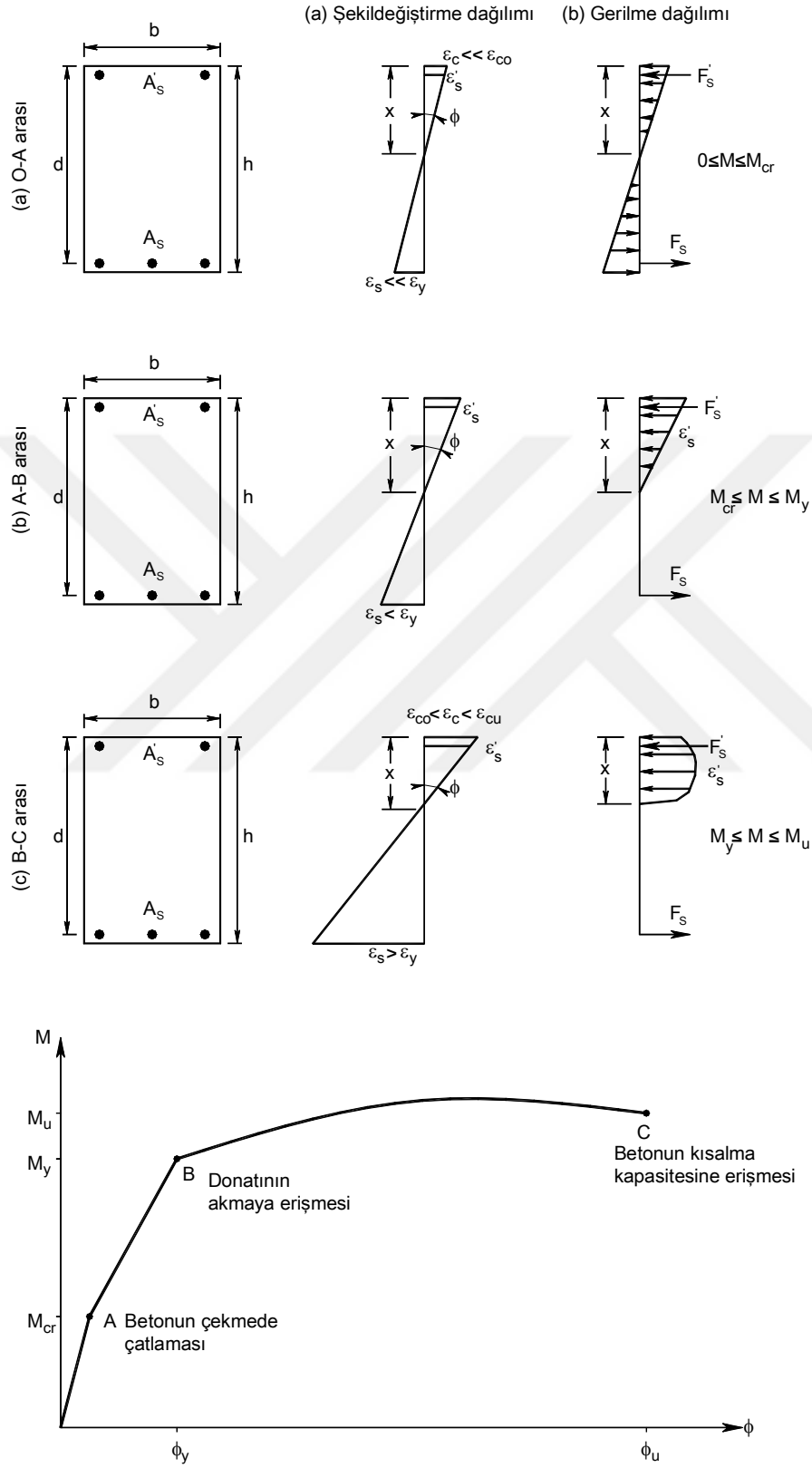
olarak yazılabilir [47]. Davranışı daha iyi incelemek adına sadece eğilme momenti ile zorlanan bir betonarme çubuk ele alınır ve her aşamada üzerindeki iç kuvvet arttırılırsa, gözlemlenecek davranış aşamaları şu şekilde olacaktır;

- Eğilme momentinin küçük değerlerinde donatı elastik davranır ve betonda çatlama olmadığı için kesit brüt atalet momenti etkilidir.
- Momentin artmaya başlaması ile ilk olarak kesitin çekme bölgesindeki betonda çatlaklar oluşur ve tarafsız eksene doğru ilerler. Moment eğrilik ilişkisi çizilecek olursa, çatlama ile grafik eğiminin bir miktar değiştiği ve yatıklaştığı görülür. Bu yatıklaşma ayrıca kesit eğilme rijitliğindeki azalmayı temsil eder.
- Momentin bir miktar daha arttırılması ile kesitteki donatı akma dayanımına ulaşır ve plastik uzama yapmaya başlar. Donatının akma dayanımına ulaştığı moment değerine *Akma Momenti* adı verilir.
- Akma momentine ulaşılması ile kesitin taşıyacağı moment değeri belirli bir oranın üzerine çıkamaz ve plastik deformasyonlarda ciddi artışlar gözlemlenir. Nihayetinde kesit moment taşıyamaz hâle gelerek güç tükenmesi durumuna ulaşılır. Kesitin güç tükenmesi; donatının yapabileceği maksimum uzamaya ulaşması ile değil, betonun yapabileceği maksimum kısalma değerine ulaşmasıyla gözlenir [44].

Maddelerde bahsedilen şekildeğiştirme, gerilme durumları ve grafikleri Şekil 4.53'te gösterilmiştir.

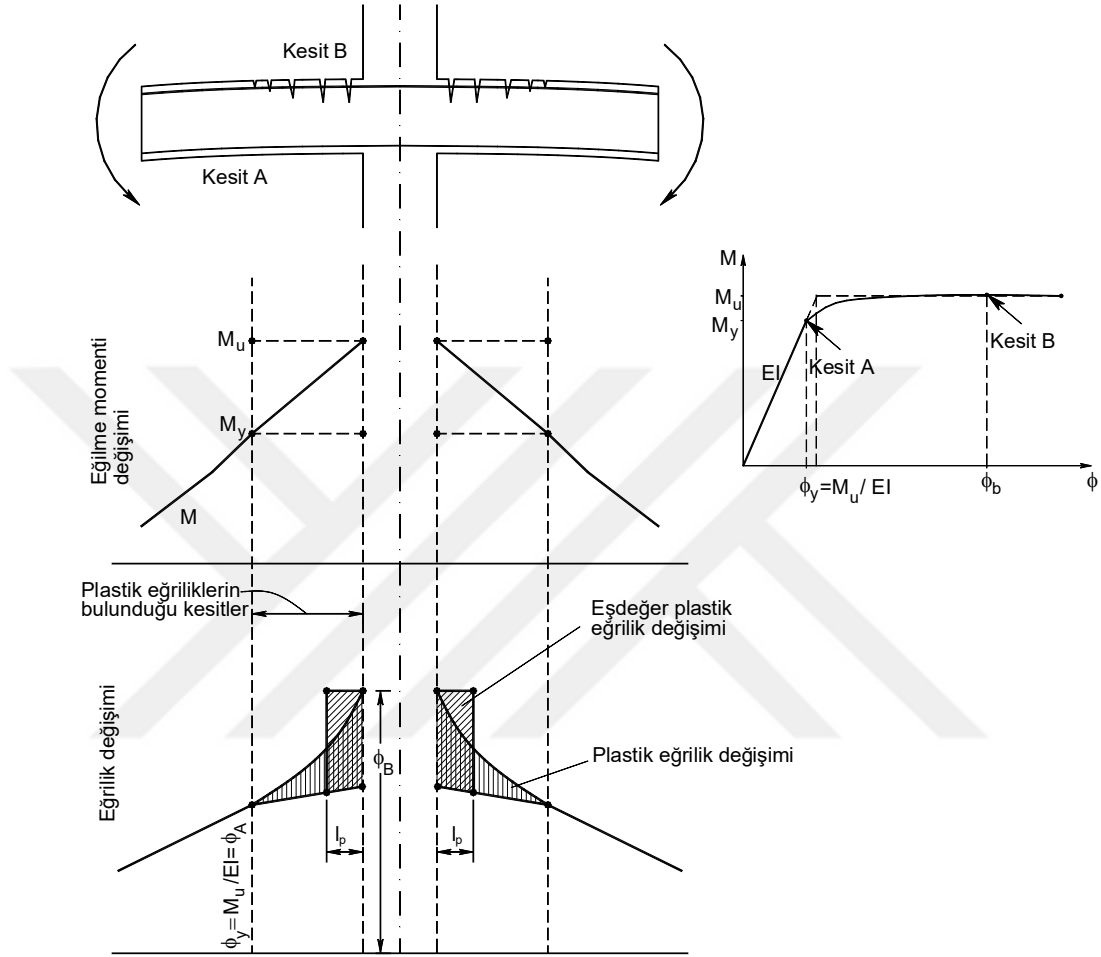
Şekil 4.53'te gösterilen eğri; O-A ve A-B bölümlerinde kesit davranışının elastik olduğu, B-C bölümünde ise kesitin tamamının plastikleşmemesi özellikle tarafsız eksene yakın kısımların elastik davranması sebebiyle elasto-plastik davrandığı şeklinde özetlenebilir. Elastik kısımda eğrilik doğrudan elemanın eğilme rijitliği (EI) ile orantılıdır. Elasto-plastik bölümde ise, elastik bölümdeki eğrilığe (akma eğriligi) eğilme rijitliği ile orantılı olmayan plastik eğrilğin eklenmesi gerekmektedir. Ayrıca, grafik incelendiğinde B-C bölgesinde dış yükün arttırılmasına bağlı olarak, kesitte iç kuvvetten çok eğrilğin, diğer bir deyimle deformasyonun hâkim olduğu görülecektir. Kesitin bu bölgede taşıyabildiği momentin çok değişmemesi ve akma momentine (M_y) yakın olması nedeniyle, elasto-plastik davranışın başlamasıyla kesit üzerindeki momentin her eğrilik durumu için aynı kaldığı kabulünü yapmak çok yanlış olmaz. Kesitin bu bölgede moment artışına cevap veremeden serbestçe dönmesi klasik mafsallı davranışına çok benzemektedir. Klasik mafsaldan tek fark ise kesit üzerinde yaklaşık akma momentine eşit olan plastik bir momentin olmasıdır. Bu sebeple,

kesitin plastik moment altında serbestçe dönebilmesi plastik mafsal olarak tanımlanır [46].



Şekil 4.53 : Betonarme kesitte moment eğrilik ilişkisi [44].

Eleman üzerinde plastik mafsalların; momentin büyük değer alacağı bölgelerde, özellikle deprem etkisiyle tekrarlı yüklere maruz kalacak uç bölgelerinde oluşacağı açıktır. Plastik mafsal tanımına göre kirişin mesnet yüzündeki plastik eğrilik değişimi Şekil 4.54’te gösterilmiştir.



Şekil 4.54 : Plastik eğrilik değişimi ve plastik mafsal kabulü [44].

Şekil 4.54’ten görüleceği üzere moment artışına bağlı olarak mesnete yakınlaştıkça plastik eğrilikler de artmaktadır. Ayrıca plastik eğrilikler mesnet bölgesine yakın belirli bir mesafede belirgin şekilde yığılmıştır. Buna göre plastik eğriliklerin plastik mafsal boyu olarak tanımlanan l_p mesafesindeki bir bölümde oluşacağı, yapı elemanının diğer kısımlarında davranışın lineer olacağı kabul edilebilir. Burada plastik mafsal boyunun ne kadar olması gerektiği gibi bir soru ortaya çıkacaktır. Plastik mafsal bölgesinin boyu; eğrilik-moment ilişkisine, eleman üzerindeki eğilme momenti dağılımına, kesit yüksekliğine ve kesitteki eksenel kuvvete bağlıdır. Deney sonuçlarına göre, kirişlerde plastik mafsal boyu için $l_p \geq 0.5d$ olmak şartıyla,

$$\begin{aligned} l_p &= 0.25d + 0.075z \\ l_p &= 0.50d + 0.050z \end{aligned} \quad (4.17)$$

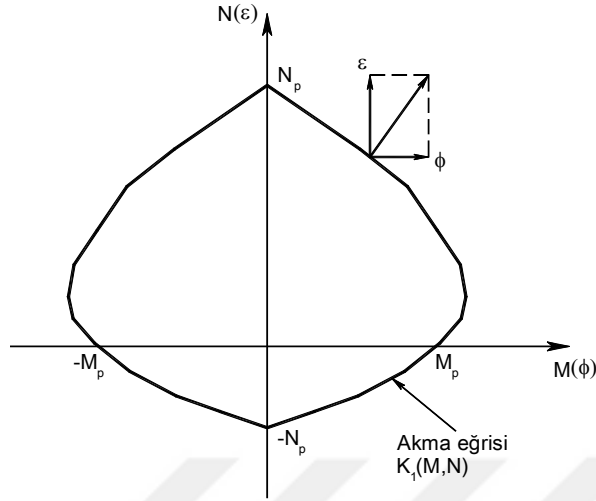
d	Kesit faydalı yüksekliği
z	Kesitin momentin sıfır olduğu kesitten uzaklığı

ifadeleri önerilmiştir. DBYBHY 2007’de daha basit olan yaklaşımla $l_p=0.5d$ kabul edilmiştir [44].

Betonarme kesit sadece eğilme momenti etkisinde değil, düşey taşıyıcılarda olduğu gibi hem eğilme momenti hem de normal kuvvet etkisi altında da olabilir. Bu durumda yapı elemanı normal kuvvet ve eğilme momentinin ortak etkisi ile taşıma gücüne ulaşacaktır. Bu iki iç kuvvetin ortak etkisi karşılıklı etki diyagramı adı verilen grafiklerde gösterilmektedir. Eğer bu grafik herhangi bir kesit için beton ve donatı çeliğinin güç tükenme durumuna göre hazırlanır ise çizilen grafiğin dış sınırı (*akma yüzeyi*) kesitin taşıyabileceği nihaî kesit tesirlerini gösterecektir. Kesitin bu sınırın dışına denk gelecek eğilme momenti ve normal kuvvet ortak etkisini taşıması mümkün değildir. Karşılıklı etki diyagramının dış sınırına (*akma yüzeyi*) ulaşan bir kesitin yük artımıyla beraber eğilme momenti ve normal kuvvet değerleri sabit kalabileceği gibi, karşılıklı etki diyagramı dış sınırında hareket edecek şekilde değişkenlik de gösterebilir. Bu durumda kesitte plastik şekildeştirmeler; plastik eğrilik ve plastik birim uzama-kısalma şeklinde ortaya çıkar. Ortaya çıkan bu plastik şekildeştirme bileşeninin karşılıklı etki diyagramının dış sınırına (*akma yüzeyine*) dik olduğu kabul edilir. Şekil 4.55’te karşılıklı etki diyagramı gösterilmiştir [44,45]. M ve N kesit tesirlerinin ortak etkisindeki yapı elemanlarında da plastik mafsallık kabulü yapılabilir ve plastik mafsallar elemanların deprem yüklemesi altında en çok zorlanacak uç bölümlerinde teşkil edilebilir.

Betonarme kesit; eğilme momenti, moment-normal kuvvet ortak etkisi haricinde sadece normal kuvvet etkisi ile de taşıma gücüne ulaşabilir. Kesit üzerinde yalnız normal kuvvet bulunması tek eksenli gerilme hâlini oluşturur. Buna bağlı olarak kesit doğrudan kendisini oluşturan malzemelerin (beton, donatı çeliği) σ - ε (Gerilme-Şekildeştirme) özellikleri ile aynı davranışı gösterir. Normal kuvvetin kesite basınç olarak etki etmesi hâlinde betonun malzeme özellikleri, çekme olması durumunda ise donatı çeliğinin malzeme özellikleri baskın olacaktır. Normal kuvvetin akma değerinden küçük olduğu durumlarda kesit, uzama rijitliği (EA) ile orantılı şekilde

elastik şekil değiştirme yapar. Akma noktasına ulaşması ile beraber yüklemenin yönüne göre plastik uzama veya plastik kısalma meydana gelir.

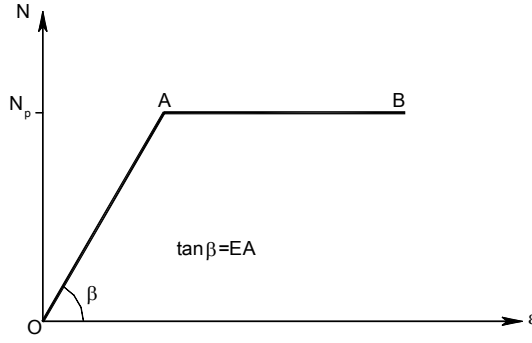


Şekil 4.55 : Karşılıklı etki diyagramı [45].

Eksenel normal kuvvet etkisinde oluşan normal gerilmeler, sabit kesitli çubuklarda düzgün yayılırlar. Kesitte anî veya tedrici (kademeli) bir değişimin bulunması hâlinde ise söz konusu gerilmeler kesit içinde düzgün olarak dağılamazlar. Benzer şekilde herhangi bir bölgesinde çentik bulunan silindirik çubuklarda da gerilme dağılışı doğrusallıktan sapar. Bu doğrusal olmayan gerilme dağılışı için deneysel yollarla ve elastisite teorisi yardımıyla 1'den büyük değere sahip *form faktörü* adı verilen bir katsayı önerilmiştir. Doğrusal olmayan bu gerilme dağılışı için elde edilen ortalama gerilmelerin form faktörü katsayısı ile çarpılarak büyütülmesi yaklaşımı benimsenmiştir [34]. Plastik şekil değiştirmelerin de sabit kesitli çubuklarda tüm kesite yayılması göz önünde bulundurularak; normal kuvvet etkisi altındaki yapı elemanlarında, plastik mafsallık kabulü ile plastik şekil değiştirmelerin elemanın bir bölümüne toplanması doğru bir yaklaşım değildir. Eksenel kuvvet altında zorlanan bir kesit için örnek normal kuvvet-birim boy değişimi grafiği Şekil 4.56'da gösterilmiştir.

Bu çalışma kapsamında incelenen bina yukarıda bahsedilen üç kesit özelliğini de içermektedir.

DBYBHY 2007 Bölüm 7.2.16'da belirtilen, eleman kapasitelerinin belirlenmesinde önem teşkil eden Bilgi Düzeyi Katsayısı, incelenen binanın mevcut olmaması sebebiyle kapsamlı bilgi düzeyi kabul edilerek 1.0 alınmıştır.



Şekil 4.56 : Normal kuvvet-birim boy değişimi [45].

Kolon, kiriş ve perde kesitleri için plastik şekil değiştirmelerin belirli kesitlerde toplandığı kabul edilerek plastik mafsallık kabulü yapılmıştır. Plastik mafsallık boyu olarak kolon, kiriş ve perdelerde kesitin çalışan boyutunun yarısı ($l_p=0.5h$) kabul edilmiştir.

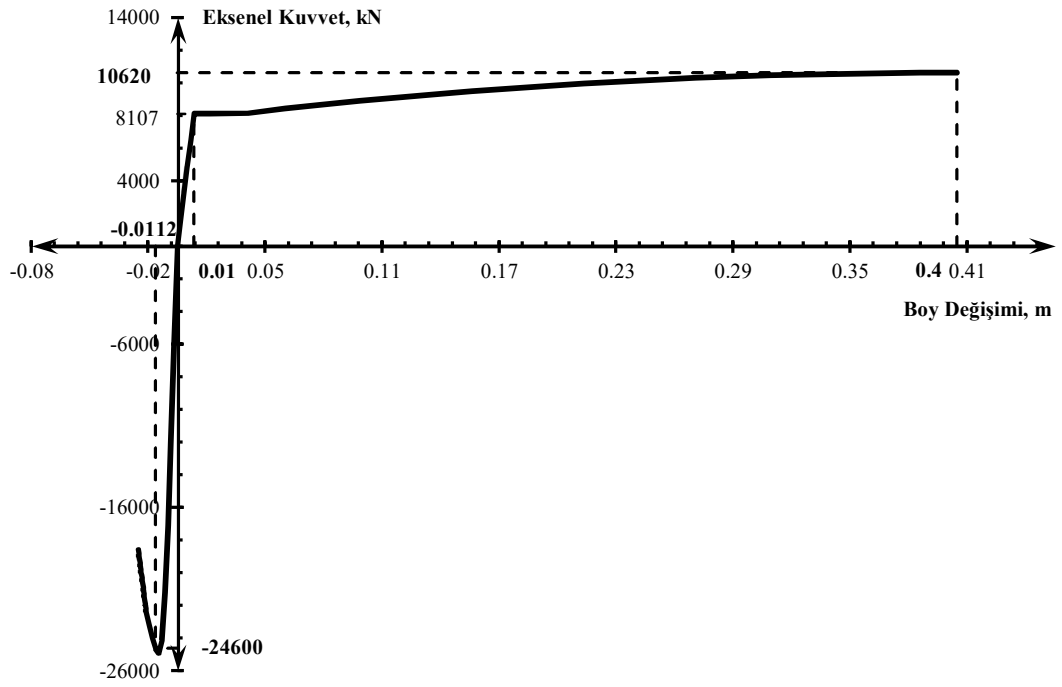
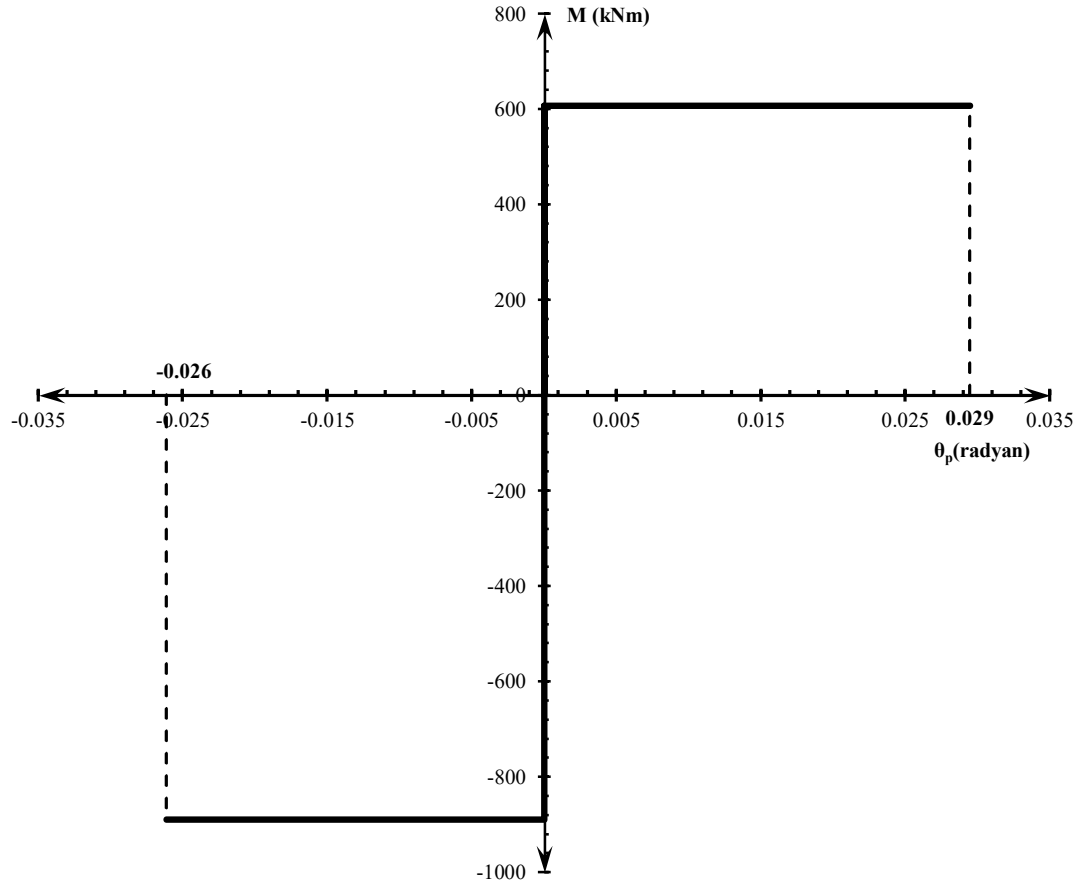
Dıştan destek kirişinin eşdeğeri olarak oluşturulan çubuk model elemanlarının yalnız eksenel kuvvet taşıdığı göz önünde bulundurularak, bu elemanlar için eksenel yük-plastik uzama mafsallık tanımlanmıştır. Plastik şekil değiştirmelerin bu elemanlar için tüm kesitlere yayılı olduğu kabul edilmiştir.

Elemanlara ait kesit özellikleri XTRACT [33] programı kullanılarak elde edilmiştir. Beton gerilme-şekil değiştirme ilişkisi için DBYBHY 2007 Ek 7B.1'de önerilen Mander beton modeli esas alınarak verilen bağıntılar kullanılmıştır. Donatı çeliği için ise Ek 7B.2'de sunulan özellikler kullanılmıştır. Mander Beton modelinde zorunlu olmamasına karşın, zamana bağlı etkiler göz önünde bulundurularak hesaplarda doğrudan karakteristik basınç dayanımı yerine $0.85f_{ck}$ değeri kullanılmıştır.

Şekil 4.57'de kiriş için elde edilen Moment-Plastik Dönme ilişkisi gösterilmiştir. Plastik dönme değerleri, plastik eğriliğin plastik mafsallık boyu ile çarpılmasıyla elde edilmiştir. Ayrıca Şekil 4.58'de dıştan destek kirişinin eşdeğeri olan çubuk modelde 5 nolu diyagonal çubuk için eksenel yük-boy değişimi grafikleri gösterilmiştir.

İtme Analizi

İtme analizi ile binanın taban kesme kuvveti-tepe yer değiştirmesini bulmak için başlangıç koşulu ve bir yük dağılımına ihtiyaç vardır. Bu başlangıç koşulu, kütlelerle uyumlu olacak şekilde $G+nQ$ yüklemesinin doğrusal olmayan analiz sonuçları olarak belirlenmiştir.



Yük dağılımı ise birinci doğal titreşim mod genliği ile ilgili kat kütlelerinin çarpımından elde edilen değerlerdir. Belirlenen yük dağılımının sayısal değerinin bir önemi yoktur, bu değerler tamamen yüklemenin formunu ortaya çıkarmak adına önem teşkil etmektedirler. İncelenen bina ile ilgili elde edilen yük dağılımı Çizelge 4.31’de gösterilmiştir. İtme analizi işlemleri için SAP2000 [48] programı kullanılmıştır.

Çizelge 4.31 : Eşdeğer deprem yükü dağılımı.

Kat	m_i	Φ_{x1}	$m_i \Phi_{x1}$	$m_i \Phi_{x1}^2$
40	925.39	0.00876	8.106	0.071
39	950.38	0.00857	8.141	0.070
38	950.38	0.00837	7.954	0.067
37	950.38	0.00817	7.763	0.063
36	950.38	0.00796	7.567	0.060
35	950.38	0.00775	7.366	0.057
34	950.38	0.00754	7.162	0.054
33	950.38	0.00732	6.956	0.051
32	950.38	0.00710	6.749	0.048
31	950.38	0.00689	6.543	0.045
30	950.38	0.00668	6.344	0.042
29	950.38	0.00647	6.153	0.040
28	950.38	0.00629	5.977	0.038
27	1053.98	0.00613	6.462	0.040
26	1053.98	0.00594	6.257	0.037
25	950.38	0.00571	5.424	0.031
24	950.38	0.00545	5.177	0.028
23	950.38	0.00516	4.908	0.025
22	950.38	0.00486	4.622	0.022
21	950.38	0.00455	4.322	0.020
20	950.38	0.00422	4.014	0.017
19	950.38	0.00390	3.704	0.014
18	950.38	0.00357	3.394	0.012
17	950.38	0.00325	3.091	0.010
16	950.38	0.00294	2.798	0.008
15	950.38	0.00265	2.521	0.007
14	950.38	0.00239	2.269	0.005
13	1053.98	0.00215	2.268	0.005
12	1053.98	0.00196	2.064	0.004
11	950.38	0.00182	1.733	0.003
10	950.38	0.00166	1.576	0.003
9	950.38	0.00147	1.392	0.002
8	950.38	0.00126	1.193	0.001

Çizelge 4.31 (devam) : Eşdeğer deprem yükü dağılımı.

Kat	m_i	Φ_{x1}	$m_i \Phi_{x1}$	$m_i \Phi_{x1}^2$
7	950.38	0.00104	0.986	0.001
6	950.38	0.00082	0.780	0.001
5	950.38	0.00061	0.584	0.000
4	950.38	0.00042	0.402	0.000
3	950.38	0.00026	0.244	0.000
2	950.38	0.00013	0.119	0.000
1	950.38	0.00004	0.034	0.000
Σ	38404.45	0.17221	165.118	1.003

Φ_{xN1} Binanın X doğrultusundaki birinci moda ait mod şekli genliği

m_i Binanın i 'inci katının kütlesi

$m_i \Phi_{xN1}$ Artımsal eşdeğer deprem yükü dağılımı

$\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{xN1}$ Kütle katılım çarpanı (L_{x1})

$\sum_{i=1}^N m_i \Phi_{xN1}^2$ Modal kütle (M_1)

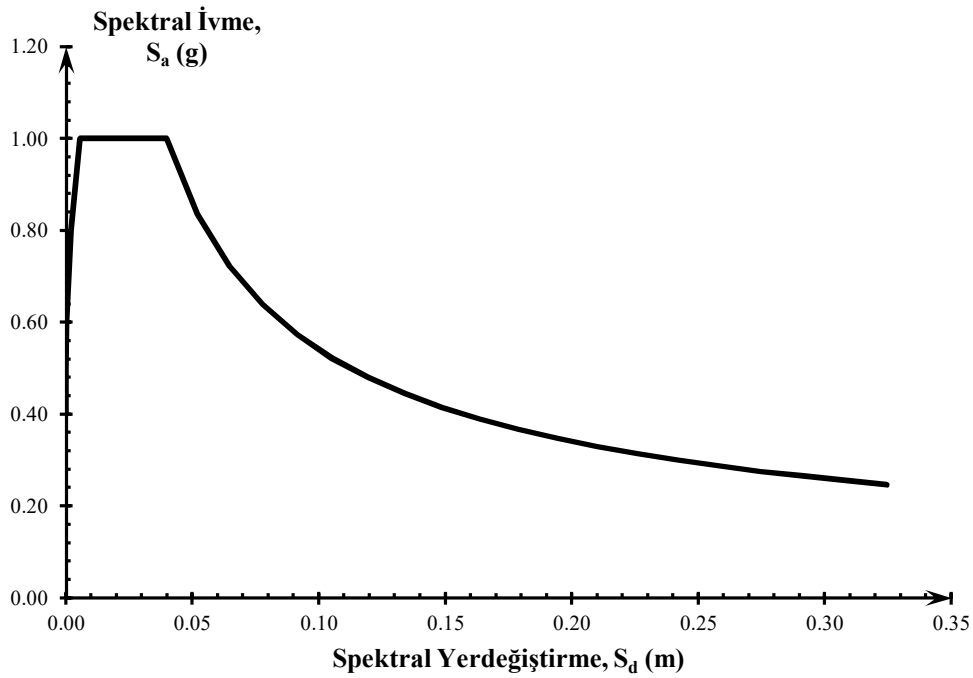
Yük dağılımı belirlendikten sonra karar verilmesi gereken diğer konu; bu yük dağılımı altında yapının ne kadar itilmesi gerektiğidir. Bu koşulun belirlenmesinde Eşit Yerdeğiştirme Kuralı'ndan yararlanılır. Eşit yerdeğiştirme kuralı, aynı deprem etkisi altında başlangıç periyotları aynı ve spektrum hız bölgesinde (spektrum grafiğinde zemin karakteristik periyotları arasında kalan plato bölgesi) bulunacak kadar uzun olan doğrusal elastik ve doğrusal elastik olmayan sistemlerin en büyük yerdeğiştirmelerinin hemen hemen eşit olacağını öngörür. Bu kural gözleme dayanılarak elde edilmiştir [28]. Eşit yerdeğiştirme kuralı ışığında elastik sistemde oluşacak tepe deplasmanı, elasto-plastik sistemdekine eşit olacaktır. O hâlde elastik sistemde oluşacak tepe deplasmanı belirlenip, yapı bu değere ulaşınca kadar itilirse bu belirsizlik ortadan kalkar.

Elastik sistemin tepe yerdeğiştirmesi değerinin bulunması için Şekil 4.6'da gösterilmiş olan elastik ivme spektrumunun; spektral ivme-spektral yerdeğiştirme grafiğine dönüştürülmesi gerekmektedir. Bu dönüşümler için aşağıdaki bağıntılar kullanılmaktadır.

$$S_a = \omega^2 S_d = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 S_d \quad (4.11)$$

S_a	Spektral ivme
S_d	Spektral yerdeğiştirme
ω	Açısal frekans
T	Periyot

Elde edilen spektral ivme-spektral yerdeğiştirme grafiği Şekil 4.59'da verilmiştir.



Şekil 4.59 : Spektral ivme-Spektral yerdeğiştirme grafiği.

Etkin eğilme rijitliklerine göre elde edilen, yapının X yönündeki periyodu $T_x=4.370s$ 'dir. Buna göre spektral ivme ve spektral yerdeğiştirme değerleri,

$$T_x = 4.370s$$

$$(\omega^{(1)})^2 = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 = \left(\frac{2\pi}{4.370} \right)^2 = 2.067(rad / s)^2$$

$$S_{ae1} = 1.447 \frac{m}{s^2} \text{ (Şekil 4.6'dan)}$$

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} = \frac{1.447}{1.575} = 0.700m$$

şeklindedir. Elde edilen doğrusal spektral yerdeğiştirme DBYBHY 2007 denklem 7C.1'de verilen,

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1} \quad (4.12)$$

S_{di1} Elastik olmayan spektral yerdeğiştirme

C_{R1} Spektral yerdeğiştirme oranı, $T > T_B$ için $C_{R1} = 1$

S_{de1} Elastik spektral yerdeğiştirme

bağıntısı ile elastik olmayan spektral yerdeğiştirmeye dönüştürülür. Buna göre elastik olmayan spektral yerdeğiştirme,

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1}$$

$$C_{R1} = 1 \quad (T = 4.37s > T_B = 0.40s)$$

$$S_{di1} = 1 \times 0.700 = 0.700m$$

olarak hesaplanır. Elastik olmayan spektral yerdeğiştirme elde edildiğine göre sistemin hangi tepe deplasmanı değerine kadar itileceğine geçilebilir. Burada dikkat edilecek nokta, bulunan 0.700m değerine tek serbestlik dereceli sistemlerden elde edilen spektrumdan ulaşıldığıdır. Buna karşın, incelenen bina çok serbestlik derecelidir. Dolayısıyla 0.700m değeri doğrudan kullanılamaz. Bu farklılık için DBYBHY 2007 denklem 7.4 ve denklem 7.5'te gerekli dönüşümler verilmiştir.

