

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**10 KATLI ÇELİK BİR OFİS BİNASININ BOYUTLANDIRILMASI ve
İLERLEMELİ ÇÖKME ANALİZİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ahmet Serdar ŞEHİRALİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

ARALIK 2011

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**10 KATLI ÇELİK BİR OFİS BİNASININ BOYUTLANDIRILMASI ve
İLERLEMELİ ÇÖKME ANALİZİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Ahmet Serdar ŞEHİRALİ
(501091156)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Yapı Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Doç. Dr. Güliz Bayramoğlu

ARALIK 2011

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501091156 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi **Ahmet Serdar Şehirali** ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “ **10 KATLI ÇELİK BİR OFİS BİNASININ BOYUTLANDIRILMASI ve İLERLEMELİ ÇÖKME ANALİZİ** ” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Doç. Dr. Güliz Bayramoğlu**

İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Yrd. Doç. Dr. Mecit Çelik**

İstanbul Teknik Üniversitesi

Yrd. Doç. Dr. Nilgün Aktan

Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : **14 Kasım 2011**

Savunma Tarihi : **6 Aralık 2011**

Annemin Anısına,

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, 10 katlı bir çelik ofis binasının TS 648 ve DBYBHY 2007'ye göre boyutlandırılması yapılmış olup, Amerikan Savunma Bakanlığı'nın UFC 4-023-03 kistasına göre ilerlemeli çökmeye karşı davranışı incelenmiştir.

Türkiye'deki tez çalışmam boyunca çok değerli bilgi ve tecrübelerini benden esirgemeyen danışman hocalarım Sn. Doç. Dr. Güliz BAYRAMOĞLU ve Sn. Prof. Dr. Alpay ÖZGEN'e minnet ve şükranlarımı sunarım.

Almanya'da, Hamburg Teknik Üniversitesi'ndeki çalışmalarım boyunca destek ve yardımlarını benden esirgemeyen ve bana önemli bilgiler kazandıran Prof. Dr.-Ing Uwe STAROSSEK, Dr.-Ing Jürgen PRIEBE ve Dipl.-Ing Marco HABERLAND'e teşekkürü bir borç bilirim.

Tezimle ilgili sorularımı hiç sıklımadan cevaplayan ve en kritik noktalardaki yardımlarıyla bir sonraki adıma geçmemi sağlayan çok değerli İnş. Yük. Müh. arkadaşlarım Vefa OKUMUŞ ve Özge Gülşan CEYLAN'a ayrıca teşekkürlerimi sunarım.

Hayatım boyunca benden maddi ve manevi desteğini esirgemeyen sevgili ablam Selin ŞEHİRALİ ve babam Ali Faik ŞEHİRALİ'ye minnet ve şükranlarımı sunarım. Bu yüksek lisans tezinin değerli mühendis arkadaşlarıma faydalı olması dileklerle,