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \quad (\text{DBYBHY 2007 Denklem 7.4}) \quad (4.12)$$

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)} \quad (\text{DBYBHY 2007 Denklem 7.5}) \quad (4.13)$$

$u_{xN1}^{(p)}$ Bina X doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi

Γ_{x1} X doğrultusunda birinci moda ait modal katkı çarpanı, $\left(\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \right)$

$d_1^{(p)}$ Modal yerdeğiştirme istemi

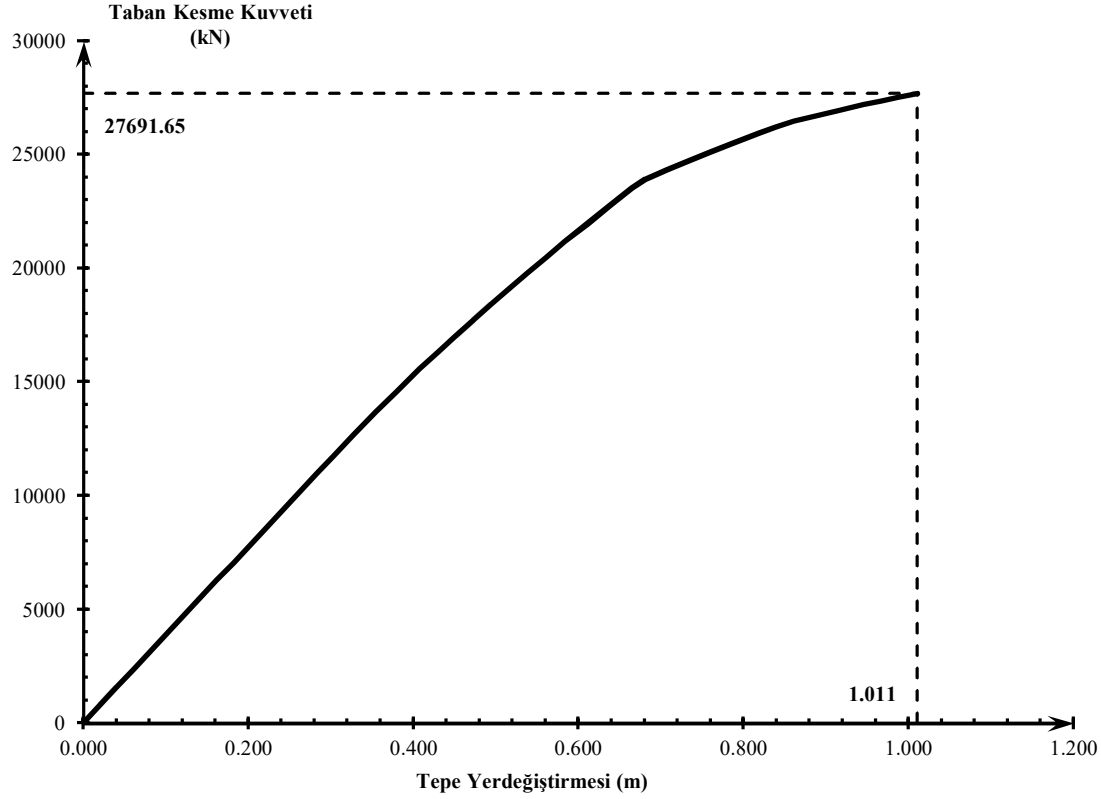
Binanın X doğrultusundaki tepe yerdeğiştirme istemi denklem 4.13'e göre,

$$S_{di1} = 0.700m$$

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} = \frac{165.118}{1.003} = 164.624$$

$$u_{xN1}^{(p)} = 0.00876 \times 164.624 \times 0.700 = 1.01m$$

şeklinde elde edilir. Belirlenen tepe yerdeğiştirme istemi sonrasında, yapılan analiz sonucu Şekil 4.60'ta gösterilen Taban Kesme Kuvveti-Tepe Yerdeğiştirmesi elde edilmiştir.



Şekil 4.60 : Taban kesme kuvveti-Tepe yerdeğiştirmesi (Kapasite eğrisi).

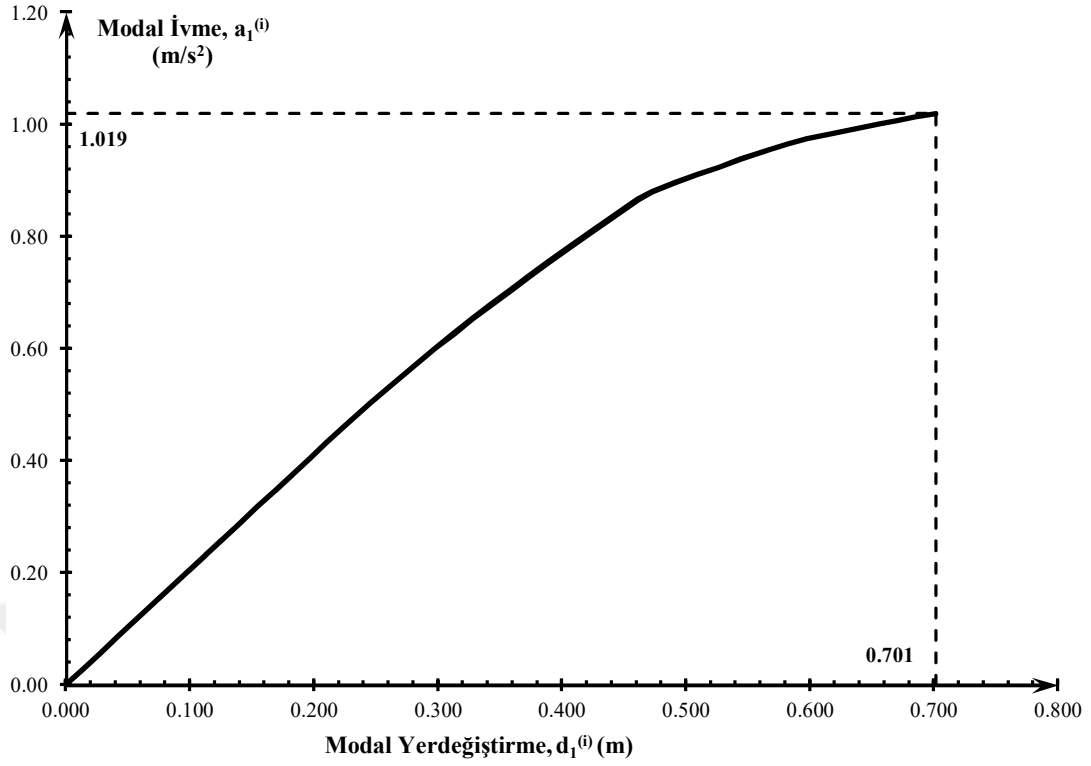
Sistemin kapasite eğrisinin elde edilmesi ile binada her itme adımındaki plastik mafsalların gözlenmesine geçilebilir. Fakat ilk önce depremin talebine karşılık sistemin verdiği cevabın görölmesi anlamlıdır. Bu işlem için elde edilen spektral ivme-spektral yerdeğiştirme grafiği ile kapasite eğrisinin çakıştırılması gerekir. Ancak iki grafik farklı türden olduğundan dolayı kapasite eğrisinin modal ivme-modal yerdeğiştirme grafiğine dönüştürölmesi gerekmektedir. Bu dönüşümler için DBYBHY 2007’de verilen aşağıdaki formüller kullanılır.

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \quad (\text{DBYBHY 2007 Denklem 7.1}) \quad (4.14)$$

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\Phi_{xN1} \Gamma_{x1}} \quad (\text{DBYBHY 2007 Denklem 7.2}) \quad (4.14)$$

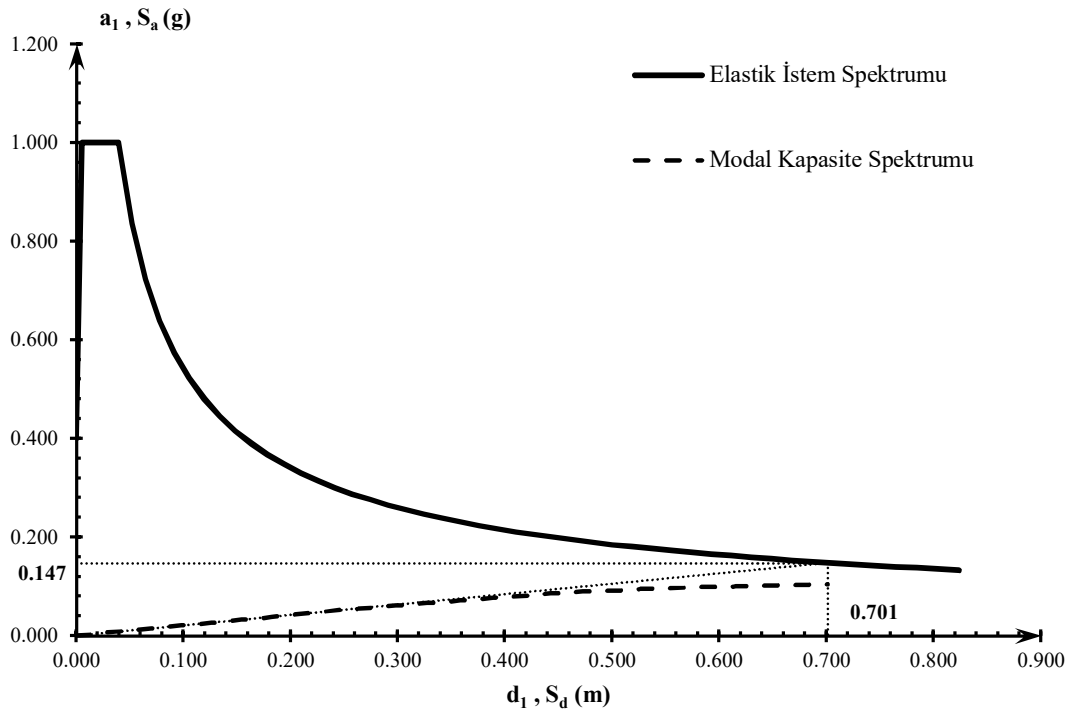
$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} \quad (\text{DBYBHY 2007 Denklem 7.3}) \quad (4.14)$$

Gerekli dönüşümler yapılarak elde edilen modal ivme-modal yerdeğiştirme grafiği Şekil 4.61’de gösterilmiştir.



Şekil 4.61 : Modal ivme-Modal yerdeğiştirme grafiği.

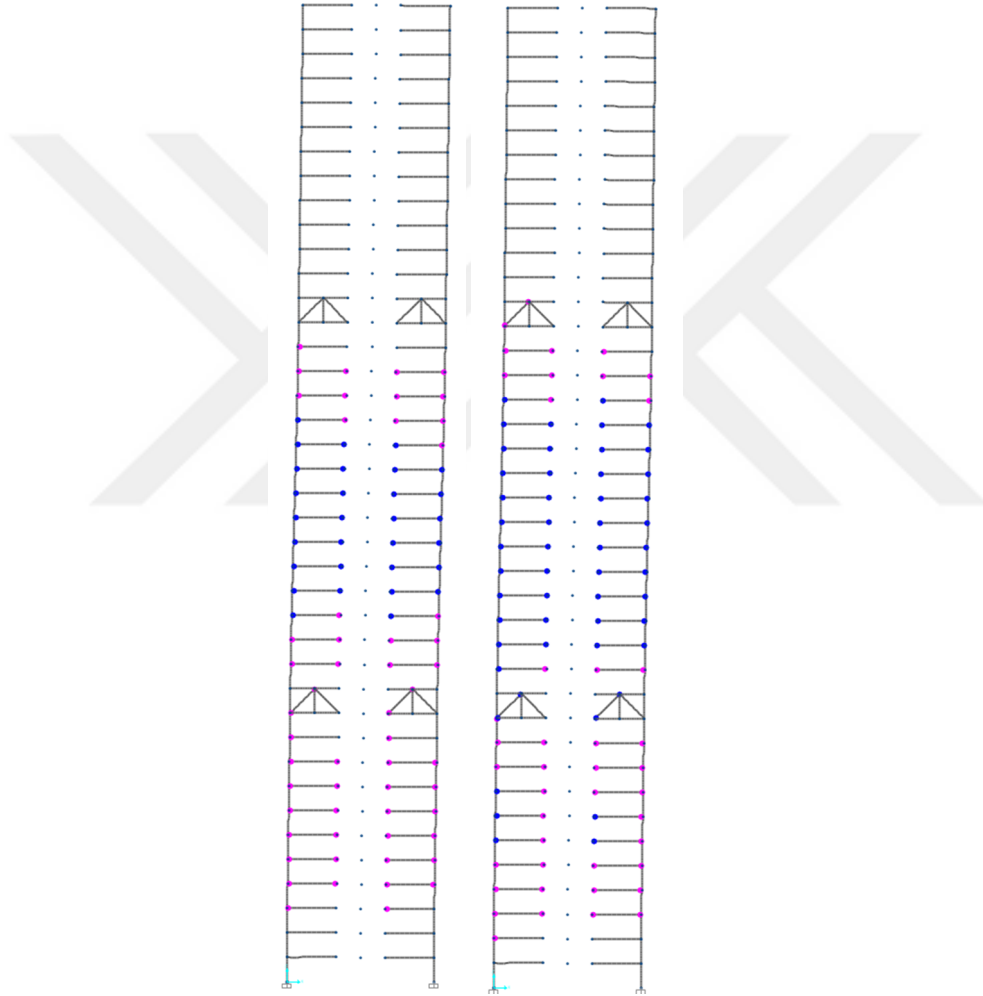
Yapı performans noktasının elde edildiği Şekil 4.59 ve Şekil 4.61’de gösterilen grafiklerin çakıştırılmış hâli Şekil 4.62’de verilmiştir.



Şekil 4.62 : Performans noktasının belirlenmesi.

4.13.2.2 Mafsallaşma durumu ve analiz sonuçları

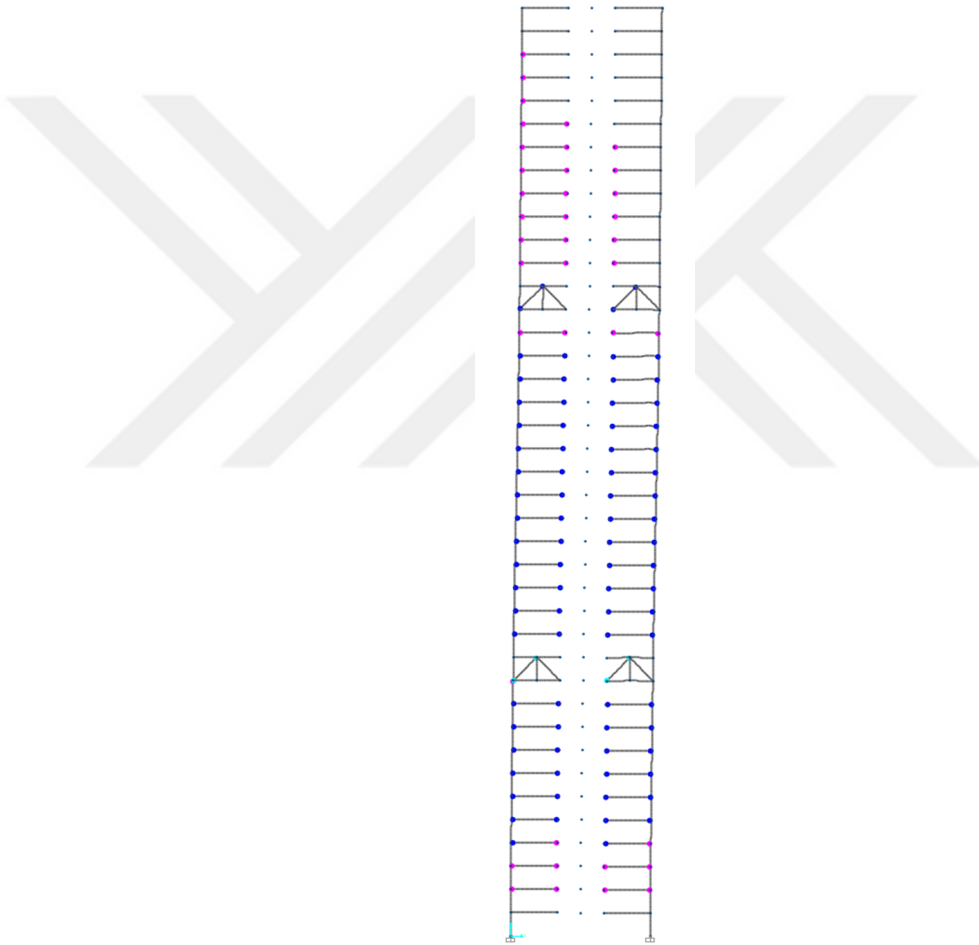
İtme analizi sonucu sistem tepe deplasmanı istemine taban kesme kuvvetinin 27691.654kN değerini aldığı 44. adımda ulaşmıştır. İlk mafsallaşmalar iki dıştan destek kirişi arasında kalan katlardaki kirişlerde gözlenmiştir. Dıştan destek kirişlerinden ilk olarak 0.33H konumundaki dıştan destek kirişinin diyagonal çekme çubuğunda, 30. adımda mafsallaşmalar gözlenmiştir (Şekil 4.63). 30. adımdaki tepe deplasmanı değeri 0.6649m iken taban kesme kuvveti 23527.31kN olarak elde edilmiştir.



Şekil 4.63 : 30., 35. adımda sistemde oluşan plastik mafsal dağılımları.

30. adım itibarıyla yük arttırmaları bakımından sistem tek dıştan destekli sisteme dönüşmüştür. 0.66H konumundaki destek kirişi ise 35. adımda mafsallaşmıştır. Bu adım itibarıyla destek kirişleri üzerindeki eksenel kuvvetler sabit kalmıştır ve yük artırımlarına konsol çubuk davranışı gösteren çekirdek perde cevap vermiştir.

Destek kolonlarında moment ve eksenel kuvvet altında yine 30. adım itibarıyla mafsallaşma gerçekleşmiştir. Bu mafsallaşma moment ve eksenel kuvvet ortak etkisi altında oluşmuş olmasına rağmen destek kolonları asıl itibarıyla eksenel kuvvet altında zorlanmaktadır. Mafsallaşma sonrası kolonlar eksenel kuvvet taşımaya devam ederek, M-N etkisi karşılıklı etki diyagramında akma yüzeyi üzerinde hareket etmişlerdir. Bu hareket; eksenel çekme taşıyan kolonlarda aşağı, eksenel basınç taşıyan kolonlarda ise yukarı doğru olmuştur. Bu durum göz önüne alınarak destek kolonlarının sonuçları eksenel yük kapasitelerinin aşılp aşılmadığına göre kontrol edilmiştir. Son adımda sistemde oluşan plastik mafsallar Şekil 4.64'te gösterilmiştir.



Şekil 4.64 : Son adımda (44.) sistemde oluşan plastik mafsal dağılımları.

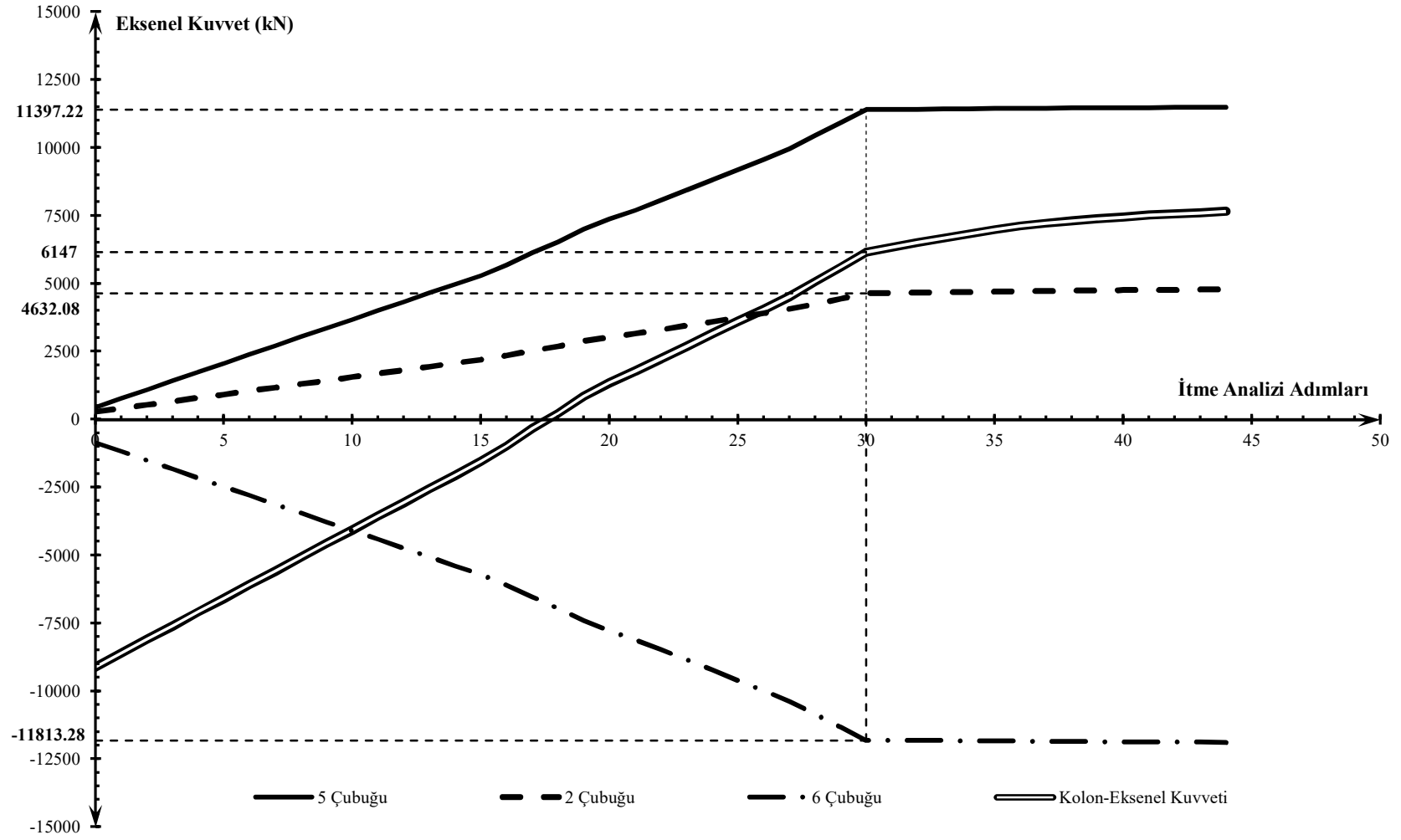
Davranışın daha iyi görülebilmesi amacıyla Çizelge 4.32'de her itme adımında $0.33H$ konumundaki dıştan destek kirişini oluşturan bazı çubukların ve destek kolonunun iç kuvvet-plastik yerdeğiştirme değerleri gösterilmiştir. Ayrıca çizelgede verilen değerler Şekil 4.65'te grafik hâline getirilmiştir. Şekildeki grafikte destek kolonlarının eğilme momentleri yerine, eksenel kuvvet değerleri çizdirilmiştir.

Çizelge 4.32 : Destek elemanlarının iç kuvvet değişimleri (0.33H Konumu).

Adı m	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Tepe Yerdeğiştirmesi (m)	5 Çubuğu		2 Çubuğu		6 Çubuğu		S5 Kolonu			
			Eksenel Yük (kN)	Plastik Uzama (m)	Eksenel Yük (kN)	Plastik Uzama (m)	Eksenel Yük (kN)	Plastik Kısalma (m)	Eksenel Yük (kN)	Eğilme Momenti- M3 (kNm)	Plastik Uzama (m)	Plastik Dönme (rad)
0	0.00	-2.98E-15	445.89	0	275.96	0	-861.95	0	-9113.16	-58.5742	0	0
1	783.80	0.02022	769.23	0	404.17	0	-1185.28	0	-8609.19	-129.5411	0	0
2	1567.59	0.04044	1092.56	0	532.39	0	-1508.62	0	-8105.21	-200.508	0	0
3	2351.39	0.06066	1415.90	0	660.60	0	-1831.96	0	-7601.24	-271.475	0	0
4	3135.18	0.08088	1739.23	0	788.82	0	-2155.29	0	-7097.26	-342.4419	0	0
5	3918.98	0.1011	2062.57	0	917.03	0	-2478.63	0	-6593.29	-413.4088	0	0
6	4702.77	0.12132	2385.90	0	1045.24	0	-2801.96	0	-6089.32	-484.3757	0	0
7	5486.57	0.14154	2709.24	0	1173.46	0	-3125.30	0	-5585.34	-555.3426	0	0
8	6270.37	0.16176	3032.58	0	1301.67	0	-3448.63	0	-5081.37	-626.3095	0	0
9	7054.16	0.18198	3355.91	0	1429.89	0	-3771.97	0	-4577.39	-697.2764	0	0
10	7837.96	0.2022	3679.25	0	1558.10	0	-4095.31	0	-4073.42	-768.2434	0	0
11	8621.75	0.22242	4002.58	0	1686.31	0	-4418.64	0	-3569.45	-839.2103	0	0
12	9405.55	0.24264	4325.92	0	1814.53	0	-4741.98	0	-3065.47	-910.1772	0	0
13	10189.34	0.26286	4649.25	0	1942.74	0	-5065.31	0	-2561.50	-981.1441	0	0
14	10973.14	0.28308	4972.59	0	2070.95	0	-5388.65	0	-2057.52	-1052.111	0	0
15	11751.50	0.30316	5293.68	0	2198.28	0	-5709.74	0	-1557.05	-1122.5856	0	0
16	12665.11	0.327043	5680.71	0	2351.78	0	-6096.77	0	-976.75	-1206.7356	0	0
17	13685.17	0.354408	6127.55	0	2529.02	0	-6543.60	0	-332.82	-1302.7926	0	0
18	14570.61	0.37903	6529.84	0	2688.53	0	-6945.90	0	225.06	-1388.2928	0	0
19	15566.53	0.407435	6992.18	0	2871.78	0	-7408.24	0	853.67	-1485.9397	0	0
20	16343.62	0.430279	7365.92	0	3019.56	0	-7781.98	0	1346.44	-1564.1652	0	0
21	17013.50	0.450499	7699.14	0	3151.29	0	-8115.20	0	1775.32	-1633.6819	0	0

Çizelge 4.32 (devam) : Destek elemanlarının iç kuvvet değişimleri (0.33H Konumu).

Adı m	Taban Kesme Kuvveti (kN)	Tepe Yerdeğiştirmesi (m)	5 Çubuğu		2 Çubuğu		6 Çubuğu		S5 Kolonu			
			Eksenel Yük (kN)	Plastik Uzama (m)	Eksenel Yük (kN)	Plastik Uzama (m)	Eksenel Yük (kN)	Plastik Kısalma (m)	Eksenel Yük (kN)	Eğilme Momenti- M3 (kNm)	Plastik Uzama (m)	Plastik Dönme (rad)
22	17726.02	0.47243	8065.54	0	3296.14	0	-8481.60	0	2237.08	-1710.2917	0	0
23	18424.59	0.49431	8433.44	0	3443.16	0	-8849.49	0	2689.97	-1786.8813	0	0
24	19126.25	0.516657	8813.51	0	3595.23	0	-9229.57	0	3149.79	-1866.1521	0	0
25	19808.12	0.538701	9191.06	0	3746.30	0	-9607.11	0	3602.47	-1945.3707	0	0
26	20481.50	0.560857	9571.88	0	3898.48	0	-9987.94	0	4053.13	-2025.142	0	0
27	21164.66	0.583702	9966.22	0	4055.96	0	-10382.27	0	4512.00	-2107.5366	0	0
28	21969.93	0.611029	10443.53	0	4246.85	0	-10859.59	0	5061.64	-2205.3333	0	0
29	22760.42	0.63811	10920.04	0	4438.37	0	-11336.10	0	5604.09	-2302.8493	0	0
30	23527.31	0.664898	11397.22	0	4632.08	0	-11813.28	0	6147.00	-2403.9274	0	0
31	23913.63	0.68104	11399.19	0.000316	4645.49	0	-11815.25	0	6335.11	-2376.3566	0.000026	-0.000043
32	24327.13	0.707499	11405.91	0.00139	4658.64	0	-11821.97	0	6504.21	-2277.7149	0.000073	-0.00012
33	24726.92	0.733869	11412.72	0.002479	4671.76	0	-11828.78	0	6668.39	-2181.8219	0.000119	-0.000196
34	25091.89	0.758378	11419.10	0.003498	4683.93	0	-11835.16	0	6818.72	-2093.8867	0.000161	-0.000266
35	25467.66	0.784176	11425.87	0.00458	4697.29	0	-11841.93	0	6973.93	-2002.961	0.000205	-0.000337
36	25930.79	0.818079	11434.97	0.006036	4713.64	0	-11851.03	0	7120.43	-1916.9463	0.000245	-0.000404
37	26210.45	0.839852	11440.71	0.006952	4723.30	0	-11856.76	0	7218.06	-1859.5412	0.000272	-0.000448
38	26471.02	0.861364	11446.34	0.007853	4730.76	0	-11862.40	0	7294.50	-1814.5036	0.000292	-0.000482
39	26698.95	0.887192	11452.19	0.008787	4737.48	0	-11868.24	0	7365.63	-1772.4884	0.00031	-0.000511
40	26951.99	0.916527	11458.79	0.009843	4746.49	0	-11874.85	0	7442.13	-1727.2649	0.000329	-0.000542
41	27189.84	0.945229	11465.19	0.010866	4754.81	0	-11881.25	0	7510.09	-1687.0377	0.000345	-0.000569
42	27352.33	0.965444	11469.64	0.011577	4760.44	0	-11885.70	0	7555.51	-1660.1309	0.000356	-0.000586
43	27517.33	0.986876	11474.29	0.012321	4766.27	0	-11890.35	0	7601.93	-1632.6022	0.000366	-0.000604
44	27691.65	1.011	11479.39	0.013136	4772.30	0	-11895.45	0	7648.36	-1605.0388	0.000377	-0.000621



Şekil 4.65 : Destek elemanlarının eksenel kuvvet değişimleri (0.33H konumu için).

Çizelge ve grafiğe göre;

- 5 nolu diyagonal çekme çubuğunun mafsallaşmasından sonra donatının pekleşmesine paralel olarak yük aktarmaya devam ettiği ancak bu aktarımın bir önceki adımlara göre hemen hemen kesildiği görülmüştür.
- 5 nolu diyagonal çekme çubuğunun mafsallaştığı 30. adımdan itibaren çubuk modelin diğer elemanlarında iç kuvvetlerin neredeyse aynı kaldığı iç kuvvet artımlarının 5 nolu çubuk pekleşmesine paralel geliştiği belirlenmiştir.
- 5 nolu çubuğa benzer şekilde destek kolonlarında da 30. adımdan itibaren kolon eksenel kuvvetindeki artışın diğer adımlara kıyasla ciddi oranda azaldığı gözlenmiştir.
- Destek kolonlarının sahip olduğu eksenel çekme kuvveti kapasitesi 9370kN iken 30. ve 35. adımlarda sırasıyla 6147kN ve 6973.93kN değerlerini almıştır. Son itme adımında ise bu değer 7648kN olarak elde edilmiştir. Bu sonuçlara göre kolon eksenel çekme kapasitesi aşılmamıştır. Ayrıca bu sonuca göre doğrusal hesap aşamasında kapasite kontrolü ile düzenlenen destek kirişi-destek kolonu mafsallaşma hiyerarşisinin sağlandığı belirlenmiştir.

Dıştan destek kirişi ve destek kolonu haricinde çekirdek perdedeki iç kuvvet değişimi Çizelge 4.33'te gösterilmiştir.

Çizelge 4.33 : Sistem tabanındaki iç kuvvet değişimleri.

Adım	Perde Devrilme Momenti (kNm)	Sistem Devrilme Momenti (kNm)	Oran (α_m)	Perde Taban Kesme Kuvveti (kN)	Sistem Taban Kesme Kuvveti (kN)	Oran ($\alpha_{s,perde}$)	Kolonların Kesme Kuvvetleri Toplamı (kN)	Oran ($\alpha_{s,kolon}$)
0	0.00	2.075E-08	0	0.00	0	0	0	0.000
1	15336.73	87325.3456	0.176	714.29	783.796	0.911	69.51	0.089
2	30673.47	174650.691	0.176	1428.58	1567.591	0.911	139.02	0.089
3	46010.20	261976.037	0.176	2142.86	2351.387	0.911	208.53	0.089
4	61346.94	349301.38	0.176	2857.15	3135.183	0.911	278.03	0.089
5	76683.67	436626.73	0.176	3571.44	3918.978	0.911	347.54	0.089
6	92020.41	523952.07	0.176	4285.72	4702.774	0.911	417.05	0.089
7	107357.14	611277.42	0.176	5000.01	5486.569	0.911	486.56	0.089
8	122693.88	698602.77	0.176	5714.30	6270.365	0.911	556.07	0.089
9	138030.61	785928.11	0.176	6428.59	7054.161	0.911	625.57	0.089
10	153367.34	873253.46	0.176	7142.87	7837.956	0.911	695.08	0.089

Çizelge 4.33 (devam) : Sistem tabanındaki iç kuvvet değişimleri.

Adım	Perde Devrilme Momenti (kNm)	Sistem Devrilme Momenti (kNm)	Oran (α_m)	Perde Taban Kesme Kuvveti (kN)	Sistem Taban Kesme Kuvveti (kN)	Oran ($\alpha_{s,perde}$)	Kolonların Kesme Kuvvetleri Toplamı (kN)	Oran ($\alpha_{s,kolon}$)
11	168704.08	960578.8	0.176	7857.16	8621.752	0.911	764.59	0.089
12	184040.81	1047904.15	0.176	8571.45	9405.548	0.911	834.10	0.089
13	199377.55	1135229.49	0.176	9285.74	10189.343	0.911	903.61	0.089
14	214714.28	1222554.84	0.176	10000.02	10973.139	0.911	973.12	0.089
15	229944.63	1309274.42	0.176	10709.36	11751.498	0.911	1042.14	0.089
16	247831.53	1411062.54	0.176	11541.93	12665.105	0.911	1123.18	0.089
17	267822.97	1524711.76	0.176	12471.48	13685.173	0.911	1213.69	0.089
18	285204.67	1623361.76	0.176	13278.32	14570.614	0.911	1292.30	0.089
19	304778.97	1734319.85	0.176	14185.77	15566.527	0.911	1380.75	0.089
20	320132.37	1820898.49	0.176	14893.70	16343.62	0.911	1449.92	0.089
21	333554.10	1895532.3	0.176	15503.62	17013.502	0.911	1509.88	0.089
22	348150.64	1974916.75	0.176	16151.81	17726.024	0.911	1574.21	0.089
23	362652.28	2052746.66	0.177	16786.98	18424.592	0.911	1637.62	0.089
24	377529.94	2130920.43	0.177	17424.44	19126.247	0.911	1701.81	0.089
25	392270.89	2206890.34	0.178	18043.46	19808.121	0.911	1764.66	0.089
26	406942.70	2281913.58	0.178	18654.57	20481.498	0.911	1826.93	0.089
27	421940.88	2358026.65	0.179	19274.35	21164.657	0.911	1890.31	0.089
28	440071.69	2447744.32	0.180	20004.12	21969.925	0.911	1965.81	0.089
29	458144.52	2535816.2	0.181	20720.01	22760.422	0.910	2040.41	0.090
30	475888.72	2621258.12	0.182	21414.16	23527.312	0.910	2113.15	0.090
31	486145.37	2664298.78	0.182	21761.56	23913.627	0.910	2152.07	0.090
32	502135.25	2710368.61	0.185	22124.87	24327.131	0.909	2202.26	0.091
33	518130.20	2754910.12	0.188	22475.21	24726.917	0.909	2251.71	0.091
34	533022.53	2795572.55	0.191	22794.54	25091.886	0.908	2297.34	0.092
35	548681.89	2837438.34	0.193	23122.77	25467.655	0.908	2344.89	0.092
36	569137.28	2889037.69	0.197	23522.30	25930.789	0.907	2408.49	0.093
37	582004.76	2920195.92	0.199	23762.13	26210.453	0.907	2448.32	0.093
38	594359.86	2949226.58	0.202	23984.89	26471.02	0.906	2486.13	0.094
39	606338.29	2974621.57	0.204	24177.51	26698.954	0.906	2521.45	0.094
40	619781.64	3002812.87	0.206	24391.06	26951.988	0.905	2560.93	0.095
41	632682.92	3029312.5	0.209	24591.11	27189.837	0.904	2598.73	0.096
42	641621.71	3047416.66	0.211	24727.10	27352.333	0.904	2625.23	0.096
43	650906.07	3065799.29	0.212	24864.74	27517.327	0.904	2652.58	0.096
44	660938.85	3085221.61	0.214	25009.72	27691.654	0.903	2681.93	0.097

Devrilme momentleri oranı (α_m) ilk adımlarda 0.176 iken 30. adımda 0.182, 35.adımda 0.193 ve son adımda 0.214 değerini almıştır. Özellikle dıştan destek kirişlerinin mafsallaştığı 30. ve 35. adımlardan itibaren perde devrilme momentinin sistem devrilme momentine oranında artış gözlenmiştir. Bu artışın tam tersi olarak

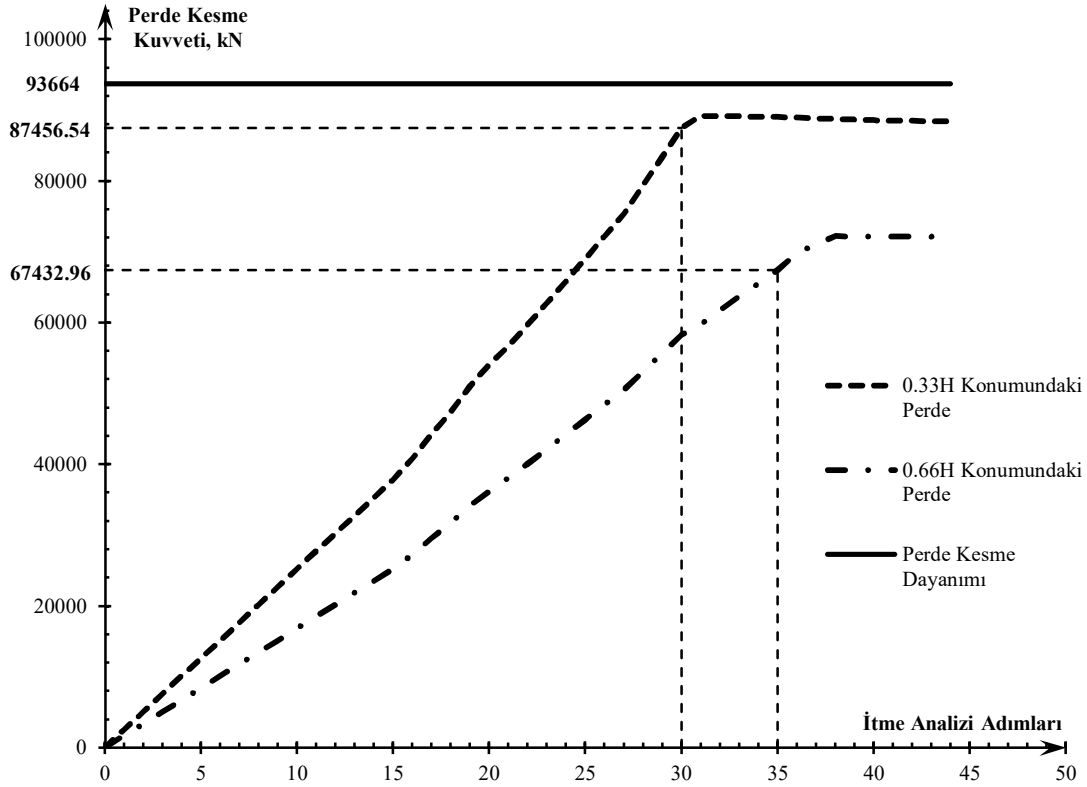
perde devrilme momentinin arttığı adımlarda perde taban kesme kuvvetinin sistem taban kesme kuvvetine oranında (α_s) azalma gözlenmiştir. Yük aktarımının daha iyi görülebilmesi adına dıştan destek kirişlerinin bulunduğu katlarda her itme adımında çekirdek perdenin taşıdığı kesme kuvveti Çizelge 4.34'te gösterilmiştir. Çizelge incelendiğinde 0.33H konumundaki çekirdek perdenin taşıdığı kesme kuvvetinin 30.adımdan itibaren, 0.66H konumundaki çekirdek perdenin taşıdığı kesme kuvvetinin 35. adımdan itibaren hemen hemen sabit kaldığı bu adım sonrası artışın destek kirişi pekleşmesinden dolayı çok az olduğu görülmektedir. Çizelge 4.34'te bulunan veriler Şekil 4.66'daki grafikte ayrıca gösterilmiştir. Çizilen grafikte ayrıca DBYBHY 2007 Madde 7.6.11.1'de belirtilen eleman kesme kuvvetleri kontrolü şartı gereği, çekirdek perdeye en fazla kesme kuvveti aktarılan kat olan destek katında kesme dayanımlarının kontrolü işaretlenmiştir ve yeterli olduğu görülmüştür.