Kasım 2011

Ahmet Serdar Şehirali
(Jeofizik ve İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ	xv
ŞEKİL LİSTESİ	xvii
SEMBOLLER	xix
ÖZET	xxi
SUMMARY	xxiii
1. GİRİŞ	1
1.1 Çalışmanın Amacı ve Kullanılan Yöntem	1
1.2 Yapı Hakkında Genel Bilgi	2
1.3 Yapının Karakteristik Değerleri	5
1.4 Tasarımda Kullanılan Yapı Malzemesi Özellikleri ve Emniyet Gerilmeleri	5
2. YAPIYA ETKİYEN YÜKLER ve ANALİZİ.....	7
2.1 Düşey Yükler.....	7
2.1.1 Ölü yük analizi	7
2.1.2 Hareketli yük analizi	9
2.2 Yatay Yükler	10
2.2.1 Deprem yükleri analizi.....	10
2.2.1.1 Eşdeğer deprem yükü yöntemi.....	10
2.2.1.2 Katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin belirlenmesi.....	12
2.2.2 Rüzgar yükleri analizi	14
2.3 Yapı Analizi Yük Kombinasyonları.....	16
2.4 Yapı Sisteminin Analizi	17
2.4.1 Görelî kat ötelenmeleri kontrolü	17
2.4.2 İkinci merteye etkilerinin kontrolü.....	19
3. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI	21
3.1 Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması	21
3.1.1 Döşeme kirişlerinin basit kiriş olarak boyutlandırılması	21
3.1.2 Döşeme kirişlerinin kompozit kiriş olarak boyutlandırılması.....	23
3.2 Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması.....	27
3.3 İlk 5 Kat Kolonların Boyutlandırılması	29
3.4 Son 5 Kat Kolonların Boyutlandırılması.....	32
4. YAPI BİRLEŞİM DETAYLARI ve TEMEL HESABI	37
4.1 IPE 270 Döşeme Kirişi – HE 450B Kat Kirişi Birleşimi Hesabı.....	37
4.1.1 Kiriş gövdesindeki bulonların hesabı.....	38
4.1.2 Kirişin bağlandığı gövdedeki bulonların hesabı.....	39
4.1.3 Kullanılan levhada çekme ve kayma gerilmesi tahkiki.....	40
4.2 HE 450B Kat Kirişi – HE 700M Kolonu Mafsallı Birleşim Hesabı.....	40
4.2.1 Kiriş gövdesindeki bulonların hesabı.....	41
4.2.2 Kirişin bağlandığı gövdedeki bulonların hesabı.....	42

4.2.3	Kullanılan levhada çekme ve kayma gerilmesi tahkiki.....	43
4.3	HE 450B Kat Kirişi – HE 700M Kolonu Rijit Birleşim Hesabı	43
4.3.1	DBYBHY 2007 – Madde 4.3.4.1’e göre birleşimin tasarımı.....	44
4.3.2	Kayma levhasını gövdeye birleştiren kaynakların tahkiki	46
4.3.3	DBYBHY 2007 – Madde 4.3.4.3’e göre kayma bölgesi tasarımı.....	47
4.3.4	DBYBHY 2007 – Madde 4.3.4.4’e göre süreklilik levhası kontrolü.....	47
4.4	HE 700M – HE 600B Kolon Eki Hesabı	48
4.4.1	Ek levhaların tahkiki	49
4.4.2	Başlık bulonlarının hesabında uyg. olan GV tipi birleşim tahkiki.....	49
4.4.3	Gövde bulonlarının hesabında uyg. olan GV tipi birleşim tahkiki.....	50
4.5	Ankastre Kolon Ayağı Detayı Hesabı	52
4.5.1	Taban gerilmesi tahkiki	53
4.5.2	Kolon profilini düşey ayak levhalarına bağlayan dikişlerin tahkiki.....	54
4.5.3	Ankraj kuvveti ve beton gerilmesi tahkiki	55
4.5.4	Taban levhasının kısa yöndeki kesitinde ($a - a$) gerilme tahkikleri	57
4.5.5	Düşey ayak levhalarını taban levhasına birleştiren dikişlerin tahkiki.....	58
4.5.6	Kama hesabı ve tahkiki	58
4.5.6.1	Korniyerin düşey kolu ile beton arasında oluşan basınç gerilmesi tahkiki.....	58
4.5.6.2	Korniyerin düşey kolunda eğilme gerilmesi tahkiki	59
4.5.6.3	Kaynak dikişlerinin tahkiki	59
4.5.7	Çekme kuvveti aktaran ankrajlar.....	60
4.5.7.1	Ankraj profillerinin üst başlık yüzeyi ile beton arasındaki basınç gerilmesi tahkiki.....	62
4.5.7.2	Ankraj profillerinin eğilme gerilmesi tahkiki.....	62
4.5.8	DBYBHY 2007’ye göre temel bağlantı detayının incelenmesi	62
4.5.8.1	Kolonun eğilme momenti ve eksenel yük kapasitesi	62
4.5.8.2	Arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler	63
4.6	Temel Hesabı.....	64
4.6.1	Temel hesabının anlatımı	64
4.6.2	Zemin emniyet gerilmesi kontrolü	66
4.6.3	Zımbalama tahkiki.....	66
4.6.4	Temelde gerekli donatı alanlarının hesaplanması	67
4.6.4.1	(x) doğrultusu için hesap (uzun doğrultu)	68
4.6.4.2	(y) doğrultusu için hesap (kısa doğrultu)	70
4.6.5	Temelde donatı bindirme boyu hesabı	73
5.	İLERLEMELİ ÇÖKME ANALİZİ	75
5.1	İlerlemeli Çökmenin Tanımı	75
5.2	İlerlemeli Çökmenin Önemi	75
5.3	İlerlemeli Çökme Dizayn Gereksinimleri	76
5.4	İlerlemeli Çökme Dizayn Prosedürleri.....	78
5.5	Alternatif Yol Metodu	78
5.5.1	Alternatif yol metodu için taşıyıcı elemanların kaldırılması.....	79
5.5.2	Taşıyıcı elemanların kaldırıldığı bölgeler	80
5.5.3	Lineer olmayan dinamik prosedür.....	81
5.5.3.1	Yapının tamamına uygulanan düşey yükler :	81
5.5.3.2	Yapının cephelerine uygulanan yanal yükler :	81