Çizelge 4.34 : 0.33H ve 0.66H konumundaki perde kesme kuvvetlerinin değişimi.

Adım	0.33H Konumundaki Perde Kesme Kuvveti (kN)	0.66H Konumundaki Perde Kesme Kuvveti (kN)	Perde Kesme Dayanımı (kN)
0	0	0	93664
1	2517.42	1679.87	93664
2	5034.84	3359.74	93664
3	7552.26	5039.61	93664
4	10069.68	6719.48	93664
5	12587.10	8399.35	93664
6	15104.53	10079.22	93664
7	17621.95	11759.09	93664
8	20139.37	13438.96	93664
9	22656.79	15118.83	93664
10	25174.21	16798.70	93664
11	27691.63	18478.57	93664
12	30209.05	20158.44	93664
13	32726.47	21838.31	93664
14	35243.89	23518.18	93664
15	37743.85	25186.40	93664
16	40728.59	27182.63	93664
17	44175.45	29498.32	93664
18	47320.91	31622.91	93664
19	50985.21	34125.08	93664
20	53982.40	36176.22	93664
21	56666.65	38022.16	93664
22	59647.79	40026.31	93664
23	62662.02	42056.62	93664
24	65782.03	44144.63	93664
25	68905.30	46213.85	93664
26	72087.21	48303.65	93664
27	75391.08	50485.66	93664
28	79406.51	53099.86	93664

Çizelge 4.34 (devam) : 0.33H ve 0.66H konumundaki perde kesme kuvvetlerinin değişimi.

Adım	0.33H Konumundaki Perde Kesme Kuvveti (kN)	0.66H Konumundaki Perde Kesme Kuvveti (kN)	Perde Kesme Dayanımı (kN)
29	83425.73	55697.54	93664
30	87456.54	58275.35	93664
31	89149.78	59688.88	93664
32	89090.61	61688.34	93664
33	89051.46	63660.60	93664
34	89023.16	65496.77	93664
35	88978.59	67432.96	93664
36	88877.10	69741.47	93664
37	88802.33	71049.77	93664
38	88711.06	72156.02	93664
39	88638.07	72137.19	93664
40	88567.62	72120.99	93664
41	88501.47	72118.03	93664
42	88451.14	72121.98	93664
43	88394.75	72131.85	93664
44	88335.72	72148.20	93664



Şekil 4.66 : 0.33H ve 0.66H konumundaki perde kesme kuvveti değişimi ve kesme dayanımı kontrolü.

Çizelge 4.33 tekrar incelendiğinde 35. adımdan sonra perde taban kesme kuvvetinin sistem taban kesme kuvvetine oranının kademeli şekilde 0.908'den 0.903'e düştüğü, 1. kattaki kolonların aldığı kesme kuvveti oranının ise 0.092'den 0.097'ye çıktığı

görülür. Elde edilen bu verilere göre dıştan desten kirişlerinin mafsallaşana kadar çalışma prensipleri gereği perde devrilme momentini azaltıp, bulundukları kattan perdeye kesme kuvveti aktardıkları, mafsallaşmadan sonraki adımlarda yük artışına cevap vermedikleri görülmüştür. Bu sebeple yük artımları bakımından; taşıyıcı sistemin 30. adımdan sonra tek dıştan destekli, 35. adımdan sonra ise konsol çubuk davranışı gösteren çekirdek perdeye dönüştüğü yorumunu yapmak yanlış olmaz. Özellikle 35. adımdan sonra yük artımları bakımından perde tabanındaki momenti azaltacak bir mekanizmadan söz edilemeyeceğinden perde moment payı bu adımdan sonra artış gösterecektir. Ayrıca yine yük artışları bakımından destek sisteminin mafsallaşmasıyla destek katlarından perdeye kesme kuvveti aktarımı duracak, perde kesme kuvveti oranında azalış görülecektir. Dolayısıyla destek sisteminin mafsallaşmasıyla α_m oranında artış, α_s oranında ise azalış görülmesi anlamlıdır.

35. adımdan sonra dıştan destek kirişinin tamamen işlevini kaybettiği yorumunu yapmak yanlıştır. 35. adımdan itibaren dıştan destek kirişlerinin üzerinde oluşan iç kuvvetler sabit kalmaktadır. Bunun sonucu olarak 35. adımdan itibaren dıştan destek kirişlerinin destek kolonları vasıtasıyla sistem devrilme momentinden azalttıkları pay da sabit kalmaktadır. Benzer şekilde, perdeye aktardıkları kesme kuvveti de mafsallaşmadan itibaren değişmemektedir. Dolayısıyla, destek sisteminin mafsallaşma ile işlevini yitirdiği yorumu yerine yük artışına cevap veremediği yorumunun yapılması daha doğrudur.

Analiz sonucu destek kolonlarında oluşan kesme kuvveti ve eksenel basınç kuvvetleri ile ilgili kontrollerin de yapılması gerekmektedir. Buna göre 44. adımda 4 aksında bulunan kolon için ilk kat tabanında oluşan eksenel basınç kuvvetinin oluşturduğu gerilmenin,

$$N_{d,basınç} = 32073.47 kN$$

$$\sigma = \frac{N_d}{A_c} = \frac{32073.47}{1400 \times 900} \times 10^3 = 25.46 MPa < f_{ck} = 50 MPa$$

betonun basınç dayanımını aşmadığı belirlenmiştir. Ayrıca, 44. adımda oluşan eksenel basınç kuvvetinin, kapasite tasarımında öngörülen 31399.63 kN değerine çok yakın olduğu görülmüştür. 0.33H konumundaki destek kolonları için kesme kuvveti kontrolü ise,

$$V_{0.33H} = 1307.90kN$$

$$V_w = \frac{(2 \times 314 + 4 \times 201)}{100} \times 365 \times (1400 - 50) \times 10^{-3} = 7056.18kN$$

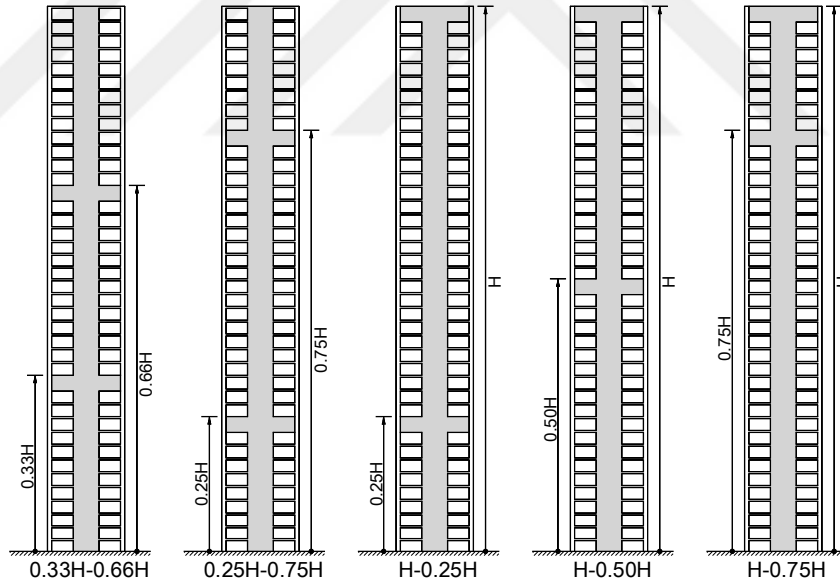
$$V_{0.33H} = 1307.90kN < V_w = 7056.18kN \text{ Uygun}$$

şeklinde elde edilmiştir.



5. DIŞTAN DESTEK KİRİŞİNİN FARKLI KONUMLARDA OLMASININ ARAŞTIRILMASI

Dıştan destekli sistemler ile ilgili yapılan çalışmalar genellikle en iyi sonucun elde edilmesi için destek kirişinin hangi kata yerleştirilmesi gerektiği üzerine olmuştur. Bu baőklik altında, 4. Bölümde tasarımı ve değerlendirmesi yapılan sistemde dıştan destek kirişlerinin farklı konumlarda bulunmasının tasarım ve değerlendirme aőamalarında hangi etkileri meydana getirdiği araştırılmıştır. Bu sebeple destek kirişlerinin konumları değiştirilerek dört farklı taşıyıcı sistem oluşturulmuştur. İncelenen sistemlerin dıştan destek kiriőı yerleőtimleri şekil 5.1’de gösterilmiştir. şekildeki ilk kesit olan 0.33H-0.66H sisteminin hesapları 4. Bölüm içinde ayrıntılı olarak gösterilmiştir.



şekil 5.1 : İncelenen sistem kesitleri.

İncelenen sistemlerde taşıyıcı sistem boyutları sabit tutulmuőt, sadece dıştan destek kirişlerinin konumu değiştirilmiştir. Yeni yerleőtimlere göre yapı elemanları tekrar donatılandırılmıőt ve her sistem için itme analizi yapılmıştır. Sistemlerin kıyaslamaları doğrusal ve doğrusal olmayan hesaplar olmak üzere iki kademeli olarak ele alınmıştır. Hesap ve donatılandırma aşamaları ayrıntılı olarak gsterilmemiőt, elde edilen donatıların tablo hâlinde gösterilmesi ile yetinilmiştir.

5.1 0.25H-0.75H Konumu

Yapının analizi sonucu elde edilen titreşim periyodu ve tasarımın yapıldığı taban kesme kuvveti aşağıda gösterilmiştir.

$$T_x = 3.538s \quad S(T_x) = 2.5 \times \left(\frac{T_B}{T_x} \right)^{0.8} = 2.5 \times \left(\frac{0.40}{3.538} \right)^{0.8} = 0.437 \quad (T_x > T_b)$$

$$R_a(T_x) = R = 6 \quad (T > T_A)$$

$$V_{t,x} = W \frac{A_0 IS(T_x)}{R_a(T_x)} = 376747.65 \times \frac{0.40 \times 1.0 \times 0.437}{6} = 10975.91kN$$

$$0.10 A_0 IW = 0.10 \times 0.40 \times 1.0 \times 376747.65 = 15069.91kN$$

$$V_{t,x} = 10975.91kN < 15069.91kN \quad V_{t,x} = 15069.91kN$$

$$T_y = 3.024s \quad S(T_y) = 2.5 \times \left(\frac{T_B}{T_y} \right)^{0.8} = 2.5 \times \left(\frac{0.40}{3.024} \right)^{0.8} = 0.496 \quad (T_y > T_b)$$

$$R_a(T_y) = R = 6 \quad (T > T_A)$$

$$V_{t,y} = W \frac{A_0 IS(T_y)}{R_a(T_y)} = 376747.65 \times \frac{0.40 \times 1.0 \times 0.496}{6} = 12457.79kN$$

$$0.10 A_0 IW = 0.10 \times 0.40 \times 1.0 \times 376747.65 = 15069.91kN$$

$$V_{t,y} = 12457.79kN < 15069.91kN \quad V_{t,y} = 15069.91kN$$

Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvveti, bina düzensiz kabul edilerek, Mod Birleştirme Yöntemi sonucu bulunan taban kesme kuvveti ile kıyas edilir ise büyütme katsayısı,

$$V_{tB,x} = 10331.17kN$$

$$V_{tB,y} = 12640.57kN$$

$$B_{D,x} = \frac{\beta V_{t,x}}{V_{tB,x}} B_{B,x} = \frac{0.90 \times 15069.91}{\underbrace{10331.17}_{1.3128}} B_{B,x}$$

$$B_{D,x} = 1.3128 B_{B,x}$$

$$B_{D,y} = \frac{\beta V_{t,y}}{V_{tB,y}} B_{B,y} = \frac{0.90 \times 15069.91}{\underbrace{12640.57}_{1.0729}} B_{B,y}$$

$$B_{D,y} = 1.0729 B_{B,y}$$

şeklinde elde edilir. 0.33H-0.66H sisteminde yapıldığı gibi bu sistem için de elde edilen taban kesme kuvveti itme analizi ile uyumluluk adına X ve Y doğrultusundaki doğal titreşim modu genlikleri ve kat kütleleri ile uyumlu şekilde sisteme

dağıtılmıştır. Doğal titreşim modlarının genlikleri, d_x ve d_y Rayleigh yöntemi kullanılarak belirlenmiştir. Etkitilen yükler Çizelge 5.1’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.1 : Kat kesme kuvvetleri (0.25H-0.75H).

Kat	Kot (m)	d_{fx1}	d_{fy1}	m_i (ton)	w_i (kN)	$w_i d_{fx1}$	$w_i d_{fy1}$	F_{xi}	F_{yi}
40	160.00	0.016630	0.012807	925.39	9078.10	150.97	116.26	700.51	751.57
39	156.00	0.016217	0.012427	950.38	9323.18	151.19	115.86	701.56	748.96
38	152.00	0.015801	0.012044	950.38	9323.18	147.32	112.29	683.56	725.88
37	148.00	0.015381	0.011658	950.38	9323.18	143.40	108.69	665.39	702.61
36	144.00	0.014958	0.011271	950.38	9323.18	139.46	105.08	647.09	679.29
35	140.00	0.014532	0.010882	950.38	9323.18	135.48	101.45	628.66	655.85
34	136.00	0.014106	0.010492	950.38	9323.18	131.51	97.82	610.24	632.34
33	132.00	0.013682	0.010100	950.38	9323.18	127.56	94.16	591.89	608.72
32	128.00	0.013262	0.009708	950.38	9323.18	123.64	90.51	573.72	585.09
31	124.00	0.012850	0.009315	950.38	9323.18	119.80	86.85	555.90	561.40
30	120.00	0.012452	0.008922	1053.98	10339.53	128.75	92.25	597.41	596.34
29	116.00	0.012117	0.008530	1053.98	10339.53	125.28	88.20	581.33	570.14
28	112.00	0.011696	0.008134	950.38	9323.18	109.04	75.83	505.98	490.23
27	108.00	0.011235	0.007738	950.38	9323.18	104.75	72.14	486.03	466.36
26	104.00	0.010742	0.007340	950.38	9323.18	100.15	68.43	464.71	442.37
25	100.00	0.010220	0.006943	950.38	9323.18	95.28	64.73	442.12	418.45
24	96.00	0.009674	0.006546	950.38	9323.18	90.19	61.03	418.50	394.52
23	92.00	0.009109	0.006150	950.38	9323.18	84.92	57.34	394.06	370.65
22	88.00	0.008531	0.005757	950.38	9323.18	79.54	53.67	369.06	346.97
21	84.00	0.007942	0.005368	950.38	9323.18	74.04	50.05	343.58	323.52
20	80.00	0.007348	0.004983	950.38	9323.18	68.51	46.46	317.88	300.32
19	76.00	0.006754	0.004604	950.38	9323.18	62.97	42.92	292.18	277.48
18	72.00	0.006163	0.004231	950.38	9323.18	57.46	39.45	266.62	255.00
17	68.00	0.005581	0.003866	950.38	9323.18	52.03	36.04	241.44	233.00
16	64.00	0.005014	0.003511	950.38	9323.18	46.75	32.73	216.91	211.60
15	60.00	0.004467	0.003166	950.38	9323.18	41.65	29.52	193.25	190.81
14	56.00	0.003947	0.002833	950.38	9323.18	36.80	26.41	170.75	170.74
13	52.00	0.003462	0.002513	950.38	9323.18	32.28	23.43	149.77	151.46
12	48.00	0.003021	0.002207	950.38	9323.18	28.17	20.58	130.69	133.01
11	44.00	0.002630	0.001917	950.38	9323.18	24.52	17.87	113.78	115.54
10	40.00	0.002305	0.001643	1053.98	10339.53	23.83	16.99	110.59	109.82
9	36.00	0.002124	0.001389	1053.98	10339.53	21.96	14.36	101.90	92.84
8	32.00	0.001839	0.001149	950.38	9323.18	17.15	10.71	79.56	69.25
7	28.00	0.001535	0.000927	950.38	9323.18	14.31	8.64	66.41	55.87
6	24.00	0.001227	0.000723	950.38	9323.18	11.44	6.74	53.08	43.57
5	20.00	0.000927	0.000540	950.38	9323.18	8.64	5.03	40.10	32.55
4	16.00	0.000647	0.000380	950.38	9323.18	6.03	3.54	27.99	22.90
3	12.00	0.000401	0.000244	950.38	9323.18	3.74	2.27	17.35	14.71
2	8.00	0.000201	0.000135	950.38	9323.18	1.87	1.26	8.70	8.14
1	4.00	0.000062	0.000051	950.38	9323.18	0.58	0.48	2.68	3.07
Temel	0.00								
				Toplam	376747.65	2922.97	2098.09	13562.92	13562.92

5.1.1 Eleman donatıları

Donatılandırmalar ile ilgili 0.33H-0.66H sistemindeki sıra takip edilmiştir, ancak bu bölümde sadece elde edilen donatı sonuçları aktarılmıştır. Kolon boyuna donatıları için dıştan destek kirişleri ile kapasite kıyaslaması yapılmış ve yeterli çekme kapasitesine sahip donatı sonuçları gösterilmiştir.

Çizelge 5.2 : 0.25H-0.75H sistemi için kiriş donatıları.

Açıklık Donatısı	Montaj Donatısı	Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Etriye
6 ϕ 25(2946mm ²)	4 ϕ 20(1256mm ²)	6 ϕ 25(2946mm ²)	6 ϕ 25(2946mm ²)	ϕ 10/100-200

Çizelge 5.3 : 0.25H-0.75H sistemi için kolon donatıları.

Kolon Boyutu	Boyuna Donatı	Etriye
90/90	28 ϕ 20(8792mm ²)	Dış etriye ϕ 14/100-200+İç etriye ϕ 12/100-200
140/90	12 ϕ 32 Köşe (9648mm ²)+26 ϕ 26 (13806mm ²)	Dış etriye ϕ 20/100+İç etriye ϕ 16/100

Çizelge 5.4 : 0.75H konumundaki çubuk model çekme donatıları.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	A _s (mm ²)	Seçilen Donatı
1	1705.20	5413.33	7 ϕ 32 (5628mm ²)
2	4235.16	13444.95	17 ϕ 32 (13668mm ²)
3	1384.82	4396.25	6 ϕ 32 (4824mm ²)
4	591.39	1877.43	5 ϕ 25 (2455mm ²)
5	6562.71	20834.00	26 ϕ 32 (20904mm ²)
6	4862.17	15435.46	20 ϕ 32 (16080mm ²)

Çizelge 5.5 : 0.75H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	β	b _w (mm)	w _{t,min} (mm)	w _{seçilen} (mm)
1	-2302.50	1.00	500	144.47	800
2	-3053.39	1.00	500	191.59	800
3	-1807.03	1.00	500	113.38	600
4	-863.92	1.00	500	54.21	600
5	-5128.11	0.75	400	536.27	1000
6	-7183.42	0.75	400	751.21	1000

Çizelge 5.6 : 0.25H konumundaki çubuk model çekme donatıları.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	A _s (mm ²)	Seçilen Donatı
1	2496.75	7926.19	10 ϕ 32 (8040mm ²)
2	5109.34	16220.14	21 ϕ 32 (16884mm ²)
3	1950.19	6191.08	8 ϕ 32 (6432mm ²)
4	846.88	2688.51	6 ϕ 25 (2946mm ²)
5	7959.52	25268.32	32 ϕ 32 (25728mm ²)
6	7166.67	22751.33	30 ϕ 32 (24120mm ²)

Çizelge 5.7 : 0.25H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	β	b_w (mm)	$w_{t,min}$ (mm)	$w_{seçilen}$ (mm)
1	-2780.11	1.00	500	174.44	800
2	-4533.14	1.00	500	284.43	800
3	-2101.20	1.00	500	131.84	600
4	-995.92	1.00	500	62.49	600
5	-7469.60	0.75	400	781.13	1000
6	-8572.30	0.75	400	896.45	1000

5.1.2 İtme analizi

Etkin kesit rijitliklerine göre elde edilen birinci mod genlikleri ile kütlelerin çarpımı sonucu hesaplanan yük dağılımı Çizelge 5.8’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.8 : Eşdeğer deprem yükü dağılımı (0.25H-0.75H).

Kat	m_i	Φ_{x1}	$m_i \Phi_{x1}$	$m_i \Phi_{x1}^2$
40	925.39	0.00866	8.010	0.069
39	950.38	0.00848	8.060	0.068
38	950.38	0.00830	7.892	0.066
37	950.38	0.00812	7.720	0.063
36	950.38	0.00794	7.545	0.060
35	950.38	0.00775	7.367	0.057
34	950.38	0.00756	7.188	0.054
33	950.38	0.00738	7.009	0.052
32	950.38	0.00719	6.833	0.049
31	950.38	0.00701	6.662	0.047
30	1053.98	0.00684	7.211	0.049
29	1053.98	0.00670	7.056	0.047
28	950.38	0.00651	6.190	0.040
27	950.38	0.00630	5.984	0.038
26	950.38	0.00605	5.749	0.035
25	950.38	0.00578	5.491	0.032
24	950.38	0.00549	5.214	0.029
23	950.38	0.00518	4.920	0.025
22	950.38	0.00485	4.613	0.022
21	950.38	0.00452	4.297	0.019
20	950.38	0.00418	3.974	0.017
19	950.38	0.00384	3.648	0.014
18	950.38	0.00350	3.322	0.012
17	950.38	0.00316	2.999	0.009
16	950.38	0.00282	2.684	0.008

Çizelge 5.8 (devam) : Eşdeğer deprem yükü dağılımı (0.25H-0.75H).

Kat	m_i	Φ_{x1}	$m_i \Phi_{x1}$	$m_i \Phi_{x1}^2$
15	950.38	0.00250	2.379	0.006
14	950.38	0.00220	2.090	0.005
13	950.38	0.00192	1.822	0.003
12	950.38	0.00166	1.580	0.003
11	950.38	0.00144	1.370	0.002
10	1053.98	0.00126	1.332	0.002
9	1053.98	0.00115	1.209	0.001
8	950.38	0.00101	0.957	0.001
7	950.38	0.00085	0.807	0.001
6	950.38	0.00068	0.648	0.000
5	950.38	0.00052	0.490	0.000
4	950.38	0.00036	0.341	0.000
3	950.38	0.00022	0.209	0.000
2	950.38	0.00011	0.103	0.000
1	950.38	0.00003	0.029	0.000
Σ	38404.45	0.17001	163.005	1.005

Etkin kesit rijitliklerine bağlı olarak elde edilen spektral ivme ve yerdeğiştirme değerleri ve buna bağlı olarak tepe yerdeğiştirme istemi,

$$T_x = 4.492s$$

$$\omega^2 = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 = \left(\frac{2\pi}{4.492} \right)^2 = 1.957 (rad / s)^2$$

$$S_{ae1} = 1.417 \frac{m}{s^2} \text{ (Şekil 4.2'den)}$$

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} = \frac{1.417}{1.957} = 0.724m$$

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1}$$

$$C_{R1} = 1 \text{ (} T=4.492s > T_B = 0.40s \text{)}$$

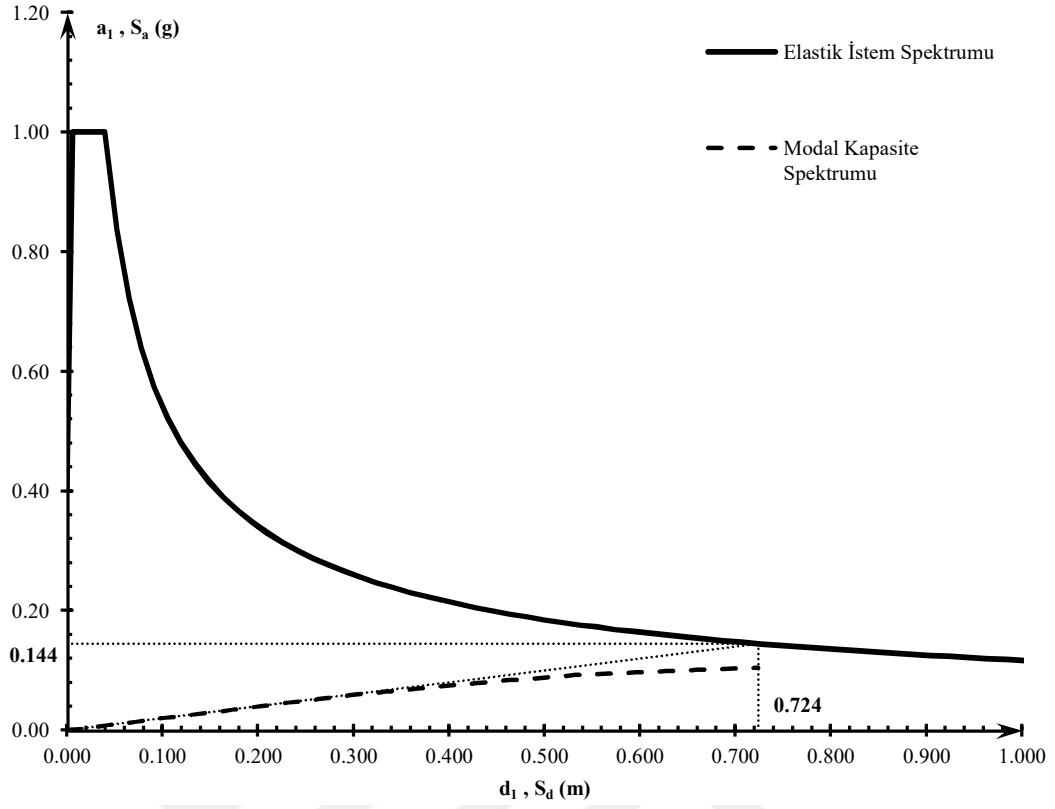
$$S_{di1} = 1 \times 0.724 = 0.724m$$

$$S_{di1} = 0.724m$$

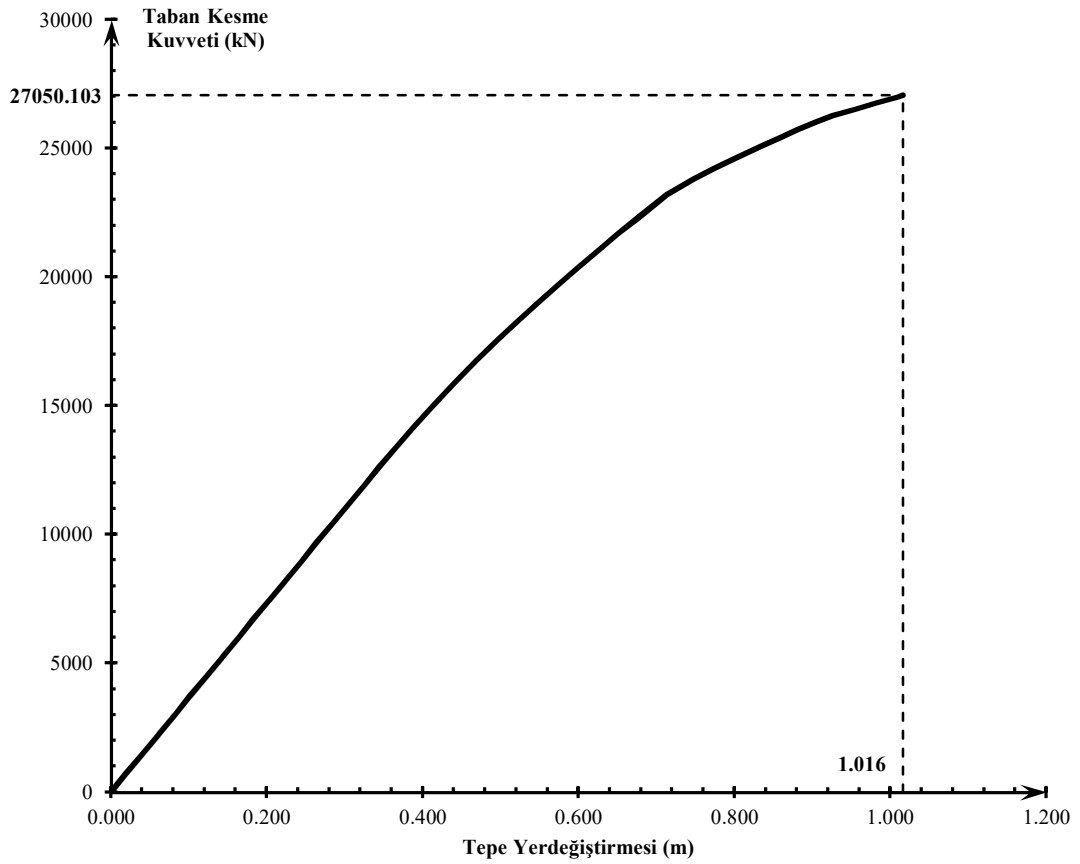
$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} = \frac{163.001}{1.005} = 162.190$$

$$u_{xN1}^{(p)} = 0.00866 \times 162.190 \times 0.724 = 1.017m$$

şeklinde elde edilir. Sistemin performans noktası ise Şekil 5.2’de gösterildiği gibi belirlenmiştir. Sistem hedef deplasmanına 43. adımda 27050.103kN taban kesme kuvveti değeri ile ulaşmıştır (Şekil 5.3).



Şekil 5.2 : Performans noktasının belirlenmesi (0.25H-0.75H).



Şekil 5.3 : Tepe yerdeğiştirmesi-Taban kesme kuvveti (0.25H-0.75H).

5.2 H-0.25H Konumu

H-0.25H sistemi için elde edilen deprem yükleri,

$$T_x = 3.703s \quad S(T_x) = 2.5 \times \left(\frac{T_B}{T_x} \right)^{0.8} = 2.5 \times \left(\frac{0.40}{3.703} \right)^{0.8} = 0.421 \quad (T_x > T_b)$$

$$R_a(T_x) = R = 6 \quad (T > T_A)$$

$$V_{t,x} = W \frac{A_0 IS(T_x)}{R_a(T_x)} = 376747.65 \times \frac{0.40 \times 1.0 \times 0.421}{6} = 10574.05kN$$

$$0.10 A_0 IW = 0.10 \times 0.40 \times 1.0 \times 376747.65 = 15069.91kN$$

$$V_{t,x} = 10574.05kN < 15069.91kN \quad V_{t,x} = 15069.91kN$$

$$T_y = 3.063s \quad S(T_y) = 2.5 \times \left(\frac{T_B}{T_y} \right)^{0.8} = 2.5 \times \left(\frac{0.40}{3.063} \right)^{0.8} = 0.491 \quad (T_y > T_b)$$

$$R_a(T_y) = R = 6 \quad (T > T_A)$$

$$V_{t,y} = W \frac{A_0 IS(T_y)}{R_a(T_y)} = 376747.65 \times \frac{0.40 \times 1.0 \times 0.491}{6} = 12332.21kN$$

$$0.10 A_0 IW = 0.10 \times 0.40 \times 1.0 \times 376747.65 = 15069.91kN$$

$$V_{t,y} = 12332.21kN < 15069.91kN \quad V_{t,y} = 15069.91kN$$

şeklinde. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvveti, bina düzensiz kabul edilerek, Mod Birleştirme Yöntemi sonucu bulunan taban kesme kuvveti ile kıyas edilir ise büyütme katsayısı,

$$V_{tB,x} = 10177.52kN$$

$$V_{tB,y} = 12615.08kN$$

$$B_{D,x} = \frac{\beta V_{t,x}}{V_{tB,x}} B_{B,x} = \frac{0.90 \times 15069.91}{\underbrace{10177.52}_{1.333}} B_{B,x}$$

$$B_{D,x} = 1.333 B_{B,x}$$

$$B_{D,y} = \frac{\beta V_{t,y}}{V_{tB,y}} B_{B,y} = \frac{0.90 \times 15069.91}{\underbrace{12615.08}_{1.075}} B_{B,y}$$

$$B_{D,y} = 1.075 B_{B,y}$$

şeklinde elde edilir. 0.33H-0.66H sisteminde yapıldığı gibi bu sistem için de elde edilen taban kesme kuvveti itme analizi ile uyumluluk adına X ve Y doğrultusundaki doğal titreşim modu genlikleri ve kat kütleleri ile uyumlu şekilde sisteme dağıtılmıştır. Etkitilen yükler Çizelge 5.9'da gösterilmiştir.

Çizelge 5.9 : Kat kesme kuvvetleri (H-0.25H).

Kat	Kot (m)	d_{fxl}	d_{fy1}	m_i (ton)	w_i (kN)	$w_i d_{fxl}$	$w_i d_{fy1}$	F_{xi}	F_{yi}
40	160.00	0.018289	0.013082	1029.00	10094.45	184.62	132.06	794.58	834.71
39	156.00	0.017944	0.012705	1053.98	10339.53	185.53	131.36	798.51	830.34
38	152.00	0.017562	0.012321	950.38	9323.18	163.73	114.87	704.69	726.09
37	148.00	0.017155	0.011933	950.38	9323.18	159.94	111.25	688.36	703.22
36	144.00	0.016723	0.011542	950.38	9323.18	155.91	107.61	671.03	680.18
35	140.00	0.016268	0.011146	950.38	9323.18	151.67	103.92	652.77	656.84
34	136.00	0.015791	0.010747	950.38	9323.18	147.22	100.20	633.63	633.33
33	132.00	0.015292	0.010345	950.38	9323.18	142.57	96.45	613.61	609.64
32	128.00	0.014773	0.009939	950.38	9323.18	137.73	92.66	592.78	585.71
31	124.00	0.014235	0.009531	950.38	9323.18	132.72	88.86	571.20	561.67
30	120.00	0.013680	0.009121	950.38	9323.18	127.54	85.04	548.93	537.51
29	116.00	0.013108	0.008709	950.38	9323.18	122.21	81.20	525.97	513.23
28	112.00	0.012521	0.008296	950.38	9323.18	116.74	77.35	502.42	488.89
27	108.00	0.011921	0.007883	950.38	9323.18	111.14	73.49	478.34	464.55
26	104.00	0.011310	0.007470	950.38	9323.18	105.45	69.64	453.83	440.21
25	100.00	0.010689	0.007058	950.38	9323.18	99.66	65.80	428.91	415.93
24	96.00	0.010061	0.006647	950.38	9323.18	93.80	61.97	403.71	391.71
23	92.00	0.009427	0.006240	950.38	9323.18	87.89	58.18	378.27	367.73
22	88.00	0.008790	0.005836	950.38	9323.18	81.95	54.41	352.71	343.92
21	84.00	0.008152	0.005437	950.38	9323.18	76.00	50.69	327.11	320.41
20	80.00	0.007518	0.005043	950.38	9323.18	70.09	47.02	301.67	297.19
19	76.00	0.006888	0.004655	950.38	9323.18	64.22	43.40	276.39	274.32
18	72.00	0.006269	0.004275	950.38	9323.18	58.45	39.86	251.55	251.93
17	68.00	0.005663	0.003904	950.38	9323.18	52.80	36.40	227.23	230.07
16	64.00	0.005076	0.003543	950.38	9323.18	47.32	33.03	203.68	208.79
15	60.00	0.004513	0.003192	950.38	9323.18	42.08	29.76	181.09	188.11
14	56.00	0.003980	0.002855	950.38	9323.18	37.11	26.62	159.70	168.25
13	52.00	0.003485	0.002530	950.38	9323.18	32.49	23.59	139.84	149.10
12	48.00	0.003036	0.002221	950.38	9323.18	28.31	20.71	121.82	130.89
11	44.00	0.002639	0.001928	950.38	9323.18	24.60	17.98	105.89	113.62
10	40.00	0.002311	0.001652	1053.98	10339.53	23.89	17.08	102.84	107.97
9	36.00	0.002130	0.001396	1053.98	10339.53	22.02	14.43	94.79	91.24
8	32.00	0.001844	0.001155	950.38	9323.18	17.19	10.77	73.99	68.07
7	28.00	0.001538	0.000931	950.38	9323.18	14.34	8.68	61.71	54.86
6	24.00	0.001230	0.000726	950.38	9323.18	11.47	6.77	49.36	42.78
5	20.00	0.000929	0.000543	950.38	9323.18	8.66	5.06	37.28	32.00
4	16.00	0.000649	0.000382	950.38	9323.18	6.05	3.56	26.04	22.51
3	12.00	0.000402	0.000245	950.38	9323.18	3.75	2.28	16.13	14.44
2	8.00	0.000201	0.000135	950.38	9323.18	1.87	1.26	8.07	7.96
1	4.00	0.000062	0.000051	950.38	9323.18	0.58	0.48	2.49	3.01
Temel	0.00								
				Toplam	376747.65	3151.30	2145.73	13562.92	13562.92

5.2.1 Eleman donatıları

Kiriş, kolon, perde ve dıştan destek kirişi ile ilgili donatılandırmalar sırasıyla aşağıda verilen çizelgelerde gösterilmiştir.

Çizelge 5.10 : H-0.25H sistemi için kiriş donatıları.

Açıklık Donatısı	Montaj Donatısı	Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Etriye
6φ26(3186mm ²)	4φ20(1256mm ²)	6φ26(3186mm ²)	6φ26(3186mm ²)	φ10/100-200

Çizelge 5.11 : H-0.25H sistemi için kolon donatıları.

Kolon Boyutu	Boyuna Donatı	Etriye
90/90	28φ20(8792mm ²)	Dış etriye φ14/100-200+İç etriye φ12/100-200
140/90	12φ32 Köşe (9648mm ²)+26φ26 (13806mm ²)	Dış etriye φ20/100+İç etriye φ16/100

Çizelge 5.12 : H konumundaki çubuk model çekme donatıları.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	A _s (mm ²)	Seçilen Donatı
1	646.52	2052.44	4φ26 (2124mm ²)
2	2581.67	8195.78	11φ32 (8844mm ²)
3	806.68	2560.89	6φ25 (2946mm ²)
4	577.62	1833.71	4φ25 (1964mm ²)
5	3629.90	11523.49	16φ32 (12864mm ²)
6	2003.54	6360.44	16φ25 (7856mm ²)

Çizelge 5.13 : H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	β	b _w (mm)	w _{t,min} (mm)	w _{seçilen} (mm)
1	-1191.09	1.00	500	74.74	800
2	-1481.00	1.00	500	92.93	800
3	-1163.47	1.00	500	73.00	600
4	-697.25	1.00	500	43.75	600
5	-2540.24	0.75	400	265.65	1000
6	-4448.69	0.75	400	465.22	1000

Çizelge 5.14 : 0.25H konumundaki çubuk model çekme donatıları.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	A _s (mm ²)	Seçilen Donatı
1	2503.91	7948.92	10φ32 (8040mm ²)
2	5511.79	17497.75	22φ32 (17688mm ²)
3	2184.84	6936.00	9φ32 (7236mm ²)
4	1143.73	3630.89	8φ25 (3928mm ²)
5	8331.87	26450.38	34φ32 (27336mm ²)
6	7452.13	23657.56	30φ32 (24120mm ²)

Çizelge 5.15 : 0.25H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	β	b_w (mm)	$w_{t,min}$ (mm)	$w_{seçilen}$ (mm)
1	-2838.62	1.00	500	178.11	800
2	-4860.31	1.00	500	304.96	800
3	-2299.36	1.00	500	144.27	600
4	-1308.24	1.00	500	82.09	600
5	-7950.33	0.75	400	831.41	1000
6	-9179.91	0.75	400	959.99	1000

5.2.2 İtme analizi

Etkin kesit rijitliklerine göre elde edilen birinci mod genlikleri ile kütlelerin çarpımı sonucu hesaplanan yük dağılımı Çizelge 5.16’da gösterilmiştir.

Çizelge 5.16 : Eşdeğer deprem yükü dağılımı (H-0.25H).

Kat	m_i	Φ_{x1}	$m_i \Phi_{x1}$	$m_i \Phi_{x1}^2$
40	1029.00	0.00883	9.084	0.080
39	1053.98	0.00871	9.184	0.080
38	950.38	0.00858	8.156	0.070
37	950.38	0.00843	8.015	0.068
36	950.38	0.00827	7.855	0.065
35	950.38	0.00808	7.681	0.062
34	950.38	0.00788	7.490	0.059
33	950.38	0.00767	7.286	0.056
32	950.38	0.00744	7.066	0.053
31	950.38	0.00719	6.833	0.049
30	950.38	0.00693	6.588	0.046
29	950.38	0.00666	6.330	0.042
28	950.38	0.00638	6.062	0.039
27	950.38	0.00609	5.784	0.035
26	950.38	0.00578	5.496	0.032
25	950.38	0.00547	5.200	0.028
24	950.38	0.00515	4.898	0.025
23	950.38	0.00483	4.590	0.022
22	950.38	0.00450	4.279	0.019
21	950.38	0.00417	3.964	0.017
20	950.38	0.00384	3.648	0.014
19	950.38	0.00351	3.336	0.012
18	950.38	0.00318	3.026	0.010
17	950.38	0.00287	2.723	0.008
16	950.38	0.00256	2.428	0.006
15	950.38	0.00226	2.147	0.005

Çizelge 5.16 (devam) : Eşdeğer deprem yükü dağılımı (H-0.25H).

Kat	m_i	Φ_{x1}	$m_i \Phi_{x1}$	$m_i \Phi_{x1}^2$
14	950.38	0.00198	1.881	0.004
13	950.38	0.00172	1.635	0.003
12	950.38	0.00149	1.414	0.002
11	950.38	0.00129	1.223	0.002
10	1053.98	0.00113	1.187	0.001
9	1053.98	0.00102	1.077	0.001
8	950.38	0.00090	0.852	0.001
7	950.38	0.00076	0.718	0.001
6	950.38	0.00061	0.576	0.000
5	950.38	0.00046	0.436	0.000
4	950.38	0.00032	0.303	0.000
3	950.38	0.00020	0.186	0.000
2	950.38	0.00010	0.091	0.000
1	950.38	0.00003	0.027	0.000
Σ	38404.45	0.16724	160.756	1.015

Etkin kesit rijitliklerine bağlı olarak elde edilen spektral ivme ve yerdeğiştirme değerleri ve buna bağlı olarak tepe yerdeğiştirme istemi,

$$T_x = 4.7314s$$

$$\omega^2 = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 = \left(\frac{2\pi}{4.7314} \right)^2 = 1.7635 (rad / s)^2$$

$$S_{ae1} = 1.359 \frac{m}{s^2} \text{ (Şekil 4.2'den)}$$

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} = \frac{1.3590}{1.7635} = 0.7710m$$

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1}$$

$$C_{R1} = 1 \text{ (} T=4.7314s > T_B = 0.40s \text{)}$$

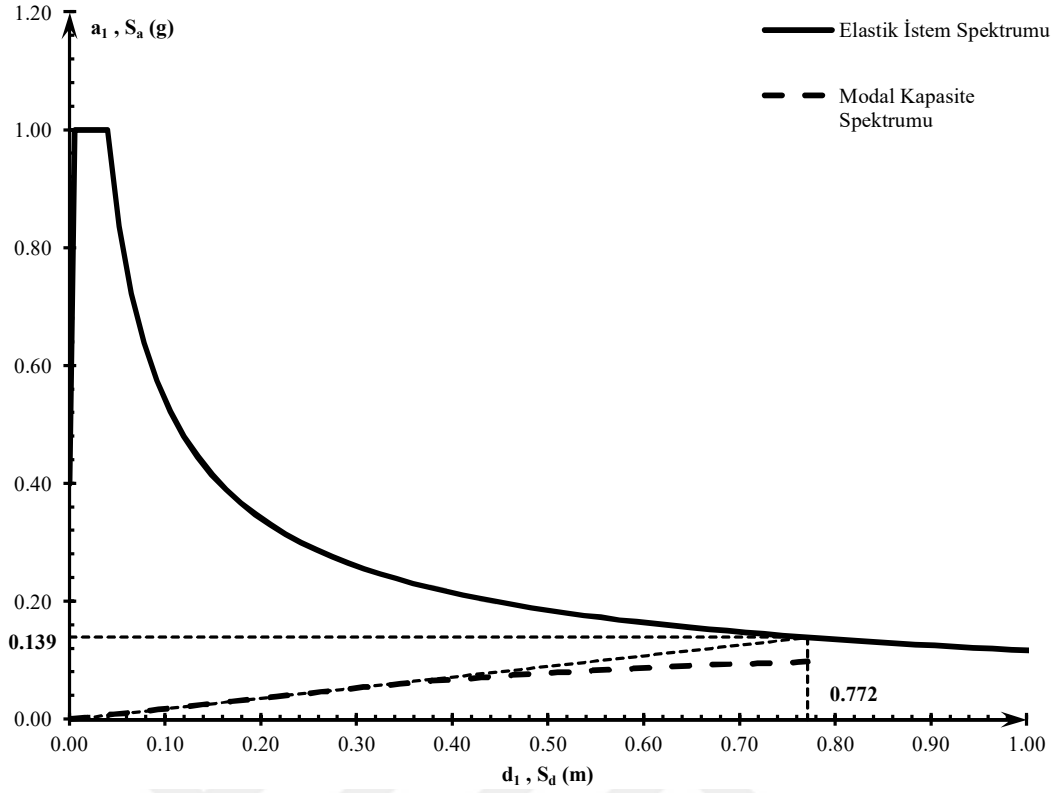
$$S_{di1} = 1 \times 0.7710 = 0.7710m$$

$$S_{di1} = 0.7710m$$

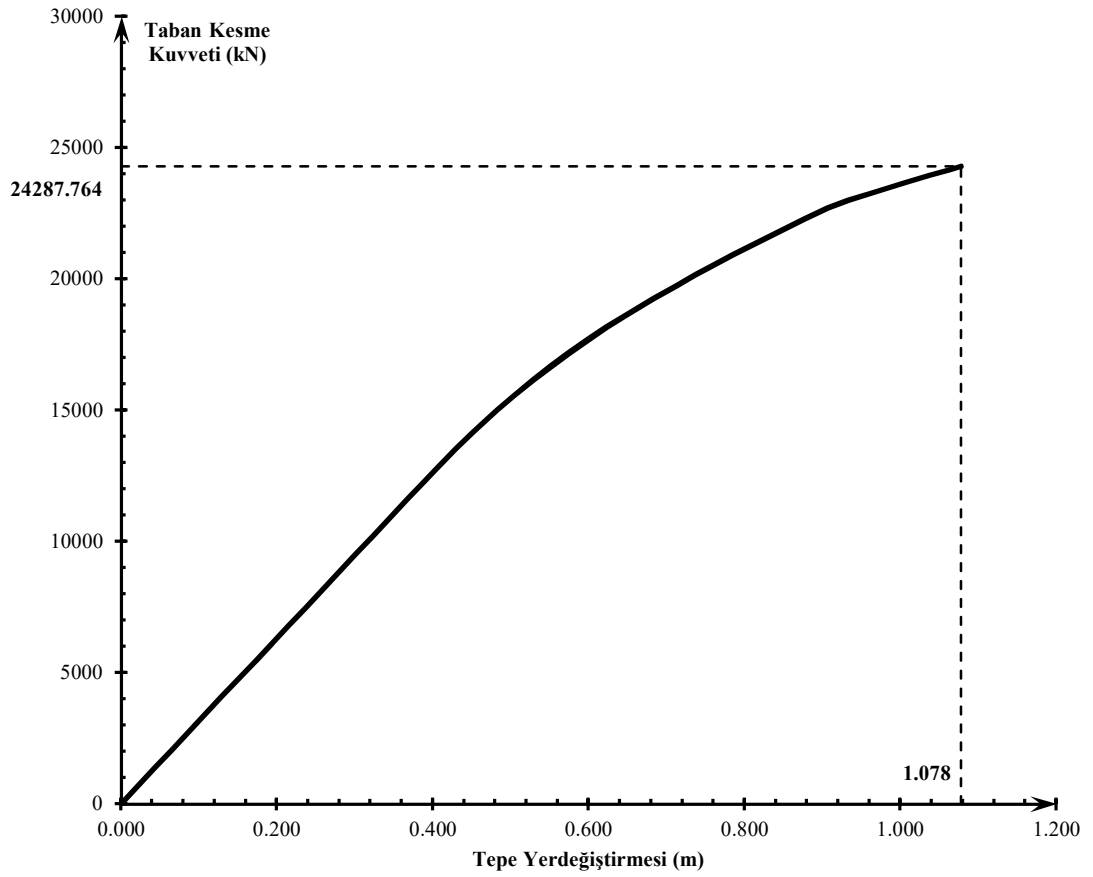
$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} = \frac{160.756}{1.015} = 158.38$$

$$u_{xN1}^{(p)} = 0.00883 \times 158.38 \times 0.771 = 1.078m$$

şeklinde elde edilir. Sistemin performans noktası ise Şekil 5.4'te gösterildiği gibi elde edilir. Sistem hedef deplasmanına 44. adımda 24287.764kN taban kesme kuvveti değeri ile ulaşmıştır (Şekil 5.5).



Şekil 5.4 : Performans noktasının belirlenmesi (H-0.25H).



Şekil 5.5 : Tepe yerdeğiştirmesi-Taban kesme kuvveti (H-0.25H).

5.3 H-0.50H Konumu

H-0.50H sistemi için elde edilen deprem yükleri,

$$T_x = 3.74s \quad S(T_x) = 2.5 \times \left(\frac{T_B}{T_x} \right)^{0.8} = 2.5 \times \left(\frac{0.40}{3.74} \right)^{0.8} = 0.418 \quad (T_x > T_b)$$

$$R_a(T_x) = R = 6 \quad (T > T_A)$$

$$V_{t,x} = W \frac{A_0 IS(T_x)}{R_a(T_x)} = 376747.65 \times \frac{0.40 \times 1.0 \times 0.418}{6} = 10498.70kN$$

$$0.10 A_0 IW = 0.10 \times 0.40 \times 1.0 \times 376747.65 = 15069.91kN$$

$$V_{t,x} = 10498.70kN < 15069.91kN \quad V_{t,x} = 15069.91kN$$

$$T_y = 3.056s \quad S(T_y) = 2.5 \times \left(\frac{T_B}{T_y} \right)^{0.8} = 2.5 \times \left(\frac{0.40}{3.056} \right)^{0.8} = 0.491 \quad (T_y > T_b)$$

$$R_a(T_y) = R = 6 \quad (T > T_A)$$

$$V_{t,y} = W \frac{A_0 IS(T_y)}{R_a(T_y)} = 376747.65 \times \frac{0.40 \times 1.0 \times 0.491}{6} = 12332.21kN$$

$$0.10 A_0 IW = 0.10 \times 0.40 \times 1.0 \times 376747.65 = 15069.91kN$$

$$V_{t,y} = 12332.21kN < 15069.91kN \quad V_{t,y} = 15069.91kN$$

şeklinde. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvveti, bina düzensiz kabul edilerek, Mod Birleştirme Yöntemi sonucu bulunan taban kesme kuvveti ile kıyas edilir ise büyütme katsayısı,

$$V_{tB,x} = 9366.47kN$$

$$V_{tB,y} = 12306.04kN$$

$$B_{D,x} = \frac{\beta V_{t,x}}{V_{tB,x}} B_{B,x} = \frac{0.90 \times 15069.91}{\underbrace{9366.47}_{1.448}} B_{B,x}$$

$$B_{D,x} = 1.448 B_{B,x}$$

$$B_{D,y} = \frac{\beta V_{t,y}}{V_{tB,y}} B_{B,y} = \frac{0.90 \times 15069.91}{\underbrace{12306.04}_{1.102}} B_{B,y}$$

$$B_{D,y} = 1.102 B_{B,y}$$

şeklinde elde edilir. 0.33H-0.66H sisteminde yapıldığı gibi bu sistem için de elde edilen taban kesme kuvveti itme analizi ile uyumluluk adına X ve Y doğrultusundaki doğal titreşim modu genlikleri ve kat kütleleri ile uyumlu şekilde sisteme dağıtılmıştır. Etkitilen yükler Çizelge 5.17’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.17 : Kat kesme kuvvetleri (H-0.50H).

Kat	Kot (m)	d_{fx1}	d_{fy1}	m_i (ton)	w_i (kN)	$w_i d_{fx1}$	$w_i d_{fy1}$	F_{xi}	F_{yi}
40	160.00	0.018289	0.012967	1029.00	10094.45	184.62	130.89	792.03	825.47
39	156.00	0.017944	0.012590	1053.98	10339.53	185.53	130.17	795.96	820.93
38	152.00	0.017562	0.012208	950.38	9323.18	163.73	113.82	702.44	717.77
37	148.00	0.017155	0.011823	950.38	9323.18	159.94	110.23	686.16	695.14
36	144.00	0.016723	0.011434	950.38	9323.18	155.91	106.60	668.88	672.27
35	140.00	0.016268	0.011042	950.38	9323.18	151.67	102.95	650.68	649.22
34	136.00	0.015791	0.010646	950.38	9323.18	147.22	99.25	631.60	625.93
33	132.00	0.015292	0.010248	950.38	9323.18	142.57	95.54	611.64	602.53
32	128.00	0.014773	0.009848	950.38	9323.18	137.73	91.81	590.88	579.02
31	124.00	0.014235	0.009446	950.38	9323.18	132.72	88.07	569.37	555.38
30	120.00	0.013680	0.009042	950.38	9323.18	127.54	84.30	547.17	531.63
29	116.00	0.013108	0.008638	950.38	9323.18	122.21	80.53	524.29	507.87
28	112.00	0.012521	0.008233	950.38	9323.18	116.74	76.76	500.81	484.06
27	108.00	0.011921	0.007829	950.38	9323.18	111.14	72.99	476.81	460.31
26	104.00	0.011310	0.007427	950.38	9323.18	105.45	69.24	452.37	436.67
25	100.00	0.010689	0.007026	950.38	9323.18	99.66	65.50	427.53	413.10
24	96.00	0.010061	0.006629	950.38	9323.18	93.80	61.80	402.42	389.75
23	92.00	0.009427	0.006236	950.38	9323.18	87.89	58.14	377.06	366.65
22	88.00	0.008790	0.005847	950.38	9323.18	81.95	54.51	351.58	343.78
21	84.00	0.008152	0.005465	950.38	9323.18	76.00	50.95	326.06	321.32
20	80.00	0.007518	0.005088	1053.98	10339.53	77.73	52.61	333.48	331.76
19	76.00	0.006888	0.004720	1053.98	10339.53	71.22	48.80	305.54	307.77
18	72.00	0.006269	0.004355	950.38	9323.18	58.45	40.60	250.74	256.05
17	68.00	0.005663	0.003996	950.38	9323.18	52.80	37.26	226.51	234.95
16	64.00	0.005076	0.003643	950.38	9323.18	47.32	33.96	203.03	214.19
15	60.00	0.004513	0.003298	950.38	9323.18	42.08	30.75	180.51	193.91
14	56.00	0.003980	0.002961	950.38	9323.18	37.11	27.61	159.19	174.09
13	52.00	0.003485	0.002634	950.38	9323.18	32.49	24.56	139.39	154.87
12	48.00	0.003036	0.002319	950.38	9323.18	28.31	21.62	121.43	136.35
11	44.00	0.002639	0.002017	950.38	9323.18	24.60	18.80	105.55	118.59
10	40.00	0.002311	0.001730	950.38	9323.18	21.55	16.13	92.43	101.72
9	36.00	0.002130	0.001458	950.38	9323.18	19.86	13.59	85.19	85.72
8	32.00	0.001844	0.001203	950.38	9323.18	17.19	11.22	73.76	70.73
7	28.00	0.001538	0.000968	950.38	9323.18	14.34	9.02	61.52	56.91
6	24.00	0.001230	0.000754	950.38	9323.18	11.47	7.03	49.20	44.33
5	20.00	0.000929	0.000562	950.38	9323.18	8.66	5.24	37.16	33.04
4	16.00	0.000649	0.000394	950.38	9323.18	6.05	3.67	25.96	23.17
3	12.00	0.000402	0.000252	950.38	9323.18	3.75	2.35	16.08	14.82
2	8.00	0.000201	0.000138	950.38	9323.18	1.87	1.29	8.04	8.11
1	4.00	0.000062	0.000052	950.38	9323.18	0.58	0.48	2.48	3.06
Temel	0.00								
				Toplam	376747.65	3161.43	2150.68	13562.92	13562.92

5.3.1 Eleman donatıları

Kiriş, kolon, perde ve dıştan destek kirişi ile ilgili donatılandırmalar sırasıyla aşağıda verilen çizelgelerde gösterilmiştir.

Çizelge 5.18 : H-0.50H sistemi için kiriş donatıları.

Açıklık Donatısı	Montaj Donatısı	Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Etriye
6φ26(3186mm ²)	4φ20(1256mm ²)	6φ26(3186mm ²)	6φ26(3186mm ²)	φ10/100-200

Çizelge 5.19 : H-0.50H sistemi için kolon donatıları.

Kolon Boyutu	Boyuna Donatı	Etriye
90/90	28φ20(8792mm ²)	Dış etriye φ14/100-200+İç etriye φ12/100-200
140/90	4φ32 Köşe (3216mm ²)+34φ26 (18054mm ²)	Dış etriye φ20/100+İç etriye φ16/100

Çizelge 5.20 : H konumundaki çubuk model çekme donatıları.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	A _s (mm ²)	Seçilen Donatı
1	565.21	1794.32	4φ25 (1964mm ²)
2	2244.89	7126.63	9φ32 (7236mm ²)
3	710.70	2256.19	6φ22 (2280mm ²)
4	501.34	1591.56	5φ22 (1900mm ²)
5	3125.06	9920.83	14φ32 (11256mm ²)
6	1702.49	5404.73	12φ25 (5892mm ²)

Çizelge 5.21 : H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	β	b _w (mm)	w _{t,min} (mm)	w _{seçilen} (mm)
1	-1051.50	1.00	500	65.98	800
2	-1274.25	1.00	500	79.95	800
3	-1002.38	1.00	500	62.89	600
4	-585.65	1.00	500	36.75	600
5	-2235.42	0.75	400	233.77	1000
6	-3946.11	0.75	400	412.67	1000

Çizelge 5.22 : 0.50H konumundaki çubuk model çekme donatıları.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	A _s (mm ²)	Seçilen Donatı
1	2507.92	7961.65	10φ32 (8040mm ²)
2	5865.14	18619.49	24φ32 (19296mm ²)
3	2262.84	7183.62	9φ32 (7236mm ²)
4	1289.26	4092.89	9φ25 (4419mm ²)
5	8841.58	28068.51	36φ32 (28944mm ²)
6	7545.57	23954.19	30φ32 (24120mm ²)

Çizelge 5.23 : 0.50H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	β	b_w (mm)	$w_{t,min}$ (mm)	$w_{seçilen}$ (mm)
1	-2975.32	1.00	500	186.69	800
2	-4913.78	1.00	500	308.32	800
3	-2516.19	1.00	500	157.88	600
4	-1468.02	1.00	500	92.11	600
5	-8004.17	0.75	400	837.04	1000
6	-9503.45	0.75	400	993.82	1000

5.3.2 İtme analizi

Etkin kesit rijitliklerine göre elde edilen birinci mod genlikleri ile kütlelerin çarpımı sonucu hesaplanan yük dağılımı Çizelge 5.24'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.24 : Eşdeğer deprem yükü dağılımı (H-0.50H).

Kat	m_i	Φ_{x1}	$m_i \Phi_{x1}$	$m_i \Phi_{x1}^2$
40	1029.00	0.00840	8.647	0.073
39	1053.98	0.00829	8.740	0.072
38	950.38	0.00817	7.761	0.063
37	950.38	0.00803	7.627	0.061
36	950.38	0.00787	7.479	0.059
35	950.38	0.00770	7.317	0.056
34	950.38	0.00752	7.143	0.054
33	950.38	0.00732	6.958	0.051
32	950.38	0.00711	6.761	0.048
31	950.38	0.00690	6.554	0.045
30	950.38	0.00667	6.339	0.042
29	950.38	0.00644	6.117	0.039
28	950.38	0.00620	5.889	0.036
27	950.38	0.00595	5.658	0.034
26	950.38	0.00571	5.425	0.031
25	950.38	0.00547	5.194	0.028
24	950.38	0.00523	4.967	0.026
23	950.38	0.00500	4.748	0.024
22	950.38	0.00478	4.541	0.022
21	950.38	0.00458	4.352	0.020
20	1053.98	0.00441	4.644	0.020
19	1053.98	0.00427	4.505	0.019
18	950.38	0.00410	3.900	0.016
17	950.38	0.00390	3.704	0.014
16	950.38	0.00366	3.481	0.013
15	950.38	0.00341	3.237	0.011

Çizelge 5.24 (devam) : Eşdeğer deprem yükü dağılımı (H-0.50H).

Kat	m_i	Φ_{x1}	$m_i \Phi_{x1}$	$m_i \Phi_{x1}^2$
14	950.38	0.00313	2.977	0.009
13	950.38	0.00285	2.706	0.008
12	950.38	0.00256	2.428	0.006
11	950.38	0.00226	2.147	0.005
10	950.38	0.00196	1.867	0.004
9	950.38	0.00167	1.590	0.003
8	950.38	0.00139	1.322	0.002
7	950.38	0.00112	1.065	0.001
6	950.38	0.00087	0.825	0.001
5	950.38	0.00064	0.605	0.000
4	950.38	0.00043	0.410	0.000
3	950.38	0.00026	0.245	0.000
2	950.38	0.00012	0.118	0.000
1	950.38	0.00004	0.033	0.000
Σ	38404.62	0.17635	170.021	1.018

Etkin kesit rijitliklerine bağlı olarak elde edilen spektral ivme ve yerdeğiştirme değerleri ve buna bağlı olarak tepe yerdeğiştirme istemi,

$$T_x = 4.76s$$

$$\omega^2 = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 = \left(\frac{2\pi}{4.76} \right)^2 = 1.742(rad / s)^2$$

$$S_{ae1} = 1.353 \frac{m}{s^2} \text{ (Şekil 4.2'den)}$$

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} = \frac{1.353}{1.742} = 0.777m$$

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1}$$

$$C_{R1} = 1 \text{ (} T=4.76s > T_B = 0.40s \text{)}$$

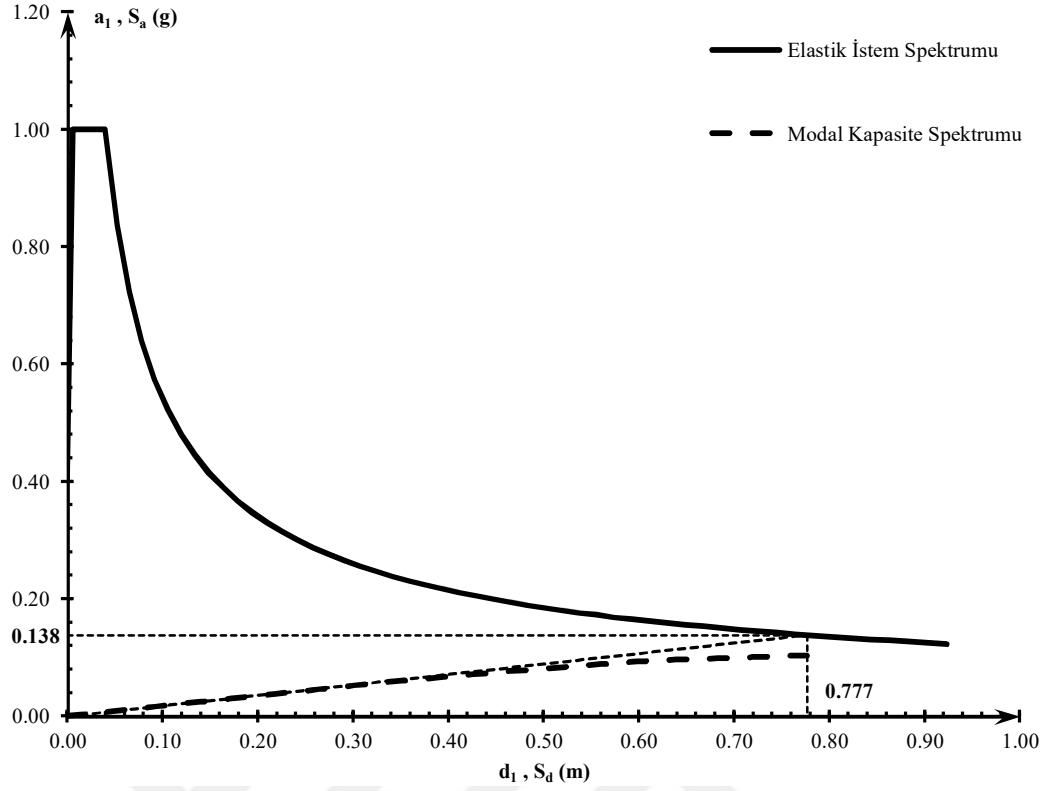
$$S_{di1} = 1 \times 0.777 = 0.777m$$

$$S_{di1} = 0.771m$$

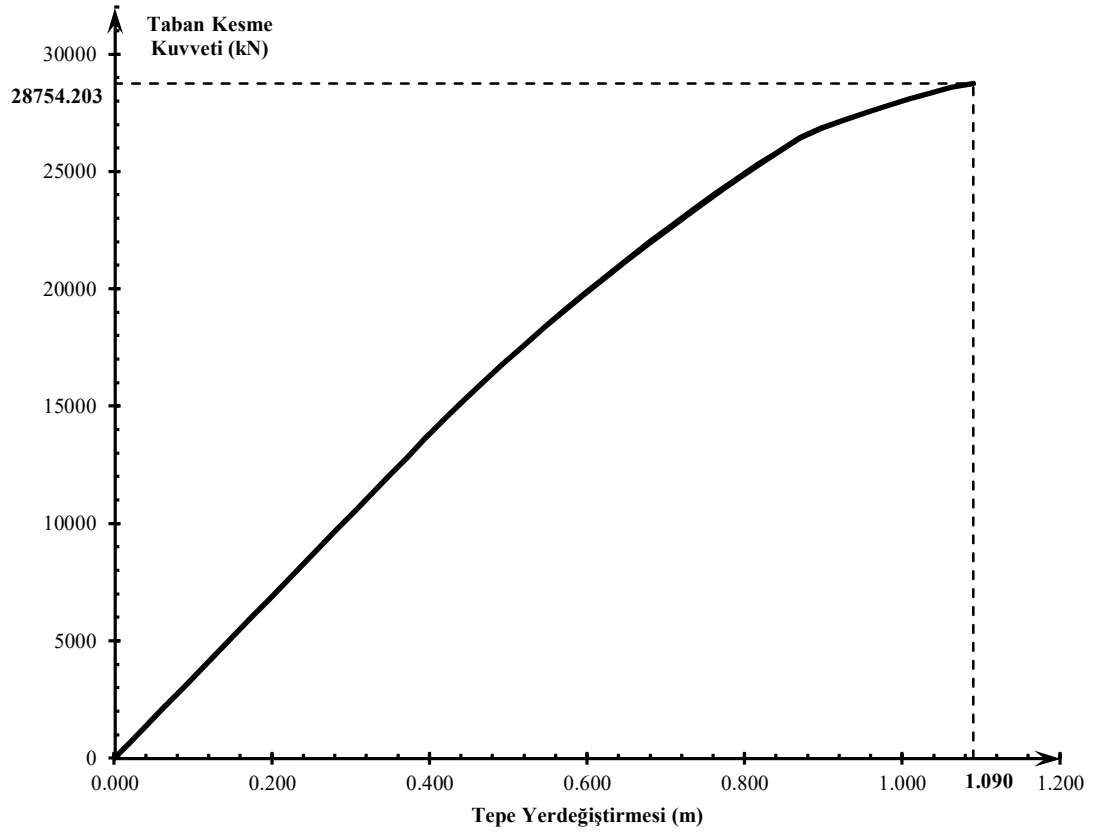
$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} = \frac{170.02}{1.018} = 167.014$$

$$u_{xN1}^{(p)} = 0.00840 \times 167.014 \times 0.777 = 1.090m$$

şeklinde elde edilir. Sistemin performans noktası ise Şekil 5.6'da gösterildiği gibi elde edilir. Sistem hedef deplasmanına 45. adıma 28754.203kN taban kesme kuvveti değeri ile ulaşmıştır (Şekil 5.7).



Şekil 5.6 : Performans noktasının belirlenmesi (H-0.50H).



Şekil 5.7 : Tepe yerdeğiştirmesi-Taban kesme kuvveti (H-0.50H).

5.4 H-0.75H Konumu

H-0.25H sistemi için elde edilen deprem yükleri,

$$T_x = 4.00s \quad S(T_x) = 2.5 \times \left(\frac{T_B}{T_x} \right)^{0.8} = 2.5 \times \left(\frac{0.40}{4.00} \right)^{0.8} = 0.396 \quad (T_x > T_b)$$

$$R_a(T_x) = R = 6 \quad (T > T_A)$$

$$V_{t,x} = W \frac{A_0 IS(T_x)}{R_a(T_x)} = 376747.65 \times \frac{0.40 \times 1.0 \times 0.396}{6} = 9946.14kN$$

$$0.10A_0IW = 0.10 \times 0.40 \times 1.0 \times 376747.65 = 15069.91kN$$

$$V_{t,x} = 9946.14kN < 15069.91kN \quad V_{t,x} = 15069.91kN$$

$$T_y = 3.10s \quad S(T_y) = 2.5 \times \left(\frac{T_B}{T_y} \right)^{0.8} = 2.5 \times \left(\frac{0.40}{3.10} \right)^{0.8} = 0.486 \quad (T_y > T_b)$$

$$R_a(T_y) = R = 6 \quad (T > T_A)$$

$$V_{t,y} = W \frac{A_0 IS(T_y)}{R_a(T_y)} = 376747.65 \times \frac{0.40 \times 1.0 \times 0.486}{6} = 12206.62kN$$

$$0.10A_0IW = 0.10 \times 0.40 \times 1.0 \times 376747.65 = 15069.91kN$$

$$V_{t,y} = 12206.62kN < 15069.91kN \quad V_{t,y} = 15069.91kN$$

şeklinde. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvveti, bina düzensiz kabul edilerek, Mod Birleştirme Yöntemi sonucu bulunan taban kesme kuvveti ile kıyas edilir ise büyütme katsayısı,

$$V_{tB,x} = 8969.20kN$$

$$V_{tB,y} = 12205.07kN$$

$$B_{D,x} = \frac{\beta V_{t,x}}{V_{tB,x}} B_{B,x} = \frac{0.90 \times 15069.91}{\underbrace{8969.20}_{1.512}} B_{B,x}$$

$$B_{D,x} = 1.512 B_{B,x}$$

$$B_{D,y} = \frac{\beta V_{t,y}}{V_{tB,y}} B_{B,y} = \frac{0.90 \times 15069.91}{\underbrace{12205.07}_{1.111}} B_{B,y}$$

$$B_{D,y} = 1.111 B_{B,y}$$

şeklinde elde edilir. 0.33H-0.66H sisteminde yapıldığı gibi bu sistem için de elde edilen taban kesme kuvveti itme analizi ile uyumluluk adına X ve Y doğrultusundaki doğal titreşim modu genlikleri ve kat kütleleri ile uyumlu şekilde sisteme dağıtılmıştır. Etkitilen yükler Çizelge 5.25'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.25 : Kat kesme kuvvetleri (H-0.75H).