6. YAPININ İLERLEMELİ ÇÖKMEYE KARŞI İNCELENMESİ	83
6.1 Kaldırılacak Olan Kolonların Seçimi	83
6.2 İlerlemeli Çökme Analizi Yük Hesabı ve Tanımlanması	84
6.3 A1 Kolonunun Kaldırılması	90
6.4 Lineer Olmayan Dinamik İlerlemeli Çökme Analizi (DNL-PC Analizi)	93
6.5 Ayrı Ayrı Kaldırılan Kolonlar İçin İlerlemeli Çökme Analizi Sonuçları	94
6.5.1 A1 kolonu için sonuçlar	94
6.5.2 B2 kolonu için sonuçlar.....	95
6.5.3 A3 kolonu için sonuçlar	96
6.5.4 C1 kolonu için sonuçlar.....	97
6.6 Aynı Anda Kaldırılan Kolonlar İçin İlerlemeli Çökme Analizi Sonuçları	98
6.7 Yapının Çökme Durumu	99
7. SONUÇLAR	101
KAYNAKLAR	105
EKLER.....	107
ÖZGEÇMİŞ.....	113

KISALTMALAR

AP	: Alternate Path
ASCE	: American Society of Civil Engineering
DASt	: Deutschen Ausschuss für Stahlbau
DBYBHY	: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
DNL-Xp-PC	: Nonlinear Dynamic Progressive Collapse Analysis on x Direction
DIN	: Deutsches Institut für Normung
ELR	: Enchanged Local Resistance
NDP	: Nonlinear Dynamic Procedure
OC	: Occupancy Category
TF	: Tie Forces
TS 498	: Boyutlandırmada Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri
TS 500	: Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları
TS 648	: Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları
TS 3357	: Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşim Hesap ve Yapım Kuralları
UFC 4-023-3	: Unified Facilities Criteria – Design Against Progressive Collapse
Xp	: Pozitif x Yönü
Xn	: Negatif x Yönü
Yp	: Pozitif y Yönü
Yn	: Negatif y Yönü