Kat	Kot (m)	d_{fx1}	d_{fy1}	m_i (ton)	w_i (kN)	$w_i d_{fx1}$	$w_i d_{fy1}$	F_{xi}	F_{yi}
40	160.00	0.017786	0.017840	1029.00	10094.45	179.54	180.08	777.99	763.35
39	156.00	0.017305	0.017413	1053.98	10339.53	178.93	180.04	775.33	763.17
38	152.00	0.016819	0.016979	950.38	9323.18	156.81	158.30	679.48	671.00
37	148.00	0.016329	0.016539	950.38	9323.18	152.24	154.20	659.69	653.61
36	144.00	0.015832	0.016092	950.38	9323.18	147.60	150.03	639.61	635.94
35	140.00	0.015330	0.015636	950.38	9323.18	142.92	145.78	619.33	617.92
34	136.00	0.014822	0.015172	950.38	9323.18	138.19	141.45	598.80	599.59
33	132.00	0.014311	0.014700	950.38	9323.18	133.42	137.05	578.16	580.93
32	128.00	0.013798	0.014219	950.38	9323.18	128.64	132.57	557.44	561.92
31	124.00	0.013286	0.013730	950.38	9323.18	123.87	128.01	536.75	542.60
30	120.00	0.012778	0.013234	1053.98	10339.53	132.12	136.83	572.50	580.01
29	116.00	0.012278	0.012731	1053.98	10339.53	126.95	131.63	550.10	557.97
28	112.00	0.011791	0.012222	950.38	9323.18	109.93	113.95	476.35	483.00
27	108.00	0.011326	0.011707	950.38	9323.18	105.59	109.15	457.57	462.65
26	104.00	0.010918	0.011188	950.38	9323.18	101.79	104.31	441.08	442.14
25	100.00	0.010441	0.010662	950.38	9323.18	97.34	99.40	421.81	421.35
24	96.00	0.009931	0.010131	950.38	9323.18	92.59	94.45	401.21	400.37
23	92.00	0.009396	0.009596	950.38	9323.18	87.60	89.47	379.60	379.23
22	88.00	0.008845	0.009059	950.38	9323.18	82.46	84.46	357.34	358.01
21	84.00	0.008282	0.008520	950.38	9323.18	77.21	79.43	334.59	336.70
20	80.00	0.007715	0.007983	950.38	9323.18	71.93	74.43	311.68	315.48
19	76.00	0.007150	0.007448	950.38	9323.18	66.66	69.44	288.86	294.34
18	72.00	0.006592	0.006916	950.38	9323.18	61.46	64.48	266.31	273.32
17	68.00	0.006048	0.006389	950.38	9323.18	56.39	59.57	244.34	252.49
16	64.00	0.005526	0.005868	950.38	9323.18	51.52	54.71	223.25	231.90
15	60.00	0.005034	0.005355	950.38	9323.18	46.93	49.93	203.37	211.63
14	56.00	0.004580	0.004853	950.38	9323.18	42.70	45.25	185.03	191.79
13	52.00	0.004178	0.004361	950.38	9323.18	38.95	40.66	168.79	172.34
12	48.00	0.003879	0.003884	950.38	9323.18	36.16	36.21	156.71	153.49
11	44.00	0.003500	0.003417	950.38	9323.18	32.63	31.86	141.40	135.04
10	40.00	0.003093	0.002964	950.38	9323.18	28.84	27.63	124.96	117.14
9	36.00	0.002673	0.002527	950.38	9323.18	24.92	23.56	107.99	99.87
8	32.00	0.002251	0.002110	950.38	9323.18	20.99	19.67	90.94	83.39
7	28.00	0.001836	0.001715	950.38	9323.18	17.12	15.99	74.17	67.78
6	24.00	0.001438	0.001347	950.38	9323.18	13.41	12.56	58.09	53.23
5	20.00	0.001067	0.001010	950.38	9323.18	9.95	9.42	43.11	39.91
4	16.00	0.000733	0.000708	950.38	9323.18	6.83	6.60	29.61	27.98
3	12.00	0.000447	0.000449	950.38	9323.18	4.17	4.19	18.06	17.74
2	8.00	0.000220	0.000237	950.38	9323.18	2.05	2.21	8.89	9.37
1	4.00	0.000065	0.000082	950.38	9323.18	0.61	0.76	2.63	3.24
Temel	0.00								
$\Sigma =$					376747.65	3129.96	3199.69	13562.92	13562.92

5.4.1 Eleman donatıları

Kiriş, kolon, perde ve dıştan destek kirişi ile ilgili donatılandırmalar sırasıyla aşağıda verilen çizelgelerde gösterilmiştir.

Çizelge 5.26 : H-0.75H sistemi için kiriş donatıları.

Açıklık Donatısı	Montaj Donatısı	Sol Mesnet	Sağ Mesnet	Etriye
8 ϕ 25(3928mm ²)	5 ϕ 22(1900mm ²)	7 ϕ 25(3437mm ²)	7 ϕ 25(3437mm ²)	ϕ 10/100-200

Çizelge 5.27 : H-0.75H sistemi için kolon donatıları.

Kolon Boyutu	Boyuna Donatı	Etriye
90/90	28 ϕ 20(8792mm ²)	Dış etriye ϕ 14/100-200+İç etriye ϕ 12/100-200
140/90	4 ϕ 25 Köşe (1964mm ²)+34 ϕ 22 (12920mm ²)	Dış etriye ϕ 20/100+İç etriye ϕ 16/100

Çizelge 5.28 : H konumundaki çubuk model çekme donatıları.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	A _s (mm ²)	Seçilen Donatı
1	410.18	1302.16	4 ϕ 22 (1520mm ²)
2	1607.36	5102.73	7 ϕ 32 (5628mm ²)
3	473.84	1504.25	4 ϕ 22 (1520mm ²)
4	296.67	941.81	4 ϕ 18 (1016mm ²)
5	2311.32	7337.52	10 ϕ 32 (8040mm ²)
6	1188.18	3772.00	8 ϕ 25 (3928mm ²)

Çizelge 5.29 : H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	β	b _w (mm)	w _{t,min} (mm)	w _{seçilen} (mm)
1	-817.72	1.00	500	51.31	1
2	-860.57	1.00	500	54.00	2
3	-732.67	1.00	500	45.97	3
4	-352.60	1.00	500	22.12	4
5	-1525.10	0.75	400	159.49	5
6	-2898.34	0.75	400	303.09	6

Çizelge 5.30 : 0.75H konumundaki çubuk model çekme donatıları.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	A _s (mm ²)	Seçilen Donatı
1	1695.94	5383.94	7 ϕ 32 (5628mm ²)
2	3980.90	12637.78	16 ϕ 32 (12864mm ²)
3	1379.16	4378.29	6 ϕ 32 (4824mm ²)
4	706.99	2244.41	5 ϕ 25 (2455mm ²)
5	6143.90	19504.44	26 ϕ 32 (20904mm ²)
6	4854.15	15410.00	20 ϕ 32 (16080mm ²)

Çizelge 5.31 : 0.75H konumundaki basınç çubukları için genişlikler.

Çubuk No	Kuvvet (kN)	β	b_w (mm)	$w_{t,min}$ (mm)	$w_{seçilen}$ (mm)
1	-2159.00	1.00	500	135.47	1
2	-3056.97	1.00	500	191.81	2
3	-1685.62	1.00	500	105.76	3
4	-834.34	1.00	500	52.35	4
5	-5119.40	0.75	400	535.36	5
6	-6762.91	0.75	400	707.23	6

5.4.2 İtme analizi

Etkin kesit rijitliklerine göre elde edilen birinci mod genlikleri ile kütlelerin çarpımı sonucu hesaplanan yük dağılımı Çizelge 5.32’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.32 : Eşdeğer deprem yükü dağılımı (H-0.75H).

Kat	m_i	Φ_{x1}	$m_i \Phi_{x1}$	$m_i \Phi_{x1}^2$
40	1029.00	0.00795	8.182	0.065
39	1053.98	0.00786	8.283	0.065
38	950.38	0.00776	7.375	0.057
37	950.38	0.00765	7.273	0.056
36	950.38	0.00754	7.164	0.054
35	950.38	0.00742	7.050	0.052
34	950.38	0.00729	6.931	0.051
33	950.38	0.00717	6.809	0.049
32	950.38	0.00704	6.688	0.047
31	950.38	0.00691	6.568	0.045
30	1053.98	0.00679	7.157	0.049
29	1053.98	0.00668	7.044	0.047
28	950.38	0.00655	6.223	0.041
27	950.38	0.00639	6.068	0.039
26	950.38	0.00620	5.890	0.037
25	950.38	0.00599	5.694	0.034
24	950.38	0.00577	5.480	0.032
23	950.38	0.00553	5.251	0.029
22	950.38	0.00527	5.008	0.026
21	950.38	0.00500	4.756	0.024
20	950.38	0.00473	4.493	0.021
19	950.38	0.00444	4.223	0.019
18	950.38	0.00415	3.947	0.016
17	950.38	0.00386	3.667	0.014
16	950.38	0.00356	3.382	0.012
15	950.38	0.00326	3.096	0.010

Çizelge 5.32 (devam) : Eşdeğer deprem yükü dağılımı (H-0.75H).

Kat	m_i	Φ_{x1}	$m_i \Phi_{x1}$	$m_i \Phi_{x1}^2$
14	950.38	0.00296	2.811	0.008
13	950.38	0.00266	2.527	0.007
12	950.38	0.00236	2.246	0.005
11	950.38	0.00207	1.969	0.004
10	950.38	0.00179	1.700	0.003
9	950.38	0.00152	1.440	0.002
8	950.38	0.00125	1.191	0.001
7	950.38	0.00101	0.955	0.001
6	950.38	0.00078	0.737	0.001
5	950.38	0.00057	0.538	0.000
4	950.38	0.00038	0.363	0.000
3	950.38	0.00023	0.217	0.000
2	950.38	0.00011	0.104	0.000
1	950.38	0.00003	0.029	0.000
Σ	38404.450	0.176	170.528	1.024

Etkin kesit rijitliklerine bağlı olarak elde edilen spektral ivme ve yerdeğiştirme değerleri ve buna bağlı olarak tepe yerdeğiştirme istemi,

$$T_x = 5.158s$$

$$\omega^2 = \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 = \left(\frac{2\pi}{5.158} \right)^2 = 1.484 (rad / s)^2$$

$$S_{ae1} = 1.269 \frac{m}{s^2} \text{ (Şekil 4.2'den)}$$

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} = \frac{1.269}{1.484} = 0.855m$$

$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1}$$

$$C_{R1} = 1 \text{ (} T=5.158s > T_B = 0.40s \text{)}$$

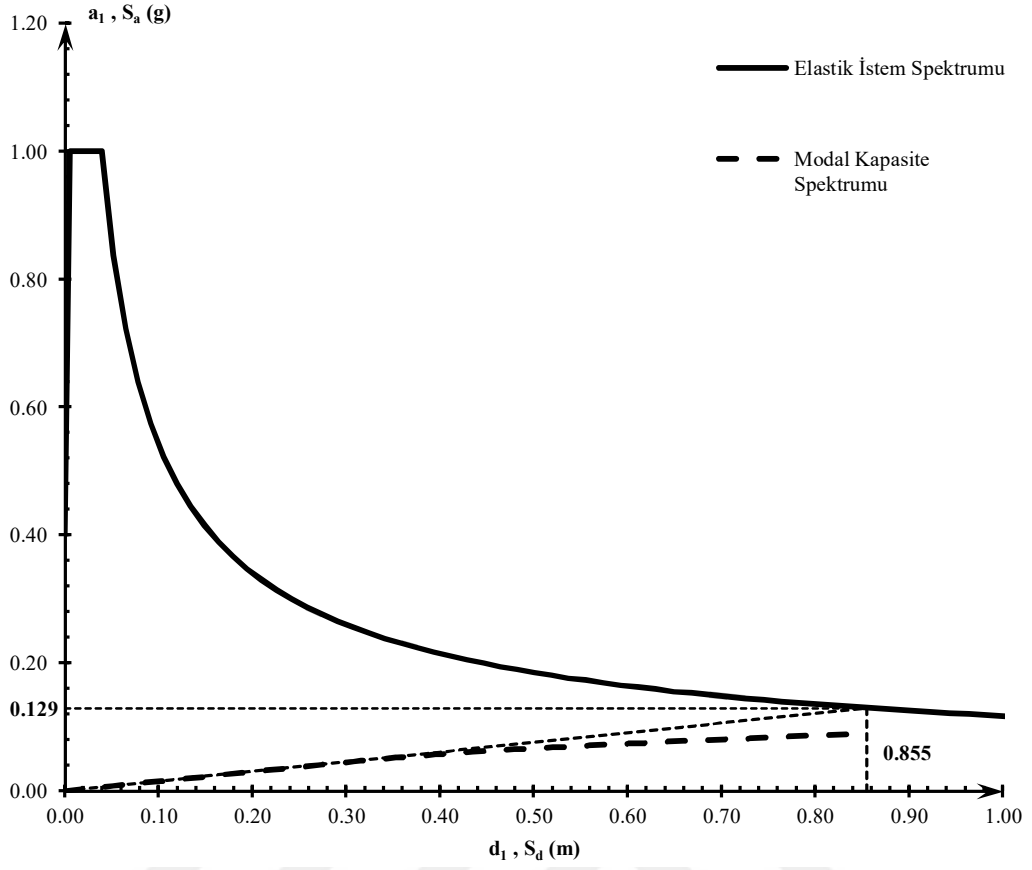
$$S_{di1} = 1 \times 0.855 = 0.855m$$

$$S_{di1} = 0.855m$$

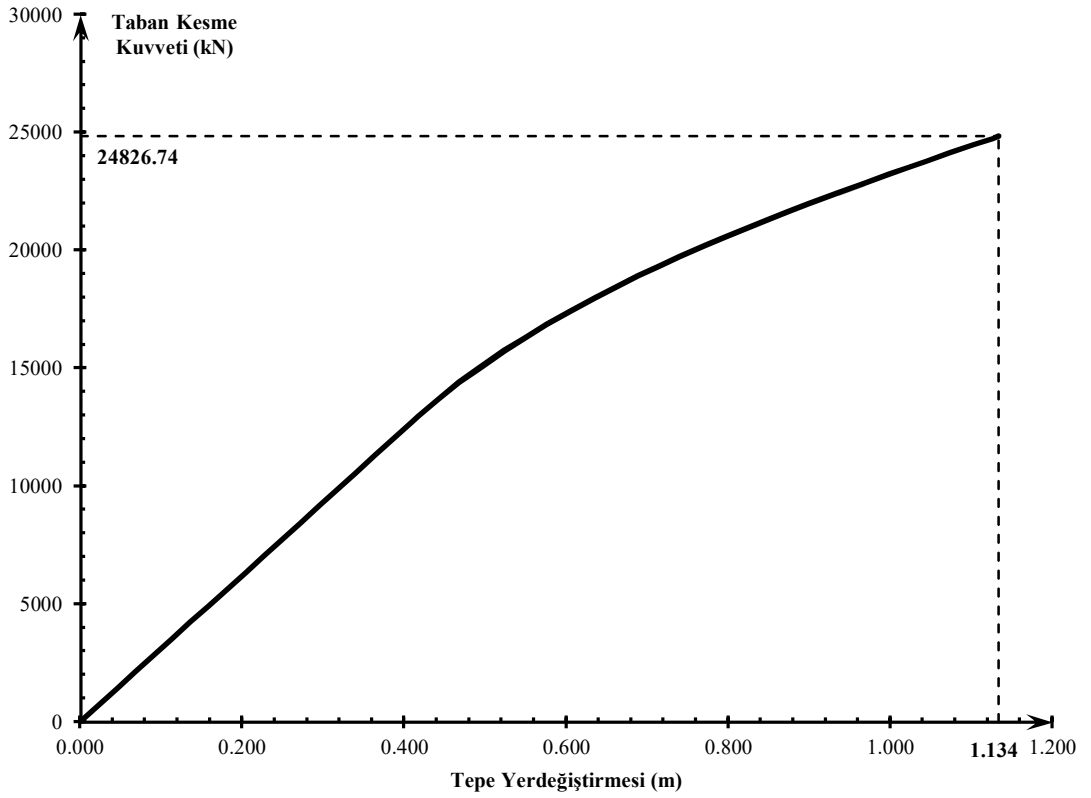
$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_1} = \frac{170.528}{1.024} = 166.531$$

$$u_{xN1}^{(p)} = 0.00795 \times 166.531 \times 0.855 = 1.131m$$

şeklinde elde edilir. Sistemin performans noktası ise Şekil 5.8'de gösterildiği gibi elde edilir. Sistem hedef deplasmanına 46. adımda 24826.74kN taban kesme kuvveti değeri ile ulaşmıştır (Şekil 5.9).



Şekil 5.8 : Performans noktasının belirlenmesi (H-0.75H).



Şekil 5.9 : Tepe yerdeğiştirmesi-Taban kesme kuvveti (H-0.75H).

5.5 Analiz Sonuçlarının Kıyaslanması

Beş model için yapılan analizler doğrusal ve doğrusal olmayan hesap sonuçları olmak üzere iki aşamada kıyaslanmıştır.

5.5.1 Doğrusal hesap sonuçlarının kıyaslanması

5.5.1.1 X doğrultusu doğal titreşim periyotları

Doğrusal hesap sonuçlarından ilk olarak sistem X doğrultusu titreşim periyotları kıyaslanmıştır. Elde edilen periyot değerleri Çizelge 5.33'te gösterilmiştir.

Çizelge 5.33 : X doğrultusu doğal titreşim periyotları.

Model	Periyot (s)
0.33H-0.66H	3.454
0.25H-0.75H	3.538
H-0.25H	3.703
H-0.50H	3.740
H-0.75H	4.000

Tüm modellerin kütlelerinin aynı olduğu göz önüne alınır ise periyot değerleri sistem rijitliği açısından anlamlıdır. Modeller içinde en rijit olanı 0.33H-0.66H iken en esnek olanı ise H-0.75H modeli olarak elde edilmiştir. Dıştan destek sisteminin rijitliğinin; destek kolonlarının temele olan mesafesi ve enkesiti ile doğru orantılı olarak arttığı düşünülürse, dıştan destek kirişinin yukarı doğru konumlandırıldığı modellerde periyot değerinin büyümesi doğal bir sonuç olarak ortaya çıkmaktadır.

5.5.1.2 Kat ötelemelerinin kıyaslanması

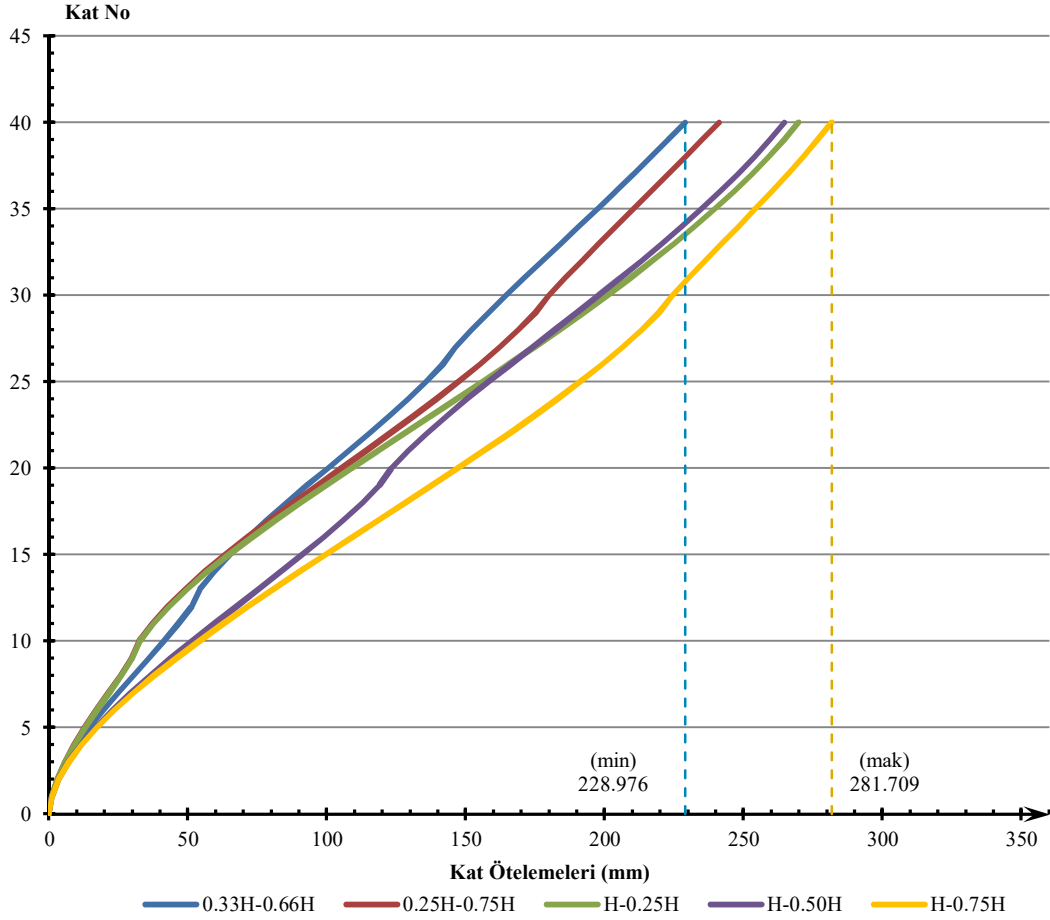
Tüm sistemlerden elde edilen kat ötelemeleri Çizelge 5.34'te ve Şekil 5.10'da gösterilmiştir.

Çizelge 5.34 : Doğrusal hesaba göre kat ötelemeleri kıyaslaması.

Kat	Kat Ötelemeleri (mm)				
	0.33H-0.66H	0.25H-0.75H	H-0.25H	H-0.50H	H-0.75H
40	228.976	241.042	269.733	264.532	281.709
39	222.775	234.999	264.618	259.382	276.659
38	216.508	228.902	258.928	253.722	271.294
37	210.172	222.756	252.849	247.719	265.732
36	203.759	216.561	246.406	241.400	260.002
35	197.270	210.332	239.605	234.774	254.134

Çizelge 5.34 (devam) : Doğrusal hesaba göre kat ötelemeleri kıyaslaması.

Kat	Kat Ötelemeleri (mm)				
	0.33H-0.66H	0.25H-0.75H	H-0.25H	H-0.50H	H-0.75H
34	190.718	204.092	232.462	227.863	248.167
33	184.126	197.880	224.994	220.691	242.152
32	177.524	191.740	217.220	213.284	236.143
31	170.956	185.712	209.160	205.676	230.189
30	164.475	179.898	200.835	197.900	224.397
29	158.145	175.005	192.267	189.996	219.482
28	152.019	168.862	183.481	182.010	213.279
27	146.223	162.113	174.503	173.993	206.424
26	141.524	154.888	165.360	166.003	199.046
25	135.565	147.246	156.082	158.107	191.196
24	129.077	139.260	146.701	150.382	182.944
23	122.215	131.003	137.251	142.918	174.352
22	115.057	122.543	127.771	135.812	165.477
21	107.703	113.948	118.302	129.147	156.372
20	100.253	105.284	108.888	123.102	147.086
19	92.805	96.620	99.581	118.777	137.666
18	85.463	88.024	90.435	112.718	128.155
17	78.334	79.572	81.514	105.991	118.596
16	71.534	71.344	72.886	98.799	109.032
15	65.188	63.428	64.633	91.231	99.505
14	59.399	55.921	56.846	83.398	90.058
13	54.368	48.932	49.628	75.404	80.735
12	51.194	42.583	43.097	67.346	71.584
11	46.456	36.977	37.354	59.313	62.653
10	41.259	32.320	32.603	51.395	53.997
9	35.836	29.708	29.957	43.675	45.673
8	30.302	25.672	25.869	36.243	37.747
7	24.806	21.373	21.523	29.188	30.292
6	19.491	17.057	17.167	22.608	23.390
5	14.502	12.863	12.940	16.609	17.135
4	9.989	8.965	9.015	11.309	11.637
3	6.107	5.541	5.569	6.839	7.020
2	3.025	2.775	2.787	3.349	3.429
1	0.917	0.852	0.855	1.000	1.021

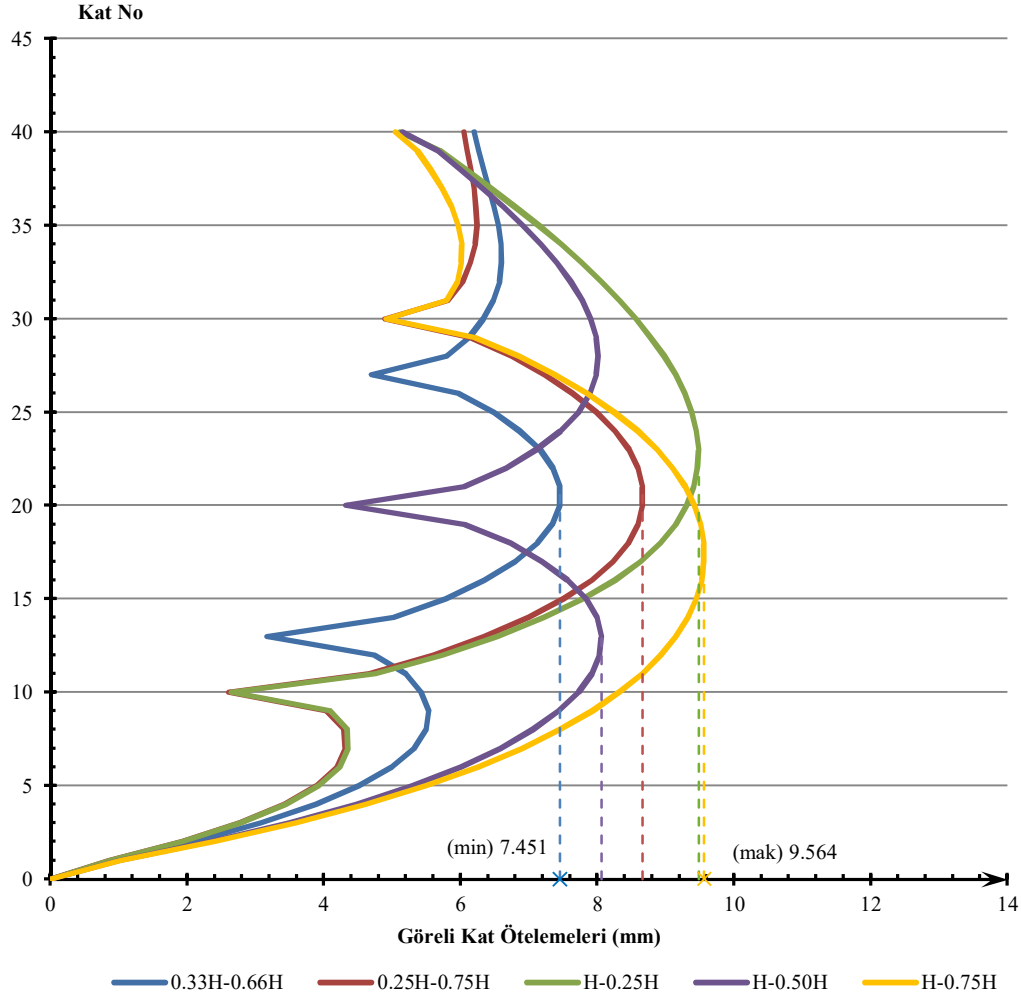


Şekil 5.10 : Doğrusal hesaba göre kat ötelemeleri kıyaslaması.

Sonuçların 3. Bölüm’de basitleştirilmiş modeller üzerinde elde edilen teorik sonuçlarla uyumlu elde edildiği görülmüştür. Tepe yerdeğiştirmeleri, destek kirişleri sistemin orta bölgesine konumlandırılan 0.33H-0.66H modelinde en az iken, sistem en üst noktasına yakın konumlandırılan H-0.75H modelinde en yüksek olarak elde edilmiştir. Teorik sonuçlara paralel olarak, H-0.25H modeli tepe yerdeğiştirmesi değerinin destek sistemi rijitliğinin tersi şekilde yüksek olduğu görülmüştür. Genel olarak tüm modellerde dıştan destek kirişlerinin bulunduğu katlarda, ciddi rijitlik artışından ötürü kat ötelemeleri grafiğinin eğimi artmış ve içeri çekilmiştir. Tüm sistemlerin aynı taban kesme kuvveti ile tasarlandığı göz önüne alınır ise sadece dıştan destek kirişinin konumunun değiştirilmesi ile sistem tepe yerdeğiştirmesi değerinin %20 dolaylarında değişebildiği sonucu elde edilmiştir. Tepe yerdeğiştirmesi bakımından 0.33H-0.66H sisteminin en iyi sonucu verdiği görülse de, binalar için katlar arası ötelenme farkı olan görelî kat ötelemelerinin incelenmesi daha anlamlı olacaktır. Tüm sistemler için elde edilen görelî kat ötelemeleri Çizelge 5.35’te ve Şekil 5.11’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.35 : Doğrusal hesaba göre görelî kat ötelemeleri kıyaslaması.

Kat	Görelî Kat Ötelemeleri (mm)				
	0.33H-0.66H	0.25H-0.75H	H-0.25H	H-0.50H	H-0.75H
40	6.201	6.043	5.115	5.150	5.050
39	6.267	6.097	5.690	5.660	5.365
38	6.336	6.146	6.079	6.003	5.562
37	6.414	6.195	6.443	6.319	5.730
36	6.489	6.229	6.801	6.626	5.868
35	6.552	6.240	7.143	6.911	5.967
34	6.593	6.212	7.468	7.172	6.015
33	6.601	6.140	7.774	7.407	6.009
32	6.568	6.028	8.060	7.608	5.954
31	6.481	5.814	8.325	7.776	5.792
30	6.330	4.893	8.568	7.904	4.915
29	6.126	6.143	8.786	7.986	6.203
28	5.796	6.749	8.978	8.017	6.855
27	4.699	7.225	9.143	7.990	7.378
26	5.960	7.642	9.278	7.896	7.850
25	6.488	7.986	9.381	7.725	8.252
24	6.862	8.257	9.450	7.464	8.592
23	7.158	8.460	9.480	7.106	8.875
22	7.354	8.595	9.469	6.665	9.105
21	7.451	8.664	9.414	6.045	9.286
20	7.448	8.664	9.307	4.325	9.420
19	7.342	8.596	9.146	6.059	9.511
18	7.129	8.452	8.921	6.727	9.559
17	6.800	8.228	8.628	7.192	9.564
16	6.346	7.916	8.253	7.568	9.527
15	5.789	7.507	7.787	7.833	9.447
14	5.031	6.989	7.218	7.994	9.323
13	3.174	6.349	6.531	8.058	9.151
12	4.739	5.606	5.743	8.033	8.931
11	5.196	4.657	4.751	7.918	8.656
10	5.424	2.612	2.646	7.720	8.324
9	5.533	4.036	4.088	7.432	7.926
8	5.497	4.299	4.346	7.055	7.455
7	5.315	4.316	4.356	6.580	6.902
6	4.989	4.194	4.227	5.999	6.255
5	4.513	3.898	3.925	5.300	5.498
4	3.882	3.424	3.446	4.470	4.617
3	3.082	2.766	2.782	3.490	3.591
2	2.108	1.923	1.932	2.349	2.408
1	0.917	0.852	0.855	1.000	1.021



Şekil 5.11 : Doğrusal hesaba göre görel kat ötelemeleri kıyaslaması.

Elde edilen sonuçlara göre maksimum görel kat ötelemesi değerinin en az olduğu sistemin 7.451mm ile 0.33H-0.66H olduğu görülmüştür. Ayrıca H-0.50H modeli değerlerinin diğer modellere göre daha az olduğu, görel kat ötelemeleri açısından iyi performans gösterdiği söylenebilir. 0.25H-0.75H modeli tepe deplasmanı değeri açısından 0.33H-0.66H haricindeki modellere kıyasla iyi performans göstermiş olmasına rağmen, görel kat ötelemeleri açısından aynı performansı sergileyememiştir. H-0.25H ve H-0.75H modellerinin ise benzer performans gösterdiği görülmüştür.

Sadece destek katlarındaki değerler incelendiğinde sonuçların destek sistemlerinin rijitliği ile orantılı olarak değiştiği görülmüştür. Buna göre en uygun sonuçlar 0.25H-0.75H ve H-0.25H modellerinde temele yakın konumlandırılan destek katları için elde edilmiştir.

Doğrusal hesap ile elde edilen yerdeğiştirme sonuçları bir bütün olarak incelendiğinde 0.33H-0.66H modelinin en uygun sonuçları verdiği görülmüştür.

5.5.1.3 Perde iç kuvvetlerinin kıyaslanması

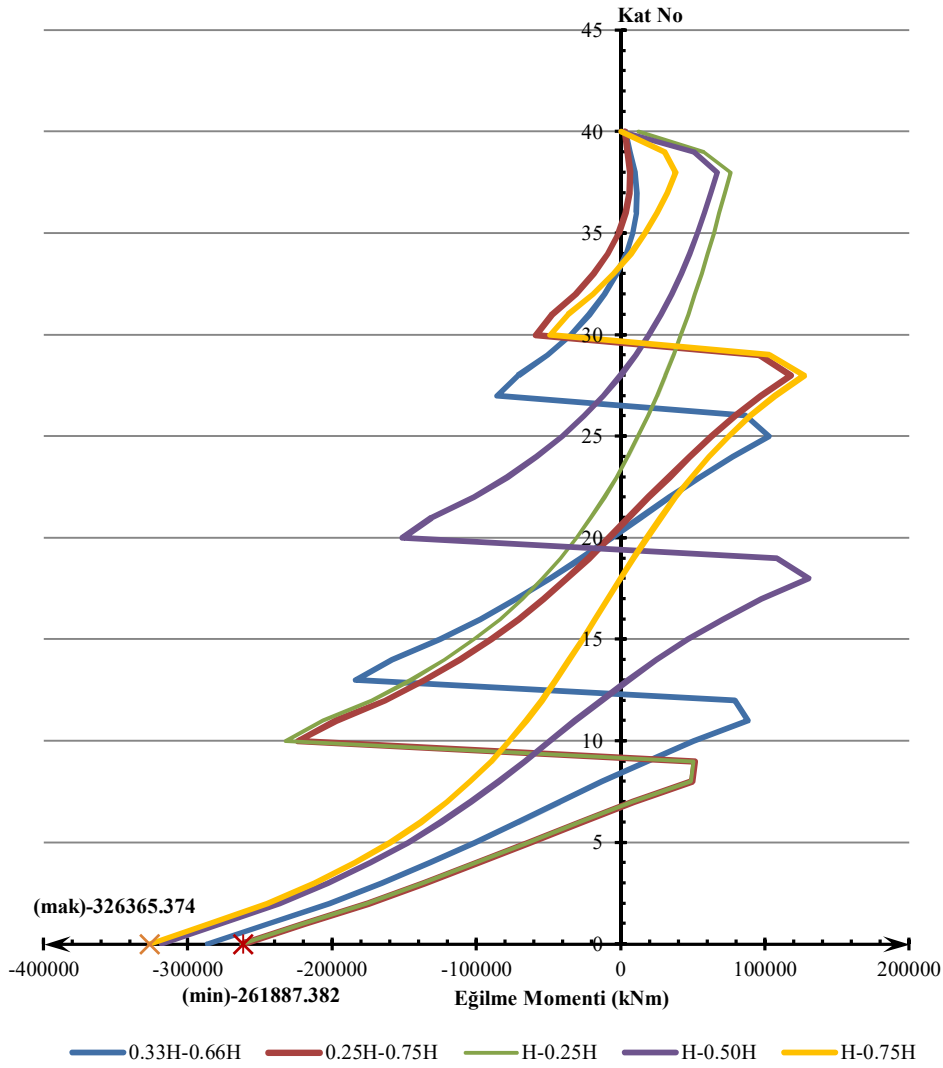
Tüm sistemler için elde edilen perde eğilme momentleri Çizelge 5.36 ve Şekil 5.12’de gösterilmiştir.

Çizelge 5.36 : Perde eğilme momentlerinin kıyaslanması.

Kat	Perde Eğilme Momenti (kNm) (Perde alt ucu)				
	0.33H-0.66H	0.25H-0.75H	H-0.25H	H-0.50H	H-0.75H
40	6578.313	4800.997	57595.578	50787.576	30348.732
39	10018.323	6503.290	76166.725	66767.067	37934.067
38	11465.899	6030.519	72109.176	62474.942	32166.017
37	10840.977	3275.490	68322.218	58095.754	25251.803
36	8266.987	-1723.028	64361.767	53217.884	16845.325
35	3772.020	-9024.4373	60243.433	47822.684	6801.579
34	-2672.939	-18789.514	55936.765	41838.818	-5131.931
33	-11161.082	-31119.402	51422.046	35190.828	-19121.895
32	-21850.051	-47532.660	46678.452	27786.569	-36730.768
31	-35002.714	-58930.180	41683.837	19514.452	-48970.392
30	-50812.557	96198.799	36413.393	10239.023	103341.286
29	-71001.571	117917.676	30838.619	-203.921	127248.055
28	-85738.452	96974.741	24925.806	-12013.482	106697.599
27	86571.262	79202.379	18634.444	-25430.915	89742.904
26	102597.514	62869.175	11915.305	-40749.420	74654.326
25	77222.645	47706.226	4708.456	-58320.688	61189.958
24	54969.057	33333.170	-3059.427	-78617.263	49012.801
23	33827.820	19432.486	-11477.936	-101987.683	37866.357
22	13383.682	5704.632	-20656.611	-130941.732	27531.424
21	-6925.790	-8139.698	-30729.220	-151358.319	17820.851
20	-27621.897	-22391.307	-41859.225	108703.858	8571.099
19	-49241.180	-37353.439	-54245.647	130180.658	-364.406
18	-72348.441	-53352.978	-68131.061	97536.610	-9121.183
17	-97605.968	-70752.666	-83810.344	70590.875	-17829.639
16	-125550.000	-89965.739	-101642.861	46490.268	-26620.824
15	-158787.352	-111467.581	-122062.044	24802.425	-35632.276
14	-183805.194	-135861.338	-145640.437	4909.242	-45014.053
13	79421.464	-163655.455	-172860.669	-13701.265	-54936.589
12	88087.148	-197451.005	-206350.792	-31507.699	-65602.334
11	50456.860	-223654.751	-232179.395	-48967.457	-77227.385
10	17848.215	51281.351	50196.825	-66536.880	-90055.183
9	-12873.209	49617.233	48579.942	-84695.776	-104367.788
8	-42369.591	8794.034	7653.483	-103929.589	-120497.370
7	-71537.697	-27814.097	-28992.948	-124756.387	-138839.089

Çizelge 5.36 (devam) : Perde eğilme momentlerinin kıyaslanması.

Kat	Perde Eğilme Momenti (kNm) (Perde alt ucu)				
	0.33H-0.66H	0.25H-0.75H	H-0.25H	H-0.50H	H-0.75H
6	-101214.163	-63566.772	-64771.371	-147748.730	-159866.733
5	-132260.189	-99306.807	-100524.513	-173553.249	-184149.050
4	-165606.412	-136184.429	-137407.865	-202934.615	-212390.603
3	-202188.816	-175262.238	-176487.281	-236701.751	-245355.078
2	-243853.266	-218452.995	-219679.193	-276643.868	-284808.208
1	-286524.733	-261887.382	-263109.985	-318442.131	-326365.374



Şekil 5.12 : Perde eğilme momenti diyagramları (Perde alt ucu).

Tablo ve grafikte gösterilen sonuçlara göre perde devrilme momentinin en az olduğu sistemler 0.25H-0.75H ve H-0.25H olarak elde edilmiştir. Sonuçlar, Bölüm 3 içinde teorik inceleme baz alınarak aktarılan; perde devrilme momenti azaltması bakımından destek sisteminin bina alt katlarında konumlandırılması önerisi ile uyşmaktadır. Ayrıca yine teorik sonuçlar ile elde edilen; destek sisteminin bina

içinde üst katlara konumlandırılmasıyla perde devrilme momentinin artacağı bilgisinin diğer sistem sonuçları ile uyumlu olduğu görülmüştür. Özellikle destek sistemi bina orta katlarına ve üst katlarına yakın konumlandırılan 0.33H-0.66H, H-0.50H ve H-0.75H sistemlerinden elde edilen perde devrilme momentlerinin bu bilgi ile paralel şekilde daha büyük değerler aldığı görülmüştür. Tüm sistemler ele alındığında destek kirişlerinin konumu değiştirilerek perde devrilme momentinde %20’lik azaltma elde edilebildiği belirlenmiştir.

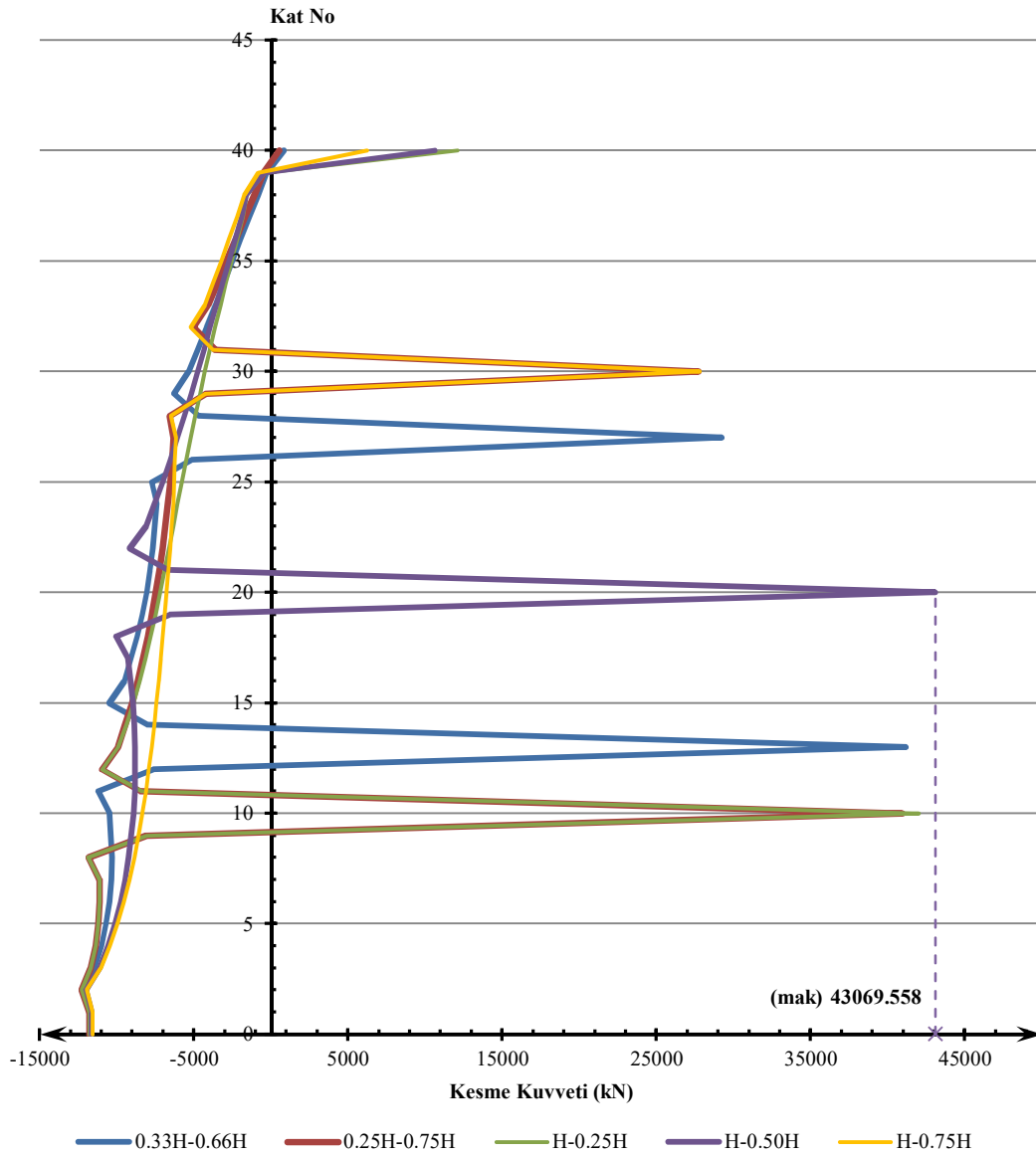
Perde eğilme momentlerinin haricinde dıştan destekli sistemlerin bulundukları katlardan perdeye aktardıkları kesme kuvvetlerinin de kıyaslanması gerekmektedir. Çizelge 5.37 ve Şekil 5.13’te kesme kuvveti değerleri gösterilmiştir.

Çizelge 5.37 : Perde kesme kuvvetlerinin kıyaslanması.

Kat	Perde Kesme Kuvveti (kN) (Perde alt ucu)				
	0.33H-0.66H	0.25H-0.75H	H-0.25H	H-0.50H	H-0.75H
40	800.931	530.435	12104.622	10605.401	6231.223
39	-294.414	-492.217	-383.349	-481.948	-819.853
38	-846.159	-1075.083	-1563.549	-1603.108	-1761.039
37	-1433.001	-1690.114	-1838.917	-1926.415	-2212.687
36	-1992.205	-2288.845	-2220.047	-2344.009	-2728.221
35	-2539.895	-2886.535	-2584.439	-2749.853	-3247.335
34	-3081.657	-3498.277	-2943.242	-3155.104	-3789.766
33	-3624.893	-4098.883	-3293.259	-3558.468	-4326.482
32	-4176.651	-5031.885	-3634.426	-3961.665	-5197.976
31	-4753.540	-3646.319	-3966.622	-4366.668	-3772.191
30	-5328.116	27717.739	-4289.934	-4776.012	27784.772
29	-6271.359	-4235.879	-4604.555	-5192.791	-4215.360
28	-4698.984	-6589.183	-4910.896	-5620.839	-6517.408
27	29250.730	-6323.037	-5209.574	-6064.841	-6184.632
26	-5190.983	-6433.325	-5501.478	-6530.781	-6231.120
25	-7731.739	-6544.143	-5787.735	-7024.915	-6276.332
24	-7417.474	-6688.951	-6069.843	-7567.548	-6351.679
23	-7530.766	-6855.848	-6349.661	-8116.729	-6443.104
22	-7659.753	-7043.261	-6629.530	-9200.183	-6546.749
21	-7844.665	-7250.133	-6912.335	-6669.300	-6659.017
20	-8075.930	-7476.931	-7201.689	43069.558	-6777.490
19	-8356.283	-7725.436	-7501.898	-6596.221	-6900.583
18	-8689.228	-7998.754	-7818.325	-10062.866	-7027.446
17	-9093.012	-8301.472	-8157.378	-9269.511	-7158.042
16	-9528.005	-8640.106	-8527.131	-9103.113	-7293.132
15	-10501.508	-9022.166	-8936.409	-8943.056	-7434.312
14	-7992.969	-9469.465	-9408.418	-8847.098	-7584.032
13	41192.588	-9946.557	-9907.649	-8796.881	-7746.009
12	-7649.081	-10963.001	-10955.765	-8790.850	-7926.103

Çizelge 5.37 (devam) : Perde kesme kuvvetlerinin kıyaslanması.

Kat	Perde Kesme Kuvveti (kN) (Perde alt ucu)				
	0.33H-0.66H	0.25H-0.75H	H-0.25H	H-0.50H	H-0.75H
11	-11225.016	-8476.591	-8418.908	-8828.251	-8124.643
10	-10459.951	40938.270	42002.100	-8911.189	-8344.330
9	-10368.296	-8118.777	-8066.101	-9045.737	-8589.554
8	-10311.216	-11843.241	-11863.741	-9231.222	-8866.268
7	-10353.500	-11132.264	-11137.206	-9471.342	-9182.103
6	-10481.504	-11133.973	-11136.862	-9772.823	-9546.769
5	-10699.889	-11192.560	-11193.147	-10144.602	-9971.881
4	-11020.530	-11385.578	-11385.017	-10603.619	-10476.677
3	-11435.363	-11686.180	-11685.164	-11145.308	-11058.480
2	-12157.891	-12297.889	-12297.266	-11995.272	-11946.759
1	-11698.959	-11770.320	-11769.002	-11613.171	-11589.339



Şekil 5.13 : Perde kesme kuvveti diyagramları (Perde alt ucu).

Bölüm 3 içinde bahsedilen; destek kirişinin alt ve üst başlıklarında düşey kuvvet çiftini dengelemek için oluşan yatay kuvvet çiftinin, perde kesme kuvveti diyagramlarında anî değişimlere sebep olduğu görülmüştür. Benzer şekilde teorik sonuçlara uyumlu olarak bu değişimin destek katıyla sınırlı kaldığı, diğer katlarda anî değişime yol açacak kesme kuvvetlerinin oluşmadığı belirlenmiştir. Özellikle alt katlara doğru kat kesme kuvvetlerinin ve destek sistemi rijitliğinin artması ile uyumlu şekilde 0.25H, 0.33H ve 0.50H konumlarında bu anî kesme kuvveti değişiminin oldukça fazla olduğu görülmüştür. Kesme kırılmasının gevrek olduğu göz önüne alındığında bu anî değişimin çekirdek perde açısından sakıncalı olacağı, literatürdeki çalışmalarda dikkat çekildiği üzere [4], perde içinde yük aktarımına uygun donatı konfigürasyonunun oluşturulması gerektiği yorumunun elde edilen sonuçlarca desteklendiği görülmüştür.

5.5.2 Doğrusal olmayan hesap sonuçlarının kıyaslanması

Doğrusal olmayan hesap sonuçları ile ilgili kıyaslamalar sistemlerin taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmeleri üzerinden yapılmıştır. Kapasite eğrileri ilk olarak sistemlerin performans noktalarına kadar, ikinci olarak yapabilecekleri maksimum tepe deplasmanı değerine kadar itilerek elde edilmiştir.

5.5.2.1 Performans noktası için kıyaslama

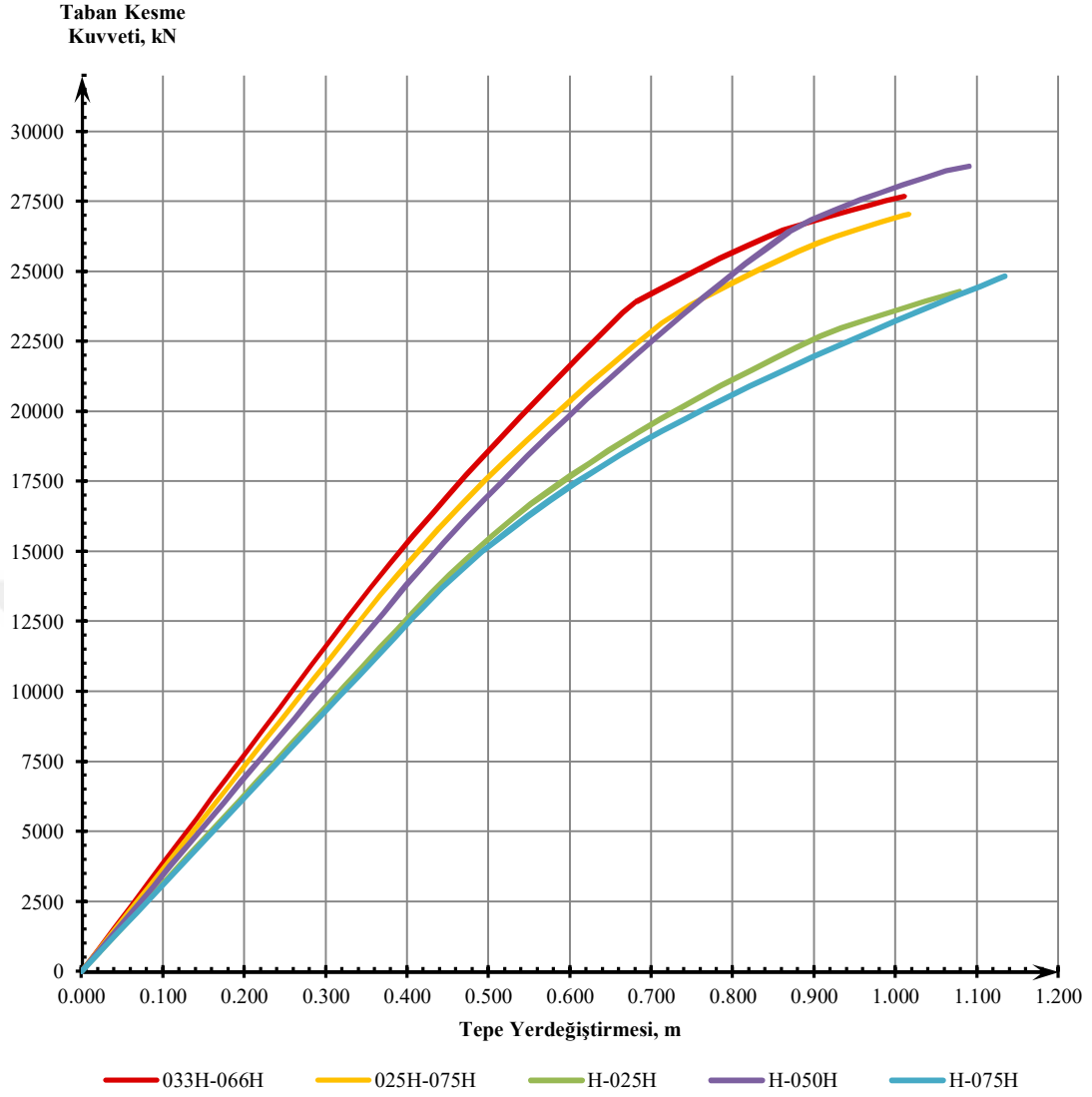
Tüm modeller için performans noktasına kadar itme analizi sonucu elde edilen taban kesme kuvveti-tepe yerdeğiştirmesi değerleri Çizelge 5.38’de ve Şekil 5.14’te gösterilmiştir.

Çizelge 5.38 : Taban kesme kuvveti-Tepe yerdeğiştirmeleri.

Adım	0.33H-0.66H		0.25H-0.75H		H-0.25H		H-0.50H		H-0.75H	
	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.020	783.796	0.020	744.528	0.022	680.363	0.022	753.386	0.023	703.730
2	0.040	1567.591	0.041	1489.055	0.043	1360.725	0.044	1506.772	0.045	1407.459
3	0.061	2351.387	0.061	2233.583	0.065	2041.088	0.065	2260.158	0.068	2111.189
4	0.081	3135.183	0.081	2978.111	0.086	2721.450	0.087	3013.545	0.091	2814.919
5	0.101	3918.978	0.102	3722.639	0.108	3401.813	0.109	3766.931	0.113	3518.649
6	0.121	4702.774	0.122	4467.166	0.129	4082.175	0.131	4520.317	0.136	4222.378
7	0.142	5486.569	0.142	5211.694	0.151	4762.538	0.153	5273.703	0.159	4926.108
8	0.162	6270.365	0.163	5956.222	0.172	5442.900	0.174	6027.089	0.181	5629.838

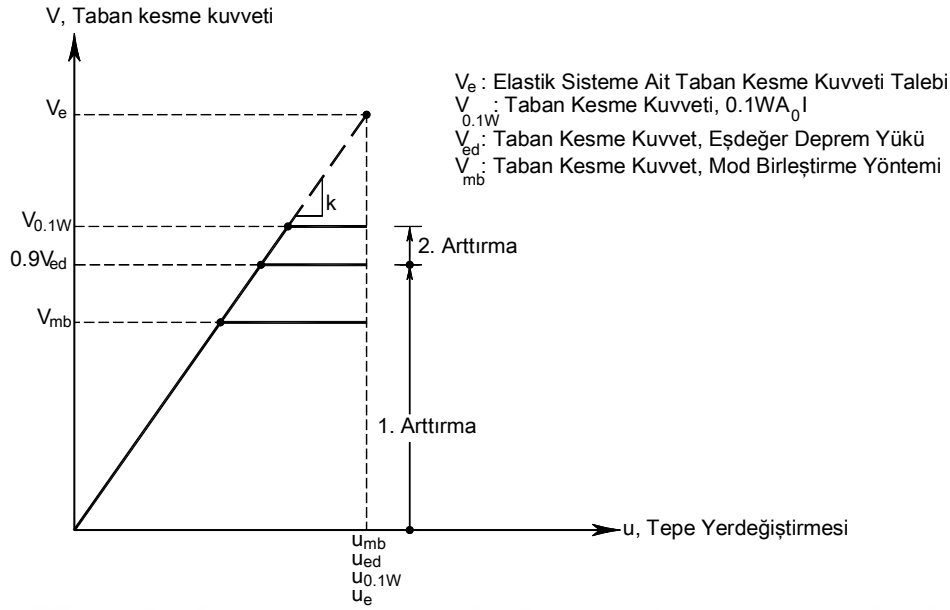
Çizelge 5.38 (devam) : Taban kesme kuvveti-Tepe yerdeğiştirmeleri.

Adım	0.33H-0.66H		0.25H-0.75H		H-0.25H		H-0.50H		H-0.75H	
	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)
9	0.182	7054.161	0.183	6700.750	0.194	6123.263	0.196	6780.475	0.204	6333.568
10	0.202	7837.956	0.203	7445.277	0.216	6803.625	0.218	7533.861	0.227	7037.297
11	0.222	8621.752	0.224	8189.805	0.237	7483.988	0.240	8287.247	0.249	7741.027
12	0.243	9405.548	0.244	8934.333	0.259	8164.350	0.262	9040.634	0.272	8444.757
13	0.263	10189.343	0.264	9678.860	0.280	8844.713	0.283	9794.020	0.295	9148.487
14	0.283	10973.139	0.284	10423.388	0.302	9525.075	0.305	10547.406	0.318	9852.216
15	0.303	11751.498	0.305	11167.916	0.323	10205.438	0.327	11300.792	0.340	10555.946
16	0.327	12665.105	0.325	11912.444	0.345	10885.801	0.349	12054.178	0.363	11259.676
17	0.354	13685.173	0.344	12621.820	0.367	11566.163	0.371	12807.564	0.386	11963.406
18	0.379	14570.614	0.367	13441.309	0.388	12246.526	0.392	13560.950	0.408	12667.135
19	0.407	15566.527	0.389	14191.462	0.404	12746.472	0.400	13807.146	0.418	12969.422
20	0.430	16343.620	0.414	15024.119	0.430	13534.236	0.422	14569.853	0.443	13704.613
21	0.450	17013.502	0.439	15831.602	0.452	14173.664	0.444	15293.438	0.468	14392.130
22	0.472	17726.024	0.468	16741.750	0.482	14997.267	0.471	16138.257	0.492	14991.938
23	0.494	18424.592	0.497	17567.588	0.504	15558.152	0.494	16828.857	0.524	15733.543
24	0.517	19126.247	0.520	18218.129	0.529	16150.695	0.517	17516.883	0.548	16262.400
25	0.539	19808.121	0.547	18966.395	0.552	16674.461	0.548	18410.956	0.576	16854.433
26	0.561	20481.498	0.576	19752.938	0.574	17164.691	0.575	19189.287	0.606	17438.413
27	0.584	21164.657	0.601	20401.514	0.601	17714.154	0.598	19822.277	0.635	17974.092
28	0.611	21969.925	0.627	21066.329	0.624	18153.815	0.621	20444.761	0.663	18465.383
29	0.638	22760.422	0.650	21660.692	0.647	18600.329	0.650	21210.523	0.689	18911.832
30	0.665	23527.312	0.677	22323.595	0.683	19232.944	0.680	22008.639	0.713	19304.749
31	0.681	23913.627	0.713	23176.404	0.712	19735.351	0.705	22629.853	0.740	19727.947
32	0.707	24327.131	0.747	23806.553	0.736	20134.789	0.737	23426.650	0.771	20187.487
33	0.734	24726.917	0.773	24195.487	0.763	20563.942	0.763	24062.882	0.796	20547.829
34	0.758	25091.886	0.797	24558.096	0.786	20920.591	0.786	24590.991	0.821	20903.977
35	0.784	25467.655	0.835	25105.310	0.823	21486.285	0.815	25256.143	0.850	21304.704
36	0.818	25930.789	0.857	25402.237	0.852	21918.356	0.840	25800.098	0.873	21625.286
37	0.840	26210.453	0.881	25714.803	0.877	22274.676	0.870	26433.030	0.898	21956.566
38	0.861	26471.020	0.905	26010.137	0.907	22695.044	0.896	26848.501	0.934	22421.149
39	0.887	26698.954	0.926	26253.121	0.933	22995.966	0.924	27188.170	0.967	22833.350
40	0.917	26951.988	0.955	26520.923	0.965	23287.794	0.958	27567.180	1.000	23232.478
41	0.945	27189.837	0.982	26762.680	1.004	23643.632	0.980	27803.658	1.022	23508.684
42	0.965	27352.333	1.009	26993.059	1.037	23932.417	1.009	28094.313	1.045	23779.982
43	0.987	27517.327	1.016	27050.103	1.064	24169.233	1.036	28352.714	1.074	24122.290
44	1.011	27691.654	-	-	1.078	24287.764	1.062	28600.531	1.104	24476.662
45	-	-	-	-	-	-	1.090	28754.203	1.127	24740.790
46	-	-	-	-	-	-	-	-	1.134	24826.740



Şekil 5.14 : Taban kesme kuvveti-Tepe yerdeğiştirmeleri.

Performans noktasına kadar itilen sistemlerden elde edilen eğriler incelendiğinde ilk dikkat çeken nokta hedef yerdeğiştirme değerine sistemlerin neredeyse doğrusal davranış göstererek ulaştığıdır. Bunun sebebi, DBYBHY 2007’de Mod Birleştirme Yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetinin belirli üst sınırlara göre büyütülmesidir. Bu büyütmeler; Mod Birleştirme Yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetinin önce Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile elde edilen taban kesme kuvvetine göre büyütülmesi, daha sonra bu büyütölmüş değerin de minimum taban kesme kuvveti değeri olan $0.1WA_0I$ değerine göre tekrar büyütölməsi şeklindedir. Tasarım kesme kuvvetindeki büyötmeler sonucu sistem periyoduna göre belirlenen depremin tepe deplasmanı istemi neredeyse lineer-elastik sınırlar içinde karşılanmıştır. Bahsedilen durum Şekil 5.15’te gösterilmiştir.



Şekil 5.15 : Taban kesme kuvveti büyütme aşamaları.

Elde edilen kapasite eğrileri incelendiğinde, sistem rijitliklerine bağlı olarak 0.33H-0.66H modelinin eğri dikliği bakımından en rijit ve en az tepe deplasmanı istemine sahip model olduğu görülmektedir. 0.33H-0.66H modeli ile 0.25H-0.75H modelinin tüm eğri boyunca hemen hemen benzer davranış gösterdiği ancak H-0.50H modelinin son kısımda diğer modellere oranla daha rijit davranış gösterdiği belirlenmiştir. Sistemlerin performans noktasına kadar doğrusala yakın davranmalarından dolayı tüm sistemlerin son tepe yerdeğiştirmesine kadar itildiği analiz sonuçlarının kıyaslanması daha anlamlı olmaktadır.

5.5.2.2 Maksimum tepe yerdeğiştirmesine göre kıyaslama

Tüm modellerin yapabilecekleri maksimum tepe deplasmanı değerine kadar itilmeleriyle elde edilen sonuçlar Çizelge 5.39’da ve Şekil 5.16’da gösterilmiştir.

Çizelge 5.39 : Taban kesme kuvveti-Tepe yerdeğiştirmeleri (maksimum).

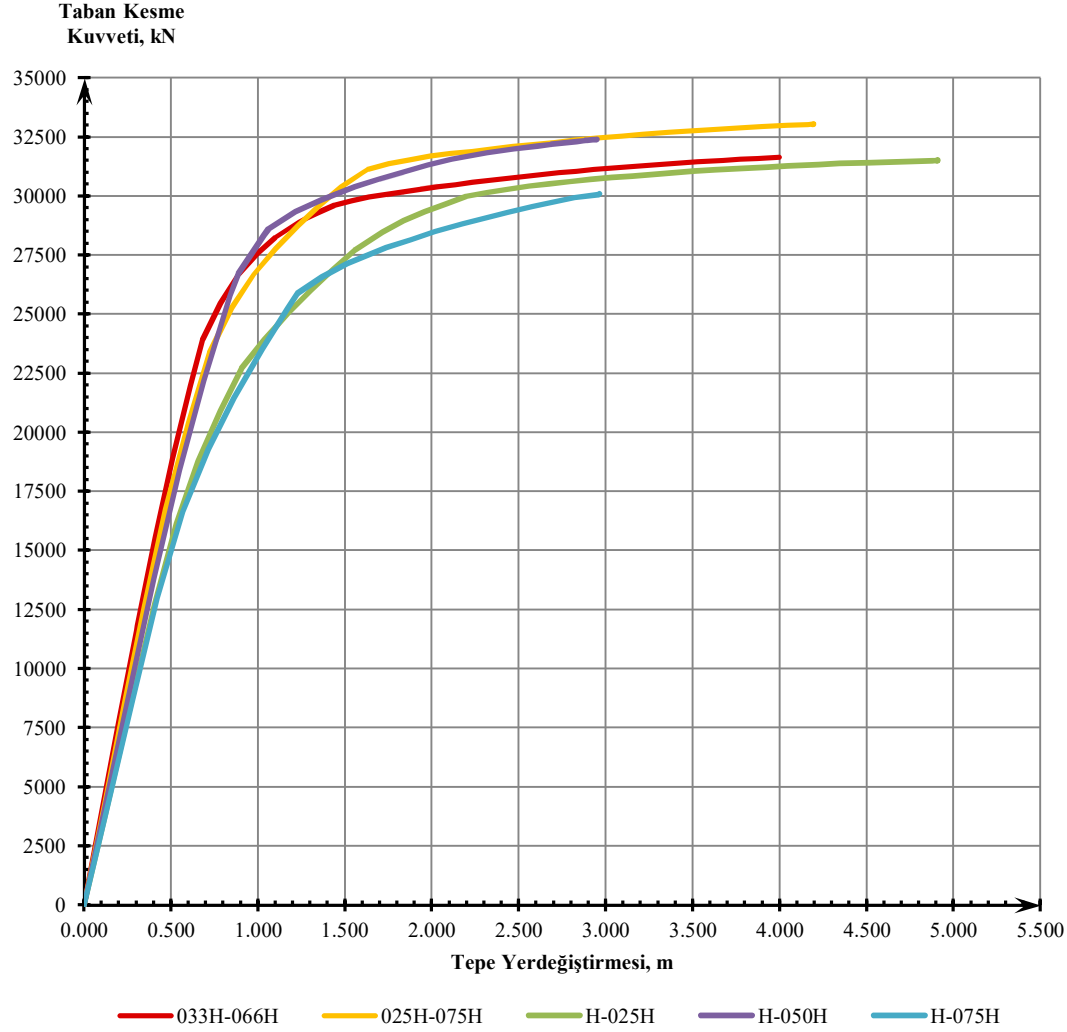
Adım	0.33H-0.66H		0.25H-0.75H		H-0.25H		H-0.50H		H-0.75H	
	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)
0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1	0.100	3876.338	0.120	4396.817	0.120	3786.804	0.140	4838.260	0.140	4344.011
2	0.200	7752.677	0.240	8793.635	0.240	7573.609	0.280	9676.519	0.280	8688.022
3	0.300	11629.015	0.344	12621.820	0.360	11360.413	0.400	13807.146	0.418	12969.422
4	0.305	11816.489	0.468	16741.750	0.404	12746.472	0.548	18410.956	0.566	16640.260
5	0.407	15566.139	0.601	20401.514	0.529	16150.695	0.688	22202.004	0.713	19304.749

Çizelge 5.39 (devam) : Taban kesme kuvveti-Tepe yerdeğiştirmeleri (maksimum).

Adım	0.33H-0.66H		0.25H-0.75H		H-0.25H		H-0.50H		H-0.75H	
	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)
6	0.509	18877.243	0.722	23373.789	0.657	18771.312	0.840	25800.098	0.861	21454.416
7	0.611	21969.829	0.846	25256.072	0.786	20920.591	0.886	26719.959	1.023	23522.542
8	0.681	23913.440	0.974	26687.828	0.907	22695.044	1.036	28352.714	1.172	25262.544
9	0.784	25467.528	1.102	27761.692	1.037	23932.749	1.062	28600.531	1.227	25881.054
10	0.887	26698.757	1.228	28753.730	1.177	25086.596	1.215	29337.548	1.368	26593.601
11	0.996	27585.201	1.357	29653.841	1.303	26015.833	1.368	29869.637	1.514	27160.304
12	1.102	28268.265	1.478	30390.740	1.433	26916.948	1.556	30397.928	1.738	27813.775
13	1.238	28921.484	1.600	31004.739	1.556	27711.042	1.696	30726.396	1.877	28154.498
14	1.339	29282.044	1.630	31132.302	1.715	28478.844	1.835	31034.242	2.017	28497.457
15	1.439	29624.073	1.752	31371.268	1.836	28953.216	1.975	31325.483	2.174	28823.225
16	1.539	29807.823	1.872	31546.182	1.959	29346.882	2.114	31564.897	2.435	29323.815
17	1.638	29959.434	1.992	31693.670	2.079	29679.795	2.314	31836.932	2.575	29565.819
18	1.738	30079.139	2.111	31798.701	2.199	29995.193	2.471	31997.236	2.749	29840.791
19	1.837	30190.341	2.230	31903.384	2.319	30158.671	2.610	32113.119	2.819	29940.541
20	1.937	30297.946	2.349	32001.175	2.437	30293.350	2.685	32181.504	2.956	30053.610
21	2.036	30398.982	2.468	32095.389	2.557	30419.294	2.686	32181.801	2.965	30102.197
22	2.136	30493.402	2.587	32187.623	2.675	30516.944	2.833	32305.969	-	-
23	2.235	30580.085	2.706	32278.186	2.794	30606.168	2.879	32338.313	-	-
24	2.334	30664.119	2.825	32366.344	2.913	30688.529	2.881	32338.653	-	-
25	2.433	30747.976	2.944	32447.830	3.032	30767.153	2.886	32345.063	-	-
26	2.532	30830.789	3.093	32546.058	3.151	30843.247	2.888	32347.124	-	-
27	2.632	30912.373	3.212	32615.753	3.330	30947.614	2.890	32343.658	-	-
28	2.731	30990.805	3.361	32691.797	3.509	31045.654	2.891	32345.437	-	-
29	2.830	31061.992	3.480	32752.249	3.628	31107.279	2.892	32343.086	-	-
30	2.929	31125.030	3.599	32805.644	3.777	31166.435	2.927	32376.212	-	-
31	3.028	31184.688	3.777	32886.099	3.926	31225.104	2.931	32378.942	-	-
32	3.177	31271.060	3.896	32937.736	4.045	31267.479	2.936	32383.466	-	-
33	3.277	31327.138	4.045	32992.979	4.223	31326.222	2.940	32385.658	-	-
34	3.426	31402.153	4.164	33030.296	4.342	31363.729	2.947	32392.527	-	-
35	3.525	31449.344	4.194	33042.598	4.521	31410.058	-	-	-	-
36	3.674	31511.054	4.194	33040.642	4.640	31439.592	-	-	-	-
37	3.774	31553.269	4.194	33040.176	4.759	31469.662	-	-	-	-
38	3.873	31590.513	4.194	33040.250	4.878	31492.029	-	-	-	-
39	3.998	31641.131	4.195	33042.864	4.908	31499.905	-	-	-	-
40	-	-	4.195	33042.865	4.908	31497.649	-	-	-	-
41	-	-	4.195	33042.966	4.908	31498.076	-	-	-	-
42	-	-	4.195	33042.947	4.908	31498.325	-	-	-	-

Çizelge 5.39 (devam) : Taban kesme kuvveti-Tepe yerdeğıştirmeleri (maksimum).

Adım	0.33H-0.66H		0.25H-0.75H		H-0.25H		H-0.50H		H-0.75H	
	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)	$v_{xN1}^{(i)}$ (m)	$V_{x1}^{(i)}$ (kN)
43	-	-	4.195	33043.160	4.909	31500.675	-	-	-	-
44	-	-	-	-	4.909	31500.639	-	-	-	-
45	-	-	-	-	4.909	31500.824	-	-	-	-
46	-	-	-	-	4.910	31501.768	-	-	-	-



Şekil 5.16 : Taban kesme kuvveti-Tepe yerdeğıştirmeleri (maksimum).

Elde edilen diyagramlara göre sistem akma dayanımları kıyaslanır ise H-0.50H modelinin maksimum, H-0.75H modelinin ise minimum değeri aldığı görülmektedir. Sonuçlar açısından dikkat çekici noktalardan biri; esnek bir sistem olmasının neticesi olarak H-0.75H modelinin düşük taban kesme kuvvetine sahip olması, ancak sistem tepe yerdeğıştirmesi bakımından diğer sistemlerin gerisinde kalmasıdır.

Doğrusal hesap sonuçlarına göre en rijit sistem olan 0.33H-0.66H sistemi en fazla kesme kuvveti taşıyan modellerden biri olmasının yanında süneklik bakımından da en iyi performans gösteren sistemlerden biridir. H-0.50H modelinin akma dayanımından sonra diğer sistemlere göre daha rijit davrandığı, bunun yanında süneklik bakımından H-0.75H haricindeki sistemlerin oldukça uzağında olduğu görülmektedir.