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1 : Kullanılan yapı çeliği malzemesinin mekanik özellikleri	5
Çizelge 1.2 : Kullanılan donatı çeliği ve betonun mekanik özellikleri.	6
Çizelge 2.1 : Yapıya etki eden ölü yükler (çatı katı).....	7
Çizelge 2.2 : Yapıya etki eden ölü yükler (ara katlar).....	7
Çizelge 2.3 : Kat ve döşeme kirişlerinde çizgisel ölü yük hesabı	7
Çizelge 2.4 : Yapıya etki eden hareketli yükler (çatı katı)	9
Çizelge 2.5 : Yapıya etki eden hareketli yükler (ara katlar)	9
Çizelge 2.6 : Kat ve döşeme kirişlerinde çizgisel hareketli yük hesabı	9
Çizelge 2.7 : Yapının kat ağırlıkları ve kütleleri	11
Çizelge 2.8 : Katlara etkileyen eşdeğer deprem yüklerinin bulunması	12
Çizelge 2.9 : Yapı katlarına etkileyen rüzgar yükleri.....	14
Çizelge 2.10 : (x) doğrultusunda görelî kat ötelemelerinin kontrolü	18
Çizelge 2.11 : (y) doğrultusunda görelî kat ötelemelerinin kontrolü.....	18
Çizelge 2.12 : (x) doğrultusunda II. Mertebe etkileri kontrolü	20
Çizelge 2.13 : (y) doğrultusunda II. Mertebe etkileri kontrolü.....	20
Çizelge 3.1 : Boyutlandırma için seçilen kesit ve yük kombinasyonları.....	21
Çizelge 3.2 : Döşeme kirişleri kuvvetli eksen doğ. max. kesit tesirleri	21
Çizelge 3.3 : IPE 330 kesit özellikleri	21
Çizelge 3.4 : Boyutlandırma için seçilen kesit ve yük kombinasyonları.....	23
Çizelge 3.5 : Döşeme kirişleri kuvvetli eksen doğ. max. kesit tesirleri	23
Çizelge 3.6 : IPE 270 kesit özellikleri	23
Çizelge 3.7 : Boyutlandırma için seçilen kesit ve yük kombinasyonları.....	26
Çizelge 3.8 : Kuvvetli eksen doğrultusunda max. kesit tesirleri ve uç kuvvetler.....	27
Çizelge 3.9 : HE 450B kesit özellikleri	27
Çizelge 3.10 : Boyutlandırma için seçilen kesit ve yük kombinasyonları.....	29
Çizelge 3.11 : 1. Kat B1 aksı kolonu kuvvetli-zayıf eksen doğ. kesit tesirleri.....	29
Çizelge 3.12 : HE 700M kesit özellikleri	29
Çizelge 3.13 : Boyutlandırma için seçilen kesit ve yük kombinasyonları.....	32
Çizelge 3.14 : 6. Kat B1 aksı kolonu kuvvetli-zayıf eksen doğ. kesit tesirleri.....	32
Çizelge 3.15 : HE 700M kesit özellikleri	32
Çizelge 4.1 : IPE 270 kesit özellikleri	37
Çizelge 4.2 : HE 450B kesit özellikleri	37
Çizelge 4.3 : HE 450B kesit özellikleri	40
Çizelge 4.4 : HE 700M kesit özellikleri	40
Çizelge 4.5 : HE 450B kesit özellikleri	44
Çizelge 4.6 : HE 700M kesit özellikleri	44
Çizelge 4.7 : Kolonların kesitlerine etki eden eksenel kuvvetler	49
Çizelge 4.8 : HE 600B kesit özellikleri	49
Çizelge 4.9 : HE 700M kesit özellikleri	49

Çizelge 4.10 : Düşey yükler ve depremin ortak etkisinde max. ve min. eksenel kuvvetlere karşı gelen min. ve max. momentler.....	53
Çizelge 4.11 : UPN 300 kesit özellikleri	60
Çizelge 5.1 : Bina önem kategorileri	77
Çizelge 5.2 : Bina önem kategorilerine karşılık gelen dizayn gereksinimleri	77