H-0.50H ve H-0.75H sistemlerinin diğer modellere nazaran daha az sünek olmalarının sebebi; Bölüm 5.5.1.3'te gösterildiği gibi, konumları itibarıyla perde devrilme momentini diğer sistemlere oranla daha az azaltmaları, bunun sonucu olarak perdenin bu modellerde daha hızlı mafsallaşarak sistemi yatay yük taşıyamayacak duruma diğer bir tanımlama ile mekanizma durumuna erişirmeleri olarak izah edilebilir.

5.6 Genel Değerlendirme

Doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemler ile elde edilen sonuçlar özetle aşağıda sıralanmıştır.

- Tüm model kütlelerinin aynı olması göz önünde bulundurularak, X doğrultusu titreşim periyodu sonuçlarına göre sistem rijitlik sıralaması rijit sistemden esnek sisteme doğru; 0.33H-0.66H, 0.25H-0.75H, H-0.25H, H-0.50H, H-0.75H şeklinde elde edilmiştir.
- Sistem yerdeğiştirmeleri incelendiği zaman en rijit sistem olan 0.33H-0.66H modelinin hem tepe ötelenmesi hem de görelî kat ötelemeleri bakımında en uygun sonucu verdiği görülmüştür. Rijitlik bakımından 4. sırada olmasına rağmen H-0.50H sisteminin, teorik sonuçlarla uyumlu şekilde, yerdeğiştirmeler bakımından iyi performans gösterdiği sonucu elde edilmiştir.
- Perde devrilme momentinin azaltılması bakımından dıştan destek kirişinin alt katlara konumlandırılması gerektiği, bina üst katlarına yakın yerleşimlerin perde devrilme momentini arttırdığı görülmüştür. Bu sonucun birinci dereceden hiperstatik basitleştirilmiş sistemler üzerinde elde edilen sonuçlar ile uyumlu olduğu görülmüştür.
- Dıştan destek kirişinin bina orta katlarına ve alt katlarına yerleştirilmesi sonucu perdeye aktarılan kesme kuvvetlerinin daha büyük değerler aldığı

gözlenmiştir. Yapı orta katları ile üst katları arasındaki yerleşimlerde ise kesme kuvvetinin, hem kat kesme kuvvetlerinin hem de dıştan destek sistemi rijitliğinin azalmasına paralel şekilde, daha küçük değerler aldığı görülmüştür. Destek katlarında meydana gelen anî kesme kuvveti değişiklikleri için perdelerde uygun donatı konfigürasyonunun oluşturulması gerektiği yorumu yapılmıştır.

- Doğrusal olmayan hesap sonuçları göz önüne alındığında; tüm sistemlerin depremin talep ettiği tepe deplasmanı değerini, DBYBHY 2007’de tasarım taban kesme kuvveti için getirilen alt sınırlardan dolayı, neredeyse lineer-elastik sınırlar içinde karşıladığı görülmüştür.
- Kapasite eğrilerine göre, H-0.50H sisteminin rijit fakat diğer sistemlere kıyasla sünek olmadığı, H-0.25H sisteminin ise bu durumun tam tersi olarak en sünek sistem olduğu ancak taban kesme kuvvetinin diğer sistemlere oranla düşük olduğu gözlenmiştir.
- H-0.50H ve H-0.75H modellerinde perde devrilme momentinin diğer sistemlere kıyasla daha az azaltılması sonucu perdelerin daha hızlı mafsallaştığı, buna bağlı olarak sistemlerin daha çabuk mekanizma durumuna geçtiği ve maksimum tepe deplasmanlarının daha düşük kaldığı görülmüştür. Dolayısıyla destek kirişlerinin yerleşimlerinin sistem sünekliği üzerinde doğrudan etkili olduğu belirlenmiştir.
- Kapasite eğrilerine göre 0.33H-0.66H modelinin, hem taşıdığı taban kesme kuvveti değerinin yüksek olması hem de en sünek sistemlerden biri olması sebebiyle tercih edilebileceği sonucuna varılmıştır.

Genel olarak 0.33H-0.66H yerleşiminin hem doğrusal hem de doğrusal olmayan analizlerden oldukça makul sonuçlara sahip olduğu görülmüştür. Bu sonuç, Smith, Coull ve Taranath’ın iki dıştan destekli sistemlerde yerdeğiştirmeler açısından önerdikleri en uygun yerleşim olan $H/3$ ve $2H/3$ için elde edilmiş olması bakımından anlamlıdır [1,3]. Bunun yanında bir destek kirişinin en üstte olması durumunda yine yerdeğiştirmeler açısından ikinci destek kirişinin sistemin $0.5774H$ konumuna yerleştirilmesi gerektiği bilgisi [2,11,15], H-0.50H modeli için elde edilen yerdeğiştirme sonuçları ile doğrulanmıştır.

6. SONUÇLAR

Bu çalışmada yüksek binaların tasarımında kullanılan taşıyıcı sistemlerden biri olan dıştan destekli (*outrigger*) sistemlerin deprem etkisi altındaki davranışı incelenmiştir. Dıştan destekli sistemlerin kullanımının en temel iki hedefi olduğu söylenebilir; birinci hedef perdelerde oluşacak devrilme momentlerinin azaltılarak daha küçük boyutlara sahip yapı elemanları ile yatay yüklerin karşılanması, ikinci hedef ise yüksek binalarda temel problemlerden biri olan yerdeğiştirmelerin sınırlandırılmasıdır. Dıştan destekli sistemler ile ilgili yapılan araştırmalarda genel olarak, dıştan destek kirişinin bina üzerinde hangi konuma yerleştirileceği sorusuna cevap aranmıştır. Bu sorunun sorulmasındaki başlıca neden perde devrilme momenti azaltması ile yerdeğiştirmelerin sınırlandırılmasının ortak bir yerleşimde en iyi sonucu vermemeleri, iki kavramdan da verim alınabilecek en uygun konumun belirlenmesi gerekliliğidir. Dıştan destek kirişi adedinin artması da bu sorunun cevabının bulunmasını daha çok zorlaştırmaktadır.

Çalışma kapsamında, deprem yükleri altındaki çoklu dıştan destek kirişlerinin konumundaki farklılıkların tasarıma ne gibi etkiler yaptığı araştırılmıştır. Bu araştırma, destek kirişleri farklı konumlarda bulunan beş adet sistem için doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılarak yapılmıştır. Günümüzde dıştan destek kirişleri çoğunlukla çelik kafes veya burkulması önlenmiş çelik çaprazlar ile teşkil ediliyor olmalarına rağmen, literatürdeki çalışmaların azlığı sebebiyle bu çalışma içinde destek kirişlerinin betonarme yapı elemanı olarak inşa edildiği durum incelenmiştir. Çalışma kapsamında aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

- Destek kirişlerinin gerilme yörüngeleri incelenerek oluşturulan çubuk modelde yatay yükü taşıyan asıl elemanların diyagonal çekme ve basınç çubuklarının olduğu belirlenmiştir.
- Diyagonal basınç çubuklarında oluşan basınç kuvvetinin güvenle aktarılabilmesi için kolon genişliklerinin yeterli olması gerektiği, destek

kolonu boyutlarının belirlenmesinde bu durumun ilk parametre olacağı sonucuna varılmıştır

- Dıştan destek kirişlerinin çubuk model olarak oluşturulması durumunda yük aktarımı bakımından diyagonal çekme çubuklarının kritik olduğu, bu çubukların çekme kapasitelerine ulaşması ile dıştan destek kirişinin yük aktarımını durdurduğu sonucuna varılmıştır. Bu bilgi altında dıştan destek kirişlerinin kapasitesi diyagonal çekme çubuklarının çekme kapasitesi olarak kabul edilmiştir.
- Literatürdeki çalışmalarda belirlenen, destek kolonlarının perde eğilme rijitliği ve kolon eksenel rijitliği ile orantılı olduğu bilgisi göz önüne alınarak, doğrusal olmayan hesap ile uyumluluk adına etkin eğilme rijitlikleri kullanılarak destek elemanlarının iç kuvvetlerinin bulunması gerektiği sonucuna varılmıştır. Günümüz yönetmeliklerinde doğrusal ve doğrusal olmayan davranış için kesitlerin eksenel rijitliklerinde (EA) azaltma yapılması belirtilmediğinden destek kolonlarının eksenel rijitlikleri değiştirilmemiştir.
- PEER-TBI 2017 dokümanında ve TBDY’de belirtildiği üzere, dıştan destek kirişlerinin dayanım fazlalıklarının kolon basınç gerilmesi bakımından göz önüne alınması gerektiği, alınmaması hâlinde özellikle doğrusal olmayan hesap sonucu kolonlarda eksenel kuvvet etkisinde gevrek kırılmanın oluşabileceği görülmüştür. Bu bilgiye göre destek kolonu boyutlarının belirlenmesi için ikinci parametrenin; dayanım fazlalıkları dikkate alınarak yapılan basınç kontrolünün olduğu belirlenmiştir.
- Destek sisteminin mafsallaşma hiyerarşisinin; destek kirişlerinin mafsallaşması baz alınarak iki seçenekli olarak yapılabileceği belirlenmiştir. Destek kirişlerinin mafsallaşmasının engellendiği ilk seçenekte arttırılmış deprem yüklerine göre ($R_a=2$) boyutlandırmanın yapılması gerektiği, buna bağlı olarak destek kirişi ve kolonu boyutlarının oldukça büyüyerek uygulanması zor sınırlara erişeceğine dikkat çekilmiştir. İkinci seçenekte ise destek kirişlerinin mafsallaşabileceği, bu mafsallaşmanın sistem bütünü açısından tehlike oluşturmayacağı, yük arttırmalarını bu aşamadan itibaren destek sistemi yerine çekirdek perdenin karşılayacağı yorumu yapılmıştır.

Yapılan çalışma kapsamında ikinci seçenek tercih edilerek destek sistemi boyutlandırması tasarım deprem yüküne göre yapılmıştır. İkinci seçenekle beraber destek kirişlerinden gelecek çekme kuvveti talebinin destek kolonları tarafından güvenle karşılanabilmesi amaçlanarak kapasite kontrolü yapılması gerektiği belirlenmiştir. Bu kontrolün; kolon çekme kuvveti kapasitesinin, donatı çeliğinin pekleşmesi dikkate alınarak hesaplanan destek kirişi kapasitesinin düşey bileşeninden büyük olduğunun gösterilmesi şeklinde yapılması gerektiği sonucuna varılmıştır.

- Kapasite kontrollerinin yapılmaması durumunda destek sisteminin kapasitesinin altındaki bir taban kesme kuvveti değerinden itibaren yük artışına cevap veremediği, bu durumda çekidek perdenin daha düşük taban kesme kuvveti altında mafsallaşarak sistemi mekanizma durumuna geçirdiği görülmüştür. Ayrıca bu durumda sistemin maksimum tepe yerdeğiştirmesinin daha az olduğu, kapasite kontrollerinin sistem yerdeğiştirme sünekliği açısından önem teşkil ettiği sonucuna varılmıştır.
- Destek kirişlerine kolonlardan aktarılan düşey kuvvet çiftinin kiriş alt ve üst başlıklarında oluşan yatay kuvvet çifti ile dengelendiği, bu kuvvet çiftinin her destek kirişinden çekirdek perdeye aktarıldığı belirlenmiştir. Bu aktarımın perdede makaslama etkisi ile anî bir kesme kuvveti değişimine sebep olduğu sonucu elde edilmiştir. Çalışma kapsamında ele alınan sistemlerde bu durum çekirdek perde kesme kuvveti diyagramlarında da gözlenmiştir.
- İtme analizi sonucunda dıştan destek kirişlerinin mafsallaşmasının sistem bütünü açısından tehlike teşkil etmediği, destek kolonlarında oluşan kuvvet çifti ile karşılanan devrilme momenti payının sabit kaldığı, mafsallaşmadan sonraki adımlarda yük arttırmılarından oluşan ilave sistem devrilme momentlerinin doğrudan çekirdek perde tarafından karşılandığı görülmüştür. Bunun sonucu olarak destek kirişlerinin mafsallaşmasından sonraki adımlarda perde devrilme momentinin sistem devrilme momentine oranında (α_m) artış meydana gelmiştir. Bu artışın tersi olarak, mafsallaşmadan sonraki adımlarda dıştan destek kirişinden perdeye aktarılan ilave kesme kuvvetlerinin aktarımı kesildiğinden, bahsedilen itme adımlarında perde taban kesme kuvvetinin sistem taban kesme kuvvetine oranında (α_s) azalmaların olduğu görülmüştür.

- İtme analizi sonucu kolonların basınç sınırını geçmediği ve çekme kuvveti kapasitesine destek kirişlerinden sonra ulaştığı gözlenmiş, genel sistem davranışı doğrusal hesap kısmında yapılan kapasite tasarımına uygun şekilde elde edilmiştir.
- Doğrusal hesap sonuçlarına göre en rijit sistemin 0.33H-0.66H modeli, en esnek sistemin ise H-0.75H modeli olduğu belirlenmiştir. Diğer modellerden, teorik hesaplarla uyumlu şekilde, destek kirişinin alt katlara yakın konumlandırılmasının sistemi rijitleştirdiği, bina üst katlarına konumlandırılmasının ise esnekleştirdiği görülmüştür.
- Yerdeğiştirmeler açısından, teorik hesaplarda belirlendiği gibi, destek kirişleri orta katlarda bulunan sistemlerde en uygun sonuçların elde edildiği görülmüştür. Özellikle 0.33H-0.66H, 0.25H-0.75H ve H-0.50H modellerinin yerdeğiştirmeler açısından en iyi performansı gösterdikleri belirlenmiştir. Ayrıca, görelî kat ötelemeleri açısından H-0.50H modelinin 0.33H-0.66H modeline yakın şekilde iyi performans gösterdiği görülmüştür. Kat ötelemeleri bazında dıştan destek kirişlerinin uygun konumlara getirilmesi ile tepe yerdeğiştirmesinin %20 dolaylarında azaldığı belirlenmiştir.
- Doğrusal hesap sonuçlarına göre perde devrilme momentinin azaltılması açısından, teorik sonuçlarla uyumlu şekilde, dıştan destek kirişinin temele yakın konumlandırıldığı modellerin iyi performans gösterdiği, destek kirişi bina üst katlarına kaydırıldığında ise perde devrilme momentinin arttığı gözlenmiştir. Perde devrilme momentleri açısından destek kirişi konumunda yapılan değişiklikler ile %20 dolaylarında azaltmaya ulaşılabildiği görülmüştür.
- Doğrusal olmayan hesap sonuçlarına göre; çalışmada göz önüne alınan tüm sistemlerde depremin talep ettiği tepe deplasmanı değerine, DBYBHY 2007'nin koyduğu taban kesme kuvveti alt sınırlarından dolayı, hemen hemen doğrusal davranış gösterilerek ulaşıldığı görülmüştür.
- İtme analizi ile elde edilen kapasite diyagramları sonucunda sistemlerin akma dayanımlarından sonra lineer bölgedeki rijitlik sıralamasını korumadıkları, farklılaştıkları gözlenmiştir. Özellikle H-0.50H modelinin akma dayanımından sonra diğer sistemlere kıyasla daha rijit davrandığı fakat bunun

yanında süneklik bakımından diğer sistemlere göre daha kötü performans gösterdiği gözlenmiştir. 0.33H-0.66H ve 0.25H-0.75H modellerinin hem taban kesme kuvveti açısından hem de süneklik açısından oldukça iyi davranış gösterdiği görülmüştür.

- İtme analizi sonuçlarına göre, H-0.50H ve H-0.75H modelleri için elde edilen maksimum tepe deplasmanı değerinin diğer modellere göre daha az olduğu gözlemlenmiştir. Bu durum, her iki modelin destek sisteminin de perde devrilme momentini diğer modellere oranla daha az azaltabilmeleri, dolayısıyla perdelerin bu modellerde daha hızlı mafsallaşarak sistemi mekanizma durumuna diğer bir deyimle yatay yük taşıyamayacak duruma getirmeleri olarak yorumlanmıştır. Bunun sonucu olarak destek kirişlerinin konumunun sistem sünekliği üzerinde doğrudan etkili olduğu; destek kirişlerini üst katlara konumlandırmanın sistem süneklik kapasitesini azalttığı, alt katlara konumlandırmanın ise sistem süneklik kapasitesini arttırdığı sonucuna ulaşılmıştır.
- H/3 ve 2H/3 (0.33H-0.66H) yerleşiminin; hem doğrusal davranış hem de doğrusal olmayan davranış bakımından en uygun yerleşim olduğu sonucuna varılmıştır. Elde edilen yerleşimin, Smith, Coull ve Taranath'ın [1,3] yaptığı $(1/n+1)$, $(2/n+1)$, $(3/n+1)$, $(4/n+1)$, , $(n/n+1)$ önerisi ile uyumlu olması açısından anlamlı olduğu yorumu yapılmıştır.

Yapılan çalışma kapsamında yapı kapasitesi deprem yer hareketinden bağımsız olarak elde edildiğinden dolayı ileride yapılacak çalışmalarda, yapı davranışının farklı taşıyıcı sistemler için Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Analiz (ZTADOA) ile incelenmesi, ayrıca düşey taşıyıcılarda zamana bağlı oluşacak farklı kısaltmaların destek kirişlerine etkilerinin hesaba katıldığı doğrusal olmayan analizlerin yapılması faydalı olacaktır.



KAYNAKLAR

- [1] **Smith, B. S. & Coull, L.** (1991). *Tall Building Structures: Analysis and Design*, Montreal, Glasgow: John Wiley & Sons Inc.
- [2] **Günel, M. H. ve Ilgin, H. E.** (2014). *Tall Buildings Structural Systems and Aerodynamic*, Ankara: Roulledge Taylor & Francis Group.
- [3] **Taranath, B. S.** (2010). *Reinforced Concrete Design of Tall Buildings*, Las Vegas, Nevada: CRC Press Taylor & Francis Group.
- [4] **Su, R. K. L., Wong, P. C. W. & Chandler, A. M.** (2005). Application of Strut-and-Tie Method on Outrigger Braced Core Wall Buildings, *Tall Buildings from Engineering to Sustainability, Sixth International Conference on Tall Buildings*, (pp.80-85). Hong Kong, China, December 6-8.
- [5] **Ali, M. N., Moon K. S.** (2007). Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospect, *Architectural Science Review*, 50.3, 205-223.
- [6] **Taranath, B. S.** (1974). Optimum Belt Truss Locations for High-Rise Structures, *Engineering Journal AISC*, 11(1), 18-21.
- [7] **Smith, B. S. & Salim I.** (1981). Parameter Study of Outrigger-Braced Tall Building Structures, *Journal of the Structural Division ASCE*, 107(ST10), 2001-2013.
- [8] **Hoenderkamp, J. C. D. & Snijder, H. H.** (2000). Simplified Analysis of Façade Rigger Braced High-Rise Structures, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Wiley Interseience, 9, 309-319.
- [9] **Hoenderkamp, J. C. D. & Snijder, H. H.** (2003). Preliminary Analysis of High-Rise Braced Frames with Facade Riggers, *Journal of the Structural Engineering ASCE*, 129(5), 640-647.
- [10] **Hoenderkamp, J. C. D. & Bakker, M. C. M.** (2003). Analysis of High-Rise Braced Frames with Outriggers, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Wiley Interseience, 12, 335-350.
- [11] **Hoenderkamp, J. C. D.** (2004). Shear Wall with Outrigger Trusses on Wall and Column Foundations, *The Structural Design of Tall and Buildings*, Wiley Interseience, 13, 73-87.
- [12] **Hoenderkamp, J. C. D.** (2008). Second Outrigger at Optimum Location on High-Rise Shear Wall, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Wiley Interseience, 17, 619-634.
- [13] **Wu, J. R. & Li, Q. S.** (2003). Structural Performance of Multi-Outrigger-Braced Tall Buildings, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Wiley Interseience, 12, 155-176.

- [14] **Nair, R. S.** (1998). Belt Trusses and Basements as “Virtual” Outriggers for Tall Buildings, *Engineering Journal AISC, Fourth Quarter*, 140-146.
- [15] **Kian, P. S. & Siahaan, F. T.** (2001). The Use of Outrigger and Belt Truss System for High-Rise Concrete Buildings, *Dimensi Teknik Sipil, 3 (1)*, 36-41.
- [16] **Tok, A., Bilen, T., Polat, Ş. Ş. ve Fahjan, Y. M.** (2015). Deprem Yükleri Altında Dış-Destekli Sistemlerin İncelenmesi, *8. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, (s.467-476), 11-15 Mayıs 2015, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- [17] **Choi, H. S., Goman, H., Joseph, L. & Mathias, N.** (2014). *Outrigger Design for High-Rise Buildings: An Output of the CTBUH Outrigger Working Group*, Council on Tall Buildings and Urban Habitat, Chicago: Roulledge Taylor & Francis Group.
- [18] **Patil, D. M. & Keshav, K. S.** (2016). Seismic Behaviour of Outrigger Braced System in High Rise 2-D Steel Buildings, *Structures, Institution of Structural Engineers, Elsevier*, 8, 1-16.
- [19] **TBI.** (2017). *Tall Buildings Initiative: Guidelines for Performance Based Seismic Design of Tall Buildings (PEER Report 2017/06)*, Berkeley CA: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [20] **DBYBHY.** (2007). *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik*, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Ankara.
- [21] **TBDY.** (2019, Yürürlüğe Gireceği Tarih). *Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği*, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (AFAD), Ankara.
- [22] **Url-1** <<https://www.en.wikipedia.org/wiki/Outrigger>>, date retrieved 31.03.2018.
- [23] **Schueller, W.** (1986). *High-Rise Building Structures*, Virginia: Robert E. Krieger Publishing Company.
- [24] **Ketin, İ.** (2006). *Genel Jeoloji*, İstanbul: İTÜ Vakfı Yayınları.
- [25] **Celep, Z.** (2017). *Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı*, İstanbul: Beta Basım Yayım Dağıtım.
- [26] **Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. & Kowalsky, M. J.** (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, Pavia, Italy: IUSS Press.
- [27] **Sucuoğlu, H.** (2015). Performans Esaslı Deprem Mühendisliğinin Temel Kavramları, *8. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, (s.105-116), 11-15 Mayıs 2015, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- [28] **Darılmaz, K.** (2012). *Depreme Dayanıklı Betonarme Binaların Tasarımına Giriş*, İstanbul: Sage Yayıncılık.
- [29] **TS 498,** (1997). *Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [30] **TS 500,** (2000). *Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.
- [31] **Etabs** (2016). *Integrated Building Design Software*, Berkeley, California: Computers and Structures Inc.

- [32] **Celep, Z.** (2017). *Betonarme Yapılar*, İstanbul: Beta Basım Yayım Dağıtım.
- [33] **XTRACT.** (2007). *Cross Section Analysis Program of Structural Engineers*, Imbsen Software Systems.
- [34] **İnan, M.** (2001). *Cisimlerin Mukavemeti*, İstanbul: İTÜ Vakfı Yayınları.
- [35] **Omurtag, M. H.** (2012). *Mukavemet Cilt 1*, İstanbul: Birsen Yayınevi.
- [36] **Omurtag, M. H.** (2012). *Mukavemet Cilt 2*, İstanbul: Birsen Yayınevi.
- [37] **Ersoy, U., Özcebe, G.** (2004). *Betonarme*, Ankara: Evrim Yayınevi.
- [38] **Altan, M., Taşkın, B.** (2006). *Betonarme Elemanlarda Davranış Modelleri*, İstanbul: TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası.
- [39] **Aka, İ., Keskinel, F., Çılı, F. ve Çelik, O. C.** (2001). *Betonarme: Betonarmeye Giriş, Betonarme Yapı Elemanları, Betonarme Taşıyıcı Sistemler*, İstanbul: Birsen Yayınevi.
- [40] **Nilson, A. H., Darwin, D. and Dolan, C. W.** (2004). *Design of Concrete Structures*, McGraw-Hill.
- [41] **Wight, J. K. & MacGregor, J. G.** (2012). *Reinforced Concrete Mechanics & Design*, Pearson.
- [42] **Subramabian, N.** (2013). *Design of Reinforced Concrete Structures*, Oxford: Oxford University Press.
- [43] **ACI 318** (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Institute.
- [44] **Celep, Z.** (2017). *Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme*, İstanbul: Beta Basım Yayım Dağıtım.
- [45] **Özer, E.** (2009). *Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları*, İstanbul: İstanbul Teknik Üniversitesi.
- [46] **Canbay, E., Ersoy, U., Özcebe, G., Sucuoğlu, H. ve Wasti, S. T.** (2008). *Binalar için Deprem Mühendisliği Temel İlkeleri*, Ankara: Bizim Büro Basımevi.
- [47] **Çakıroğlu, A., Özer, E.** (1980). *Malzeme ve Geometri Değişimi Bakımından Lineer Olmayan Sistemler*, İstanbul: Matbaa Teknisyenleri Basımevi.
- [48] **SAP2000 v19.0.0** (2016). *Structural Analysis Program*, Berkeley, California: Computers and Structures Inc.
- [49] **Darılmaz, K.** (2008). Betonarme Düzlem Çerçeve Bir Yapının Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile Performans Değerlendirmesi, *İMO İstanbul Bülteni*, 94, 18-22.
- [50] **Zhou, Y, Zhang, C. & Lu, X.** (2016). An Inter-Story Drift-Based Parameter Analysis of The Optimal Location of Outriggers in Tall Buildings, *The Structural Design of Tall and Special Buildings, Wiley Interseience*, 125, 215-231.
- [51] **Aydınöğlu, M. N, Celep, Z., Özer, E. ve Sucuoğlu, H.** (2009). *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik Açıklamalar ve Örnekler Kitabı*, Ankara: Bayındırlık ve İskan Bakanlığı.

- [52] **Atasoy, N.** (2014). *Yüksek Yapılarda Güncel Tasarım Yaklaşımları*. (Yüksek Lisans Tezi). Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [53] **Choi, H. S. & Joseph, L.** (2012). Outrigger System Design Considerations, *The International Journal of High-Rise Buildings, CTBUH*, 1(3),237-246.



EKLER

EK A: Düşey taşıyıcılara ait etkin eğilme rijitlikleri



EK A

Çizelge A.1 : Kolon etkin eğilme rijitlikleri.

Kat	Kolon No	N_d (kN)	b (cm)	h (cm)	A_c (m ²)	$N_d/(A_c \cdot f_{cm})$	Oran
Kat 40	S1	-213.08	90	90	0.81	0.0053	0.40
	S2	-232.46	90	90	0.81	0.0057	0.40
	S3	-232.46	90	90	0.81	0.0057	0.40
	S4	-213.08	90	90	0.81	0.0053	0.40
	S5	-387.62	140	90	1.26	0.0062	0.40
	S6	-387.62	140	90	1.26	0.0062	0.40
	S7	-385.98	140	90	1.26	0.0061	0.40
	S8	-385.98	140	90	1.26	0.0061	0.40
	S9	-385.98	140	90	1.26	0.0061	0.40
	S10	-385.98	140	90	1.26	0.0061	0.40
	S11	-387.62	140	90	1.26	0.0062	0.40
	S12	-387.62	140	90	1.26	0.0062	0.40
	S13	-213.08	90	90	0.81	0.0053	0.40
	S14	-232.46	90	90	0.81	0.0057	0.40
	S15	-232.46	90	90	0.81	0.0057	0.40
	S16	-213.08	90	90	0.81	0.0053	0.40
Kat 39	S1	-415.10	90	90	0.81	0.0102	0.40
	S2	-415.83	90	90	0.81	0.0103	0.40
	S3	-415.83	90	90	0.81	0.0103	0.40
	S4	-415.10	90	90	0.81	0.0102	0.40
	S5	-729.14	140	90	1.26	0.0116	0.40
	S6	-729.14	140	90	1.26	0.0116	0.40
	S7	-730.92	140	90	1.26	0.0116	0.40
	S8	-730.92	140	90	1.26	0.0116	0.40
	S9	-730.92	140	90	1.26	0.0116	0.40
	S10	-730.92	140	90	1.26	0.0116	0.40
	S11	-729.15	140	90	1.26	0.0116	0.40
	S12	-729.15	140	90	1.26	0.0116	0.40
	S13	-415.10	90	90	0.81	0.0102	0.40
	S14	-415.83	90	90	0.81	0.0103	0.40
	S15	-415.83	90	90	0.81	0.0103	0.40
	S16	-415.10	90	90	0.81	0.0102	0.40
Kat 38	S1	-615.64	90	90	0.81	0.0152	0.40
	S2	-601.39	90	90	0.81	0.0148	0.40
	S3	-601.39	90	90	0.81	0.0148	0.40
	S4	-615.64	90	90	0.81	0.0152	0.40
	S5	-1071.42	140	90	1.26	0.0170	0.40
	S6	-1071.42	140	90	1.26	0.0170	0.40
	S7	-1075.05	140	90	1.26	0.0171	0.40
	S8	-1075.05	140	90	1.26	0.0171	0.40
	S9	-1075.05	140	90	1.26	0.0171	0.40
	S10	-1075.05	140	90	1.26	0.0171	0.40
	S11	-1071.43	140	90	1.26	0.0170	0.40
	S12	-1071.43	140	90	1.26	0.0170	0.40
	S13	-615.64	90	90	0.81	0.0152	0.40
	S14	-601.39	90	90	0.81	0.0148	0.40
	S15	-601.39	90	90	0.81	0.0148	0.40
	S16	-615.64	90	90	0.81	0.0152	0.40
Kat 37	S1	-815.76	90	90	0.81	0.0201	0.40
	S2	-786.89	90	90	0.81	0.0194	0.40
	S3	-786.89	90	90	0.81	0.0194	0.40
	S4	-815.76	90	90	0.81	0.0201	0.40
	S5	-1414.56	140	90	1.26	0.0225	0.40
	S6	-1414.56	140	90	1.26	0.0225	0.40
	S7	-1419.61	140	90	1.26	0.0225	0.40
	S8	-1419.61	140	90	1.26	0.0225	0.40
	S9	-1419.61	140	90	1.26	0.0225	0.40
	S10	-1419.61	140	90	1.26	0.0225	0.40
	S11	-1414.57	140	90	1.26	0.0225	0.40
	S12	-1414.57	140	90	1.26	0.0225	0.40
	S13	-815.76	90	90	0.81	0.0201	0.40
	S14	-786.89	90	90	0.81	0.0194	0.40
	S15	-786.89	90	90	0.81	0.0194	0.40
	S16	-815.76	90	90	0.81	0.0201	0.40

Çizelge A.1 (devam) : Kolon etkin eğilme rijitlikleri.

Kat	Kolon No	N_d (kN)	b (cm)	h (cm)	A_c (m ²)	$N_d/(A_c \cdot f_{cm})$	Oran
Kat 36	S1	-1015.07	90	90	0.81	0.0251	0.40
	S2	-972.95	90	90	0.81	0.0240	0.40
	S3	-972.95	90	90	0.81	0.0240	0.40
	S4	-1015.07	90	90	0.81	0.0251	0.40
	S5	-1758.93	140	90	1.26	0.0279	0.40
	S6	-1758.93	140	90	1.26	0.0279	0.40
	S7	-1764.53	140	90	1.26	0.0280	0.40
	S8	-1764.53	140	90	1.26	0.0280	0.40
	S9	-1764.53	140	90	1.26	0.0280	0.40
	S10	-1764.53	140	90	1.26	0.0280	0.40
	S11	-1758.93	140	90	1.26	0.0279	0.40
	S12	-1758.93	140	90	1.26	0.0279	0.40
	S13	-1015.07	90	90	0.81	0.0251	0.40
	S14	-972.95	90	90	0.81	0.0240	0.40
	S15	-972.95	90	90	0.81	0.0240	0.40
	S16	-1015.07	90	90	0.81	0.0251	0.40
Kat 35	S1	-1213.46	90	90	0.81	0.0300	0.40
	S2	-1159.61	90	90	0.81	0.0286	0.40
	S3	-1159.61	90	90	0.81	0.0286	0.40
	S4	-1213.46	90	90	0.81	0.0300	0.40
	S5	-2104.82	140	90	1.26	0.0334	0.40
	S6	-2104.82	140	90	1.26	0.0334	0.40
	S7	-2109.93	140	90	1.26	0.0335	0.40
	S8	-2109.93	140	90	1.26	0.0335	0.40
	S9	-2109.93	140	90	1.26	0.0335	0.40
	S10	-2109.93	140	90	1.26	0.0335	0.40
	S11	-2104.83	140	90	1.26	0.0334	0.40
	S12	-2104.83	140	90	1.26	0.0334	0.40
	S13	-1213.46	90	90	0.81	0.0300	0.40
	S14	-1159.62	90	90	0.81	0.0286	0.40
	S15	-1159.62	90	90	0.81	0.0286	0.40
	S16	-1213.46	90	90	0.81	0.0300	0.40
Kat 34	S1	-1410.72	90	90	0.81	0.0348	0.40
	S2	-1347.05	90	90	0.81	0.0333	0.40
	S3	-1347.05	90	90	0.81	0.0333	0.40
	S4	-1410.72	90	90	0.81	0.0348	0.40
	S5	-2452.57	140	90	1.26	0.0389	0.40
	S6	-2452.57	140	90	1.26	0.0389	0.40
	S7	-2455.90	140	90	1.26	0.0390	0.40
	S8	-2455.90	140	90	1.26	0.0390	0.40
	S9	-2455.91	140	90	1.26	0.0390	0.40
	S10	-2455.91	140	90	1.26	0.0390	0.40
	S11	-2452.58	140	90	1.26	0.0389	0.40
	S12	-2452.58	140	90	1.26	0.0389	0.40
	S13	-1410.72	90	90	0.81	0.0348	0.40
	S14	-1347.06	90	90	0.81	0.0333	0.40
	S15	-1347.06	90	90	0.81	0.0333	0.40
	S16	-1410.72	90	90	0.81	0.0348	0.40
Kat 33	S1	-1606.64	90	90	0.81	0.0397	0.40
	S2	-1535.41	90	90	0.81	0.0379	0.40
	S3	-1535.41	90	90	0.81	0.0379	0.40
	S4	-1606.64	90	90	0.81	0.0397	0.40
	S5	-2802.55	140	90	1.26	0.0445	0.40
	S6	-2802.55	140	90	1.26	0.0445	0.40
	S7	-2802.53	140	90	1.26	0.0445	0.40
	S8	-2802.53	140	90	1.26	0.0445	0.40
	S9	-2802.53	140	90	1.26	0.0445	0.40
	S10	-2802.53	140	90	1.26	0.0445	0.40
	S11	-2802.57	140	90	1.26	0.0445	0.40
	S12	-2802.57	140	90	1.26	0.0445	0.40
	S13	-1606.64	90	90	0.81	0.0397	0.40
	S14	-1535.43	90	90	0.81	0.0379	0.40
	S15	-1535.43	90	90	0.81	0.0379	0.40
	S16	-1606.64	90	90	0.81	0.0397	0.40

Çizelge A.1 (devam) : Kolon etkin eğilme rijitlikleri.

Kat	Kolon No	N_d (kN)	b (cm)	h (cm)	A_c (m ²)	$N_d/(A_c \cdot f_{cm})$	Oran
Kat 32	S1	-1800.99	90	90	0.81	0.0445	0.40
	S2	-1724.87	90	90	0.81	0.0426	0.40
	S3	-1724.87	90	90	0.81	0.0426	0.40
	S4	-1800.99	90	90	0.81	0.0445	0.40
	S5	-3155.18	140	90	1.26	0.0501	0.40
	S6	-3155.18	140	90	1.26	0.0501	0.40
	S7	-3149.88	140	90	1.26	0.0500	0.40
	S8	-3149.88	140	90	1.26	0.0500	0.40
	S9	-3149.88	140	90	1.26	0.0500	0.40
	S10	-3149.88	140	90	1.26	0.0500	0.40
	S11	-3155.19	140	90	1.26	0.0501	0.40
	S12	-3155.19	140	90	1.26	0.0501	0.40
	S13	-1800.99	90	90	0.81	0.0445	0.40
	S14	-1724.88	90	90	0.81	0.0426	0.40
	S15	-1724.88	90	90	0.81	0.0426	0.40
	S16	-1800.99	90	90	0.81	0.0445	0.40
Kat 31	S1	-1993.48	90	90	0.81	0.0492	0.40
	S2	-1915.61	90	90	0.81	0.0473	0.40
	S3	-1915.61	90	90	0.81	0.0473	0.40
	S4	-1993.48	90	90	0.81	0.0492	0.40
	S5	-3510.89	140	90	1.26	0.0557	0.40
	S6	-3510.89	140	90	1.26	0.0557	0.40
	S7	-3498.03	140	90	1.26	0.0555	0.40
	S8	-3498.03	140	90	1.26	0.0555	0.40
	S9	-3498.03	140	90	1.26	0.0555	0.40
	S10	-3498.03	140	90	1.26	0.0555	0.40
	S11	-3510.91	140	90	1.26	0.0557	0.40
	S12	-3510.91	140	90	1.26	0.0557	0.40
	S13	-1993.48	90	90	0.81	0.0492	0.40
	S14	-1915.63	90	90	0.81	0.0473	0.40
	S15	-1915.63	90	90	0.81	0.0473	0.40
	S16	-1993.48	90	90	0.81	0.0492	0.40
Kat 30	S1	-2183.79	90	90	0.81	0.0539	0.40
	S2	-2107.86	90	90	0.81	0.0520	0.40
	S3	-2107.86	90	90	0.81	0.0520	0.40
	S4	-2183.79	90	90	0.81	0.0539	0.40
	S5	-3870.20	140	90	1.26	0.0614	0.40
	S6	-3870.20	140	90	1.26	0.0614	0.40
	S7	-3846.99	140	90	1.26	0.0611	0.40
	S8	-3846.99	140	90	1.26	0.0611	0.40
	S9	-3847.00	140	90	1.26	0.0611	0.40
	S10	-3847.00	140	90	1.26	0.0611	0.40
	S11	-3870.22	140	90	1.26	0.0614	0.40
	S12	-3870.22	140	90	1.26	0.0614	0.40
	S13	-2183.79	90	90	0.81	0.0539	0.40
	S14	-2107.88	90	90	0.81	0.0520	0.40
	S15	-2107.88	90	90	0.81	0.0520	0.40
	S16	-2183.79	90	90	0.81	0.0539	0.40
Kat 29	S1	-2371.57	90	90	0.81	0.0586	0.40
	S2	-2301.93	90	90	0.81	0.0568	0.40
	S3	-2301.93	90	90	0.81	0.0568	0.40
	S4	-2371.57	90	90	0.81	0.0586	0.40
	S5	-4233.75	140	90	1.26	0.0672	0.40
	S6	-4233.75	140	90	1.26	0.0672	0.40
	S7	-4196.93	140	90	1.26	0.0666	0.40
	S8	-4196.93	140	90	1.26	0.0666	0.40
	S9	-4196.93	140	90	1.26	0.0666	0.40
	S10	-4196.93	140	90	1.26	0.0666	0.40
	S11	-4233.77	140	90	1.26	0.0672	0.40
	S12	-4233.77	140	90	1.26	0.0672	0.40
	S13	-2371.57	90	90	0.81	0.0586	0.40
	S14	-2301.95	90	90	0.81	0.0568	0.40
	S15	-2301.95	90	90	0.81	0.0568	0.40
	S16	-2371.57	90	90	0.81	0.0586	0.40

Çizelge A.1 (devam) : Kolon etkin eğilme rijitlikleri.

Kat	Kolon No	N_d (kN)	b (cm)	h (cm)	A_c (m ²)	$N_d/(A_c \cdot f_{cm})$	Oran
Kat 28	S1	-2556.33	90	90	0.81	0.0631	0.40
	S2	-2498.13	90	90	0.81	0.0617	0.40
	S3	-2498.13	90	90	0.81	0.0617	0.40
	S4	-2556.33	90	90	0.81	0.0631	0.40
	S5	-4601.64	140	90	1.26	0.0730	0.40
	S6	-4601.64	140	90	1.26	0.0730	0.40
	S7	-4547.02	140	90	1.26	0.0722	0.40
	S8	-4547.02	140	90	1.26	0.0722	0.40
	S9	-4547.03	140	90	1.26	0.0722	0.40
	S10	-4547.03	140	90	1.26	0.0722	0.40
	S11	-4601.66	140	90	1.26	0.0730	0.40
	S12	-4601.66	140	90	1.26	0.0730	0.40
	S13	-2556.32	90	90	0.81	0.0631	0.40
	S14	-2498.15	90	90	0.81	0.0617	0.40
	S15	-2498.15	90	90	0.81	0.0617	0.40
	S16	-2556.32	90	90	0.81	0.0631	0.40
Kat 27	S1	-2734.02	90	90	0.81	0.0675	0.40
	S2	-2686.37	90	90	0.81	0.0663	0.40
	S3	-2686.37	90	90	0.81	0.0663	0.40
	S4	-2734.02	90	90	0.81	0.0675	0.40
	S5	-3835.60	140	90	1.26	0.0609	0.40
	S6	-3835.60	140	90	1.26	0.0609	0.40
	S7	-3784.45	140	90	1.26	0.0601	0.40
	S8	-3784.45	140	90	1.26	0.0601	0.40
	S9	-3784.45	140	90	1.26	0.0601	0.40
	S10	-3784.45	140	90	1.26	0.0601	0.40
	S11	-3835.62	140	90	1.26	0.0609	0.40
	S12	-3835.62	140	90	1.26	0.0609	0.40
	S13	-2734.02	90	90	0.81	0.0675	0.40
	S14	-2686.39	90	90	0.81	0.0663	0.40
	S15	-2686.39	90	90	0.81	0.0663	0.40
	S16	-2734.02	90	90	0.81	0.0675	0.40
Kat 26	S1	-2917.36	90	90	0.81	0.0720	0.40
	S2	-2882.61	90	90	0.81	0.0712	0.40
	S3	-2882.61	90	90	0.81	0.0712	0.40
	S4	-2917.36	90	90	0.81	0.0720	0.40
	S5	-4112.84	140	90	1.26	0.0653	0.40
	S6	-4112.84	140	90	1.26	0.0653	0.40
	S7	-4141.60	140	90	1.26	0.0657	0.40
	S8	-4141.60	140	90	1.26	0.0657	0.40
	S9	-4141.60	140	90	1.26	0.0657	0.40
	S10	-4141.60	140	90	1.26	0.0657	0.40
	S11	-4112.81	140	90	1.26	0.0653	0.40
	S12	-4112.81	140	90	1.26	0.0653	0.40
	S13	-2917.35	90	90	0.81	0.0720	0.40
	S14	-2882.64	90	90	0.81	0.0712	0.40
	S15	-2882.64	90	90	0.81	0.0712	0.40
	S16	-2917.35	90	90	0.81	0.0720	0.40
Kat 25	S1	-3105.93	90	90	0.81	0.0767	0.40
	S2	-3083.31	90	90	0.81	0.0761	0.40
	S3	-3083.31	90	90	0.81	0.0761	0.40
	S4	-3105.93	90	90	0.81	0.0767	0.40
	S5	-4478.08	140	90	1.26	0.0711	0.40
	S6	-4478.08	140	90	1.26	0.0711	0.40
	S7	-4492.51	140	90	1.26	0.0713	0.40
	S8	-4492.51	140	90	1.26	0.0713	0.40
	S9	-4492.51	140	90	1.26	0.0713	0.40
	S10	-4492.51	140	90	1.26	0.0713	0.40
	S11	-4478.06	140	90	1.26	0.0711	0.40
	S12	-4478.06	140	90	1.26	0.0711	0.40
	S13	-3105.93	90	90	0.81	0.0767	0.40
	S14	-3083.33	90	90	0.81	0.0761	0.40
	S15	-3083.33	90	90	0.81	0.0761	0.40
	S16	-3105.93	90	90	0.81	0.0767	0.40

Çizelge A.1 (devam) : Kolon etkin eğilme rijitlikleri.

Kat	Kolon No	N_d (kN)	b (cm)	h (cm)	A_c (m ²)	$N_d/(A_c \cdot f_{cm})$	Oran
Kat 24	S1	-3296.53	90	90	0.81	0.0814	0.40
	S2	-3283.17	90	90	0.81	0.0811	0.40
	S3	-3283.17	90	90	0.81	0.0811	0.40
	S4	-3296.53	90	90	0.81	0.0814	0.40
	S5	-4840.74	140	90	1.26	0.0768	0.40
	S6	-4840.74	140	90	1.26	0.0768	0.40
	S7	-4843.47	140	90	1.26	0.0769	0.40
	S8	-4843.47	140	90	1.26	0.0769	0.40
	S9	-4843.47	140	90	1.26	0.0769	0.40
	S10	-4843.47	140	90	1.26	0.0769	0.40
	S11	-4840.72	140	90	1.26	0.0768	0.40
	S12	-4840.72	140	90	1.26	0.0768	0.40
	S13	-3296.52	90	90	0.81	0.0814	0.40
	S14	-3283.20	90	90	0.81	0.0811	0.40
	S15	-3283.20	90	90	0.81	0.0811	0.40
	S16	-3296.52	90	90	0.81	0.0814	0.40
Kat 23	S1	-3488.79	90	90	0.81	0.0861	0.40
	S2	-3482.96	90	90	0.81	0.0860	0.40
	S3	-3482.96	90	90	0.81	0.0860	0.40
	S4	-3488.79	90	90	0.81	0.0861	0.40
	S5	-5201.32	140	90	1.26	0.0826	0.40
	S6	-5201.32	140	90	1.26	0.0826	0.40
	S7	-5194.24	140	90	1.26	0.0824	0.40
	S8	-5194.24	140	90	1.26	0.0824	0.40
	S9	-5194.24	140	90	1.26	0.0824	0.40
	S10	-5194.24	140	90	1.26	0.0824	0.40
	S11	-5201.30	140	90	1.26	0.0826	0.40
	S12	-5201.30	140	90	1.26	0.0826	0.40
	S13	-3488.79	90	90	0.81	0.0861	0.40
	S14	-3482.99	90	90	0.81	0.0860	0.40
	S15	-3482.99	90	90	0.81	0.0860	0.40
	S16	-3488.79	90	90	0.81	0.0861	0.40
Kat 22	S1	-3682.35	90	90	0.81	0.0909	0.40
	S2	-3683.07	90	90	0.81	0.0909	0.40
	S3	-3683.07	90	90	0.81	0.0909	0.40
	S4	-3682.35	90	90	0.81	0.0909	0.40
	S5	-5560.39	140	90	1.26	0.0883	0.40
	S6	-5560.39	140	90	1.26	0.0883	0.40
	S7	-5544.87	140	90	1.26	0.0880	0.40
	S8	-5544.87	140	90	1.26	0.0880	0.40
	S9	-5544.86	140	90	1.26	0.0880	0.40
	S10	-5544.86	140	90	1.26	0.0880	0.40
	S11	-5560.37	140	90	1.26	0.0883	0.40
	S12	-5560.37	140	90	1.26	0.0883	0.40
	S13	-3682.34	90	90	0.81	0.0909	0.40
	S14	-3683.11	90	90	0.81	0.0909	0.40
	S15	-3683.11	90	90	0.81	0.0909	0.40
	S16	-3682.34	90	90	0.81	0.0909	0.40
Kat 21	S1	-3876.85	90	90	0.81	0.0957	0.40
	S2	-3883.88	90	90	0.81	0.0959	0.40
	S3	-3883.88	90	90	0.81	0.0959	0.40
	S4	-3876.85	90	90	0.81	0.0957	0.40
	S5	-5918.48	140	90	1.26	0.0939	0.40
	S6	-5918.48	140	90	1.26	0.0939	0.40
	S7	-5895.41	140	90	1.26	0.0936	0.40
	S8	-5895.41	140	90	1.26	0.0936	0.40
	S9	-5895.41	140	90	1.26	0.0936	0.40
	S10	-5895.41	140	90	1.26	0.0936	0.40
	S11	-5918.47	140	90	1.26	0.0939	0.40
	S12	-5918.47	140	90	1.26	0.0939	0.40
	S13	-3876.84	90	90	0.81	0.0957	0.40
	S14	-3883.91	90	90	0.81	0.0959	0.40
	S15	-3883.91	90	90	0.81	0.0959	0.40
	S16	-3876.84	90	90	0.81	0.0957	0.40

Çizelge A.1 (devam) : Kolon etkin eğilme rijitlikleri.

Kat	Kolon No	N_d (kN)	b (cm)	h (cm)	A_c (m ²)	$N_d/(A_c \cdot f_{cm})$	Oran
Kat 20	S1	-4071.94	90	90	0.81	0.1005	0.40
	S2	-4085.71	90	90	0.81	0.1009	0.40
	S3	-4085.71	90	90	0.81	0.1009	0.40
	S4	-4071.94	90	90	0.81	0.1005	0.40
	S5	-6276.10	140	90	1.26	0.0996	0.40
	S6	-6276.10	140	90	1.26	0.0996	0.40
	S7	-6245.91	140	90	1.26	0.0991	0.40
	S8	-6245.91	140	90	1.26	0.0991	0.40
	S9	-6245.90	140	90	1.26	0.0991	0.40
	S10	-6245.90	140	90	1.26	0.0991	0.40
	S11	-6276.09	140	90	1.26	0.0996	0.40
	S12	-6276.09	140	90	1.26	0.0996	0.40
	S13	-4071.93	90	90	0.81	0.1005	0.40
	S14	-4085.75	90	90	0.81	0.1009	0.40
	S15	-4085.75	90	90	0.81	0.1009	0.40
	S16	-4071.93	90	90	0.81	0.1005	0.40
Kat 19	S1	-4267.31	90	90	0.81	0.1054	0.41
	S2	-4288.93	90	90	0.81	0.1059	0.41
	S3	-4288.93	90	90	0.81	0.1059	0.41
	S4	-4267.31	90	90	0.81	0.1054	0.41
	S5	-6633.76	140	90	1.26	0.1053	0.41
	S6	-6633.76	140	90	1.26	0.1053	0.41
	S7	-6596.44	140	90	1.26	0.1047	0.41
	S8	-6596.44	140	90	1.26	0.1047	0.41
	S9	-6596.44	140	90	1.26	0.1047	0.41
	S10	-6596.44	140	90	1.26	0.1047	0.41
	S11	-6633.75	140	90	1.26	0.1053	0.41
	S12	-6633.75	140	90	1.26	0.1053	0.41
	S13	-4267.30	90	90	0.81	0.1054	0.41
	S14	-4288.97	90	90	0.81	0.1059	0.41
	S15	-4288.97	90	90	0.81	0.1059	0.41
	S16	-4267.30	90	90	0.81	0.1054	0.41
Kat 18	S1	-4462.62	90	90	0.81	0.1102	0.41
	S2	-4493.90	90	90	0.81	0.1110	0.41
	S3	-4493.90	90	90	0.81	0.1110	0.41
	S4	-4462.62	90	90	0.81	0.1102	0.41
	S5	-6991.96	140	90	1.26	0.1110	0.41
	S6	-6991.96	140	90	1.26	0.1110	0.41
	S7	-6947.07	140	90	1.26	0.1103	0.41
	S8	-6947.07	140	90	1.26	0.1103	0.41
	S9	-6947.06	140	90	1.26	0.1103	0.41
	S10	-6947.06	140	90	1.26	0.1103	0.41
	S11	-6991.95	140	90	1.26	0.1110	0.41
	S12	-6991.95	140	90	1.26	0.1110	0.41
	S13	-4462.61	90	90	0.81	0.1102	0.41
	S14	-4493.95	90	90	0.81	0.1110	0.41
	S15	-4493.95	90	90	0.81	0.1110	0.41
	S16	-4462.61	90	90	0.81	0.1102	0.41
Kat 17	S1	-4657.54	90	90	0.81	0.1150	0.42
	S2	-4701.00	90	90	0.81	0.1161	0.42
	S3	-4701.00	90	90	0.81	0.1161	0.42
	S4	-4657.54	90	90	0.81	0.1150	0.42
	S5	-7351.19	140	90	1.26	0.1167	0.42
	S6	-7351.19	140	90	1.26	0.1167	0.42
	S7	-7297.85	140	90	1.26	0.1158	0.42
	S8	-7297.85	140	90	1.26	0.1158	0.42
	S9	-7297.85	140	90	1.26	0.1158	0.42
	S10	-7297.85	140	90	1.26	0.1158	0.42
	S11	-7351.18	140	90	1.26	0.1167	0.42
	S12	-7351.18	140	90	1.26	0.1167	0.42
	S13	-4657.54	90	90	0.81	0.1150	0.42
	S14	-4701.05	90	90	0.81	0.1161	0.42
	S15	-4701.05	90	90	0.81	0.1161	0.42
	S16	-4657.54	90	90	0.81	0.1150	0.42

Çizelge A.1 (devam) : Kolon etkin eğilme rijitlikleri.

Kat	Kolon No	N_d (kN)	b (cm)	h (cm)	A_c (m ²)	$N_d/(A_c \cdot f_{cm})$	Oran
Kat 16	S1	-4851.72	90	90	0.81	0.1198	0.43
	S2	-4910.64	90	90	0.81	0.1213	0.43
	S3	-4910.64	90	90	0.81	0.1213	0.43
	S4	-4851.72	90	90	0.81	0.1198	0.43
	S5	-7711.95	140	90	1.26	0.1224	0.43
	S6	-7711.95	140	90	1.26	0.1224	0.43
	S7	-7648.82	140	90	1.26	0.1214	0.43
	S8	-7648.82	140	90	1.26	0.1214	0.43
	S9	-7648.81	140	90	1.26	0.1214	0.43
	S10	-7648.81	140	90	1.26	0.1214	0.43
	S11	-7711.95	140	90	1.26	0.1224	0.43
	S12	-7711.95	140	90	1.26	0.1224	0.43
	S13	-4851.71	90	90	0.81	0.1198	0.43
	S14	-4910.69	90	90	0.81	0.1213	0.43
	S15	-4910.69	90	90	0.81	0.1213	0.43
	S16	-4851.71	90	90	0.81	0.1198	0.43
Kat 15	S1	-5044.79	90	90	0.81	0.1246	0.43
	S2	-5123.31	90	90	0.81	0.1265	0.44
	S3	-5123.31	90	90	0.81	0.1265	0.44
	S4	-5044.79	90	90	0.81	0.1246	0.43
	S5	-8074.90	140	90	1.26	0.1282	0.44
	S6	-8074.90	140	90	1.26	0.1282	0.44
	S7	-8000.17	140	90	1.26	0.1270	0.44
	S8	-8000.17	140	90	1.26	0.1270	0.44
	S9	-8000.17	140	90	1.26	0.1270	0.44
	S10	-8000.17	140	90	1.26	0.1270	0.44
	S11	-8074.90	140	90	1.26	0.1282	0.44
	S12	-8074.90	140	90	1.26	0.1282	0.44
	S13	-5044.79	90	90	0.81	0.1246	0.43
	S14	-5123.37	90	90	0.81	0.1265	0.44
	S15	-5123.37	90	90	0.81	0.1265	0.44
	S16	-5044.79	90	90	0.81	0.1246	0.43
Kat 14	S1	-5236.25	90	90	0.81	0.1293	0.44
	S2	-5339.24	90	90	0.81	0.1318	0.44
	S3	-5339.24	90	90	0.81	0.1318	0.44
	S4	-5236.25	90	90	0.81	0.1293	0.44
	S5	-8439.90	140	90	1.26	0.1340	0.45
	S6	-8439.90	140	90	1.26	0.1340	0.45
	S7	-8350.96	140	90	1.26	0.1326	0.44
	S8	-8350.96	140	90	1.26	0.1326	0.44
	S9	-8350.95	140	90	1.26	0.1326	0.44
	S10	-8350.95	140	90	1.26	0.1326	0.44
	S11	-8439.90	140	90	1.26	0.1340	0.45
	S12	-8439.90	140	90	1.26	0.1340	0.45
	S13	-5236.24	90	90	0.81	0.1293	0.44
	S14	-5339.30	90	90	0.81	0.1318	0.44
	S15	-5339.30	90	90	0.81	0.1318	0.44
	S16	-5236.24	90	90	0.81	0.1293	0.44
Kat 13	S1	-5422.06	90	90	0.81	0.1339	0.45
	S2	-5547.17	90	90	0.81	0.1370	0.45
	S3	-5547.17	90	90	0.81	0.1370	0.45
	S4	-5422.06	90	90	0.81	0.1339	0.45
	S5	-7039.29	140	90	1.26	0.1117	0.42
	S6	-7039.29	140	90	1.26	0.1117	0.42
	S7	-6957.19	140	90	1.26	0.1104	0.41
	S8	-6957.19	140	90	1.26	0.1104	0.41
	S9	-6957.19	140	90	1.26	0.1104	0.41
	S10	-6957.19	140	90	1.26	0.1104	0.41
	S11	-7039.28	140	90	1.26	0.1117	0.42
	S12	-7039.28	140	90	1.26	0.1117	0.42
	S13	-5422.05	90	90	0.81	0.1339	0.45
	S14	-5547.24	90	90	0.81	0.1370	0.45
	S15	-5547.24	90	90	0.81	0.1370	0.45
	S16	-5422.05	90	90	0.81	0.1339	0.45

Çizelge A.1 (devam) : Kolon etkin eğilme rijitlikleri.

Kat	Kolon No	N_d (kN)	b (cm)	h (cm)	A_c (m ²)	$N_d/(A_c \cdot f_{cm})$	Oran
Kat 12	S1	-5619.71	90	90	0.81	0.1388	0.45
	S2	-5772.96	90	90	0.81	0.1425	0.46
	S3	-5772.96	90	90	0.81	0.1425	0.46
	S4	-5619.71	90	90	0.81	0.1388	0.45
	S5	-8362.09	140	90	1.26	0.1327	0.44
	S6	-8362.09	140	90	1.26	0.1327	0.44
	S7	-8296.98	140	90	1.26	0.1317	0.44
	S8	-8296.98	140	90	1.26	0.1317	0.44
	S9	-8296.96	140	90	1.26	0.1317	0.44
	S10	-8296.96	140	90	1.26	0.1317	0.44
	S11	-8362.04	140	90	1.26	0.1327	0.44
	S12	-8362.04	140	90	1.26	0.1327	0.44
	S13	-5619.70	90	90	0.81	0.1388	0.45
	S14	-5773.03	90	90	0.81	0.1425	0.46
	S15	-5773.03	90	90	0.81	0.1425	0.46
	S16	-5619.70	90	90	0.81	0.1388	0.45
Kat 11	S1	-5821.09	90	90	0.81	0.1437	0.46
	S2	-6002.83	90	90	0.81	0.1482	0.46
	S3	-6002.83	90	90	0.81	0.1482	0.46
	S4	-5821.09	90	90	0.81	0.1437	0.46
	S5	-8717.11	140	90	1.26	0.1384	0.45
	S6	-8717.11	140	90	1.26	0.1384	0.45
	S7	-8647.20	140	90	1.26	0.1373	0.45
	S8	-8647.20	140	90	1.26	0.1373	0.45
	S9	-8647.18	140	90	1.26	0.1373	0.45
	S10	-8647.18	140	90	1.26	0.1373	0.45
	S11	-8717.07	140	90	1.26	0.1384	0.45
	S12	-8717.07	140	90	1.26	0.1384	0.45
	S13	-5821.08	90	90	0.81	0.1437	0.46
	S14	-6002.91	90	90	0.81	0.1482	0.46
	S15	-6002.91	90	90	0.81	0.1482	0.46
	S16	-5821.08	90	90	0.81	0.1437	0.46
Kat 10	S1	-6023.85	90	90	0.81	0.1487	0.46
	S2	-6235.32	90	90	0.81	0.1540	0.47
	S3	-6235.32	90	90	0.81	0.1540	0.47
	S4	-6023.85	90	90	0.81	0.1487	0.46
	S5	-9070.21	140	90	1.26	0.1440	0.46
	S6	-9070.21	140	90	1.26	0.1440	0.46
	S7	-8996.90	140	90	1.26	0.1428	0.46
	S8	-8996.90	140	90	1.26	0.1428	0.46
	S9	-8996.89	140	90	1.26	0.1428	0.46
	S10	-8996.89	140	90	1.26	0.1428	0.46
	S11	-9070.17	140	90	1.26	0.1440	0.46
	S12	-9070.17	140	90	1.26	0.1440	0.46
	S13	-6023.84	90	90	0.81	0.1487	0.46
	S14	-6235.40	90	90	0.81	0.1540	0.47
	S15	-6235.40	90	90	0.81	0.1540	0.47
	S16	-6023.84	90	90	0.81	0.1487	0.46
Kat 9	S1	-6227.79	90	90	0.81	0.1538	0.47
	S2	-6471.64	90	90	0.81	0.1598	0.48
	S3	-6471.64	90	90	0.81	0.1598	0.48
	S4	-6227.79	90	90	0.81	0.1538	0.47
	S5	-9421.93	140	90	1.26	0.1496	0.47
	S6	-9421.93	140	90	1.26	0.1496	0.47
	S7	-9346.27	140	90	1.26	0.1484	0.46
	S8	-9346.27	140	90	1.26	0.1484	0.46
	S9	-9346.25	140	90	1.26	0.1484	0.46
	S10	-9346.25	140	90	1.26	0.1484	0.46
	S11	-9421.89	140	90	1.26	0.1496	0.47
	S12	-9421.89	140	90	1.26	0.1496	0.47
	S13	-6227.78	90	90	0.81	0.1538	0.47
	S14	-6471.73	90	90	0.81	0.1598	0.48
	S15	-6471.73	90	90	0.81	0.1598	0.48
	S16	-6227.78	90	90	0.81	0.1538	0.47

Çizelge A.1 (devam) : Kolon etkin eğilme rijitlikleri.

Kat	Kolon No	N_d (kN)	b (cm)	h (cm)	A_c (m ²)	$N_d/(A_c \cdot f_{cm})$	Oran
Kat 8	S1	-6432.63	90	90	0.81	0.1588	0.48
	S2	-6712.60	90	90	0.81	0.1657	0.49
	S3	-6712.60	90	90	0.81	0.1657	0.49
	S4	-6432.63	90	90	0.81	0.1588	0.48
	S5	-9772.57	140	90	1.26	0.1551	0.47
	S6	-9772.57	140	90	1.26	0.1551	0.47
	S7	-9695.35	140	90	1.26	0.1539	0.47
	S8	-9695.35	140	90	1.26	0.1539	0.47
	S9	-9695.34	140	90	1.26	0.1539	0.47
	S10	-9695.34	140	90	1.26	0.1539	0.47
	S11	-9772.54	140	90	1.26	0.1551	0.47
	S12	-9772.54	140	90	1.26	0.1551	0.47
	S13	-6432.62	90	90	0.81	0.1588	0.48
	S14	-6712.70	90	90	0.81	0.1657	0.49
	S15	-6712.70	90	90	0.81	0.1657	0.49
	S16	-6432.62	90	90	0.81	0.1588	0.48
Kat 7	S1	-6638.09	90	90	0.81	0.1639	0.49
	S2	-6959.02	90	90	0.81	0.1718	0.50
	S3	-6959.02	90	90	0.81	0.1718	0.50
	S4	-6638.09	90	90	0.81	0.1639	0.49
	S5	-10122.50	140	90	1.26	0.1607	0.48
	S6	-10122.50	140	90	1.26	0.1607	0.48
	S7	-10044.30	140	90	1.26	0.1594	0.48
	S8	-10044.30	140	90	1.26	0.1594	0.48
	S9	-10044.30	140	90	1.26	0.1594	0.48
	S10	-10044.30	140	90	1.26	0.1594	0.48
	S11	-10122.40	140	90	1.26	0.1607	0.48
	S12	-10122.40	140	90	1.26	0.1607	0.48
	S13	-6638.08	90	90	0.81	0.1639	0.49
	S14	-6959.12	90	90	0.81	0.1718	0.50
	S15	-6959.12	90	90	0.81	0.1718	0.50
	S16	-6638.08	90	90	0.81	0.1639	0.49
Kat 6	S1	-6843.90	90	90	0.81	0.1690	0.49
	S2	-7211.76	90	90	0.81	0.1781	0.50
	S3	-7211.76	90	90	0.81	0.1781	0.50
	S4	-6843.90	90	90	0.81	0.1690	0.49
	S5	-10472.00	140	90	1.26	0.1662	0.49
	S6	-10472.00	140	90	1.26	0.1662	0.49
	S7	-10393.10	140	90	1.26	0.1650	0.49
	S8	-10393.10	140	90	1.26	0.1650	0.49
	S9	-10393.10	140	90	1.26	0.1650	0.49
	S10	-10393.10	140	90	1.26	0.1650	0.49
	S11	-10471.90	140	90	1.26	0.1662	0.49
	S12	-10471.90	140	90	1.26	0.1662	0.49
	S13	-6843.89	90	90	0.81	0.1690	0.49
	S14	-7211.86	90	90	0.81	0.1781	0.50
	S15	-7211.86	90	90	0.81	0.1781	0.50
	S16	-6843.89	90	90	0.81	0.1690	0.49
Kat 5	S1	-7049.78	90	90	0.81	0.1741	0.50
	S2	-7471.75	90	90	0.81	0.1845	0.51
	S3	-7471.75	90	90	0.81	0.1845	0.51
	S4	-7049.78	90	90	0.81	0.1741	0.50
	S5	-10821.30	140	90	1.26	0.1718	0.50
	S6	-10821.30	140	90	1.26	0.1718	0.50
	S7	-10742.10	140	90	1.26	0.1705	0.49
	S8	-10742.10	140	90	1.26	0.1705	0.49
	S9	-10742.10	140	90	1.26	0.1705	0.49
	S10	-10742.10	140	90	1.26	0.1705	0.49
	S11	-10821.30	140	90	1.26	0.1718	0.50
	S12	-10821.30	140	90	1.26	0.1718	0.50
	S13	-7049.76	90	90	0.81	0.1741	0.50
	S14	-7471.86	90	90	0.81	0.1845	0.51
	S15	-7471.86	90	90	0.81	0.1845	0.51
	S16	-7049.76	90	90	0.81	0.1741	0.50

Çizelge A.1 (devam) : Kolon etkin eğilme rijitlikleri.

Kat	Kolon No	N_d (kN)	b (cm)	h (cm)	A_c (m ²)	$N_d/(A_c \cdot f_{cm})$	Oran
Kat 4	S1	-7255.43	90	90	0.81	0.1791	0.51
	S2	-7740.01	90	90	0.81	0.1911	0.52
	S3	-7740.01	90	90	0.81	0.1911	0.52
	S4	-7255.43	90	90	0.81	0.1791	0.51
	S5	-11170.90	140	90	1.26	0.1773	0.50
	S6	-11170.90	140	90	1.26	0.1773	0.50
	S7	-11091.30	140	90	1.26	0.1761	0.50
	S8	-11091.30	140	90	1.26	0.1761	0.50
	S9	-11091.30	140	90	1.26	0.1761	0.50
	S10	-11091.30	140	90	1.26	0.1761	0.50
	S11	-11170.80	140	90	1.26	0.1773	0.50
	S12	-11170.80	140	90	1.26	0.1773	0.50
	S13	-7255.41	90	90	0.81	0.1791	0.51
	S14	-7740.12	90	90	0.81	0.1911	0.52
	S15	-7740.12	90	90	0.81	0.1911	0.52
	S16	-7255.41	90	90	0.81	0.1791	0.51
Kat 3	S1	-7460.49	90	90	0.81	0.1842	0.51
	S2	-8017.60	90	90	0.81	0.1980	0.53
	S3	-8017.60	90	90	0.81	0.1980	0.53
	S4	-7460.49	90	90	0.81	0.1842	0.51
	S5	-11520.90	140	90	1.26	0.1829	0.51
	S6	-11520.90	140	90	1.26	0.1829	0.51
	S7	-11440.80	140	90	1.26	0.1816	0.51
	S8	-11440.80	140	90	1.26	0.1816	0.51
	S9	-11440.80	140	90	1.26	0.1816	0.51
	S10	-11440.80	140	90	1.26	0.1816	0.51
	S11	-11520.90	140	90	1.26	0.1829	0.51
	S12	-11520.90	140	90	1.26	0.1829	0.51
	S13	-7460.48	90	90	0.81	0.1842	0.51
	S14	-8017.73	90	90	0.81	0.1980	0.53
	S15	-8017.73	90	90	0.81	0.1980	0.53
	S16	-7460.48	90	90	0.81	0.1842	0.51
Kat 2	S1	-7664.84	90	90	0.81	0.1893	0.52
	S2	-8305.75	90	90	0.81	0.2051	0.54
	S3	-8305.75	90	90	0.81	0.2051	0.54
	S4	-7664.84	90	90	0.81	0.1893	0.52
	S5	-11871.70	140	90	1.26	0.1884	0.52
	S6	-11871.70	140	90	1.26	0.1884	0.52
	S7	-11790.90	140	90	1.26	0.1872	0.52
	S8	-11790.90	140	90	1.26	0.1872	0.52
	S9	-11790.90	140	90	1.26	0.1872	0.52
	S10	-11790.90	140	90	1.26	0.1872	0.52
	S11	-11871.60	140	90	1.26	0.1884	0.52
	S12	-11871.60	140	90	1.26	0.1884	0.52
	S13	-7664.82	90	90	0.81	0.1893	0.52
	S14	-8305.88	90	90	0.81	0.2051	0.54
	S15	-8305.88	90	90	0.81	0.2051	0.54
	S16	-7664.82	90	90	0.81	0.1893	0.52
Kat 1	S1	-7866.96	90	90	0.81	0.1942	0.53
	S2	-8605.50	90	90	0.81	0.2125	0.55
	S3	-8605.50	90	90	0.81	0.2125	0.55
	S4	-7866.96	90	90	0.81	0.1942	0.53
	S5	-12223.60	140	90	1.26	0.1940	0.53
	S6	-12223.60	140	90	1.26	0.1940	0.53
	S7	-12141.50	140	90	1.26	0.1927	0.52
	S8	-12141.50	140	90	1.26	0.1927	0.52
	S9	-12141.50	140	90	1.26	0.1927	0.52
	S10	-12141.50	140	90	1.26	0.1927	0.52
	S11	-12223.60	140	90	1.26	0.1940	0.53
	S12	-12223.60	140	90	1.26	0.1940	0.53
	S13	-7866.95	90	90	0.81	0.1942	0.53
	S14	-8605.64	90	90	0.81	0.2125	0.55
	S15	-8605.64	90	90	0.81	0.2125	0.55
	S16	-7866.95	90	90	0.81	0.1942	0.53

Çizelge A.2 : Perde etkin eğilme rijitlikleri.

Kat	N_d (kN)	A_c (m ²)	$N_d/(A_c \cdot f_{cm})$	Oran
Kat 40	-6201.39	22.75	0.00545	0.4
Kat 39	-11233.91	22.75	0.00988	0.4
Kat 38	-16263.95	22.75	0.01430	0.4
Kat 37	-21290.62	22.75	0.01872	0.4
Kat 36	-26312.00	22.75	0.02313	0.4
Kat 35	-31326.61	22.75	0.02754	0.4
Kat 34	-36332.90	22.75	0.03194	0.4
Kat 33	-41329.31	22.75	0.03633	0.4
Kat 32	-46314.20	22.75	0.04072	0.4
Kat 31	-51285.80	22.75	0.04509	0.4
Kat 30	-56242.44	22.75	0.04944	0.4
Kat 29	-61181.13	22.75	0.05379	0.4
Kat 28	-66105.37	22.75	0.05811	0.4
Kat 27	-76947.41	22.75	0.06765	0.4
Kat 26	-87372.39	22.75	0.07681	0.4
Kat 25	-92270.61	22.75	0.08112	0.4
Kat 24	-97174.29	22.75	0.08543	0.4
Kat 23	-102080.60	22.75	0.08974	0.40
Kat 22	-106987.19	22.75	0.09405	0.40
Kat 21	-111891.50	22.75	0.09837	0.40
Kat 20	-116791.25	22.75	0.10267	0.40
Kat 19	-121684.10	22.75	0.10698	0.41
Kat 18	-126567.69	22.75	0.11127	0.42
Kat 17	-131439.52	22.75	0.11555	0.42
Kat 16	-136297.34	22.75	0.11982	0.43
Kat 15	-141137.12	22.75	0.12408	0.43
Kat 14	-145964.45	22.75	0.12832	0.44
Kat 13	-149709.01	22.75	0.13161	0.44
Kat 12	-163895.10	22.75	0.14408	0.46
Kat 11	-168669.07	22.75	0.14828	0.46
Kat 10	-173436.84	22.75	0.15247	0.47
Kat 9	-178191.36	22.75	0.15665	0.48
Kat 8	-182929.30	22.75	0.16082	0.48
Kat 7	-187646.49	22.75	0.16496	0.49
Kat 6	-192338.85	22.75	0.16909	0.49
Kat 5	-197002.06	22.75	0.17319	0.50
Kat 4	-201631.52	22.75	0.17726	0.50
Kat 3	-206222.61	22.75	0.18129	0.51
Kat 2	-210769.34	22.75	0.18529	0.51
Kat 1	-215271.53	22.75	0.18925	0.52

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Uğur ÖZORPAK
Doğum Tarihi ve Yeri : 1987/ İstanbul
E-posta : ugurozorpak@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2010, Yıldız Teknik Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği