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : Home Insurance Building ve Eiffel Tower görünümü.....	1
Şekil 1.2 : Yapı sistemi modelinin 3D görünümü.....	3
Şekil 1.3 : Yapı sisteminin ara kat plan görünümü (x-y eksen)	3
Şekil 1.4 : Yapı sisteminin A ve E aksı kesitleri (x-z eksen)	4
Şekil 1.5 : Yapı sisteminin 1 ve 6 aksı kesitleri (y-z eksen)	4
Şekil 2.1 : Kısa eksen kat ve döşeme kirişlerine çizgisel ölü yük dağılımı.....	8
Şekil 2.2 : Ara kat döşeme katmanlarının görünümü (y-z eksen).....	8
Şekil 2.3 : Kısa eksen kat ve döşeme kirişlerine çizgisel hareketli yük dağılımı.....	9
Şekil 2.4 : F_{ix} eşdeğer deprem yüklerinin noktasal kuvvet olarak modellenmesi	13
Şekil 2.5 : F_{iy} eşdeğer deprem yüklerinin noktasal kuvvet olarak modellenmesi	13
Şekil 2.6 : Emme ve basınç kuvvetleri şematik gösterimi	14
Şekil 2.7 : W_{x1} ve W_{x2} rüzgar kuvvetlerinin bina üzerinde dağılımı	15
Şekil 2.8 : W_{y1} ve W_{y2} rüzgar kuvvetlerinin bina üzerinde dağılımı.....	15
Şekil 2.9 : (x) doğrultusu en üst kat maksimum deplasmanı	17
Şekil 3.1 : Kompozit kat kirişi kesiti geometrik özellikleri	25
Şekil 4.1 : IPE 270 döşeme kirişi - HE 450B kat kirişi birleşimi.....	37
Şekil 4.2 : HE 450B kat kirişi – HE 700M kolonu mafsallı birleşimi.....	40
Şekil 4.3 : HE 450B kat kirişi – HE 700M kolonu rijit birleşimi	43
Şekil 4.4 : Plastik mafsalın yerinin belirlenmesi.....	44
Şekil 4.5 : Plastik mafsalın kolon eksenine olan uzaklığı	45
Şekil 4.6 : HE 700M – HE 600B kolon eki detayı.....	48
Şekil 4.7 : Ankastre kolon ayağı birleşim detayı	52
Şekil 4.8 : Taban plakasının altında oluşan elverişsiz yüklemeden oluşan gerilmeler.....	54
Şekil 4.9 : HE 700M profilini düşey ayak levhalarına bağlayan dikişler.....	54
Şekil 4.10 : Ankraj kuvveti ve taban altı beton basınç kuvveti gösterimi	55
Şekil 4.11 : Taban levhası ve nervür levhalarının kısa yönde kesiti	57
Şekil 4.12 : Taban levhasının altına kaynaklanan kamanın detayı.....	59
Şekil 4.13 : Ankraj kuvvetinin ankraj profilleri ile aktarılmasına ait detay	61
Şekil 4.14 : Binanın ve radye temelinin SAP 2000 modelinin görünümü	65
Şekil 4.15 : M_{xx} maksimum momentlerinin programın envelope hesabı sonucu	68
Şekil 4.16 : Temel uzun doğrultu için mesnetteki donatı düzeni	68
Şekil 4.17 : Temel uzun doğrultu için açıklıktaki donatı düzeni.....	69
Şekil 4.18 : M_{yy} maksimum momentlerinin programın envelope hesabı sonucu	70
Şekil 4.19 : Temel kısa doğrultu için mesnetteki donatı düzeni	71
Şekil 4.20 : Temel kısa doğrultu için açıklıktaki donatı düzeni.....	72
Şekil 5.1 : Oklahoma City, Alfred P. Murrah binasının bombalanması.....	76
Şekil 5.2 : Alternatif yol modelinden kolonun kaldırılması.....	79

Şekil 5.3 : OC II Opsiyon 2, OC III ve OC IV yapıları için dıştan ve içten kolon kaldırılacak yerlerin şematik gösterimi.....	80
Şekil 6.1 : Yapının SAP 2000 modelinde kaldırılacak kolonların yerleri	84
Şekil 6.2 : İlerlemeli çökme analizi için düşey yüklerin girilmesi	86
Şekil 6.2 : İlerlemeli çökme analizi için yatay yüklerin girilmesi.....	86
Şekil 6.4 : Dinamik analiz için düşey ve yatay yüklerin birleştirilmesi	87
Şekil 6.5 : Düşey, yatay yüklemelerin ve birleşiminin görünümü	87
Şekil 6.6 : <i>LatXp</i> yatay yükünün yapının SAP 2000 modeline etkitilmesi	88
Şekil 6.7 : Dinamik analiz için plastik mafsalların giriş ve kolonlara atanması.....	89
Şekil 6.8 : Kaldırılacak olan A1 kolonu kesit tesirleri	90
Şekil 6.9 : A1 kolonu üst ucuna etki eden uç kuvvetlerin görünümü	91
Şekil 6.10 : İlerlemeli çökme analizi için kolon uç kuvvetlerinin girilmesi.....	91
Şekil 6.11 : <i>Forces-Xp</i> yükleme durumunun <i>Pre-Xp</i> yükleme durumuna dönüştürülmesi	92
Şekil 6.12 : <i>RampDown</i> fonksiyonun SAP 2000’de tanımlanması.....	93
Şekil 6.13 : İlerlemeli çökme analizi için <i>DNL-XP-PC</i> yükleme durumunun SAP2000’de oluşturulması.....	94
Şekil 6.14 : A1 kolonu kaldırılması sonucu <i>DNL-XP-PC</i> analizi sonucu	95
Şekil 6.15 : B2 kolonu kaldırılması sonucu <i>DNL-XP-PC</i> analizi sonucu	96
Şekil 6.16 : A3 kolonu kaldırılması sonucu <i>DNL-XP-PC</i> analizi sonucu	97
Şekil 6.17 : C1 kolonu kaldırılması sonucu <i>DNL-XP-PC</i> analizi sonucu	98
Şekil 6.18 : Seçilen bütün kolonların kaldırılması sonucu <i>DNL-XP-PC</i> analizi sonucu	99
Şekil 6.19 : A2 kolonunun yeri ve kaldırım sonrası oluşacak açıklık	100
Şekil 6.20 : Yapının çökme durumu için <i>DNL-XP-PC</i> analizi sonucu	100

SEMBOLLER

A_o	: Etkin yer ivmesi katsayısı
A	: Profil kesit alanı
a	: Bir bulona sırasının giriş eksenine olan uzaklığı
$a_{dikiş}$: Kaynak dikiş kalınlığı
b	: Profil başlık genişliği
D_a	: Yük arttırma katsayısı
d	: Profil tasarım yüksekliği
E	: Elastisite modülü
E_x	: x doğrultusu deprem yükü
E_y	: y doğrultusu deprem yükü
e	: Bulonlar arası mesafe
f_{cd}	: Beton tasarım basınç dayanımı
f_{ck}	: Beton basınç dayanımı
f_{ctd}	: Beton tasarım eksenel çekme dayanımı
f_{yd}	: Donatı tasarım akma dayanımı
f_{yk}	: Donatı akma dayanımı
f_{ctk}	: Donatı karakteristik eksenel çekme dayanımı
$F_{b,l}$: Başlık ek levhası alanı
$F_{b,p}$: Profil başlık alanı
$F_{g,l}$: Gövde ek levhası alanı
$F_{g,p}$: Profil gövde alanı
F_K	: Kaynak alanı
G	: Toplam ölü yük
h	: Profil enkesit yüksekliği
H_{ort}	: Takip eden iki kat arası yükseklik ortalaması
I	: Bina önem katsayısı
I_y	: Kuvvetli eksen atalet momenti
I_z	: Zayıf eksen atalet momenti
i_y	: Kuvvetli eksen atalet yarıçapı
i_z	: Zayıf eksen atalet yarıçapı
K_0	: Yatak katsayısı
l_{hesap}	: Kaynak hesap uzunluğu
m_i	: Kat kütlesi
M	: Kesit tesiri – moment

M_e	: Elastik moment taşıma kapasitesi
M_p	: Plastik moment taşıma kapasitesi
N	: Kesit tesiri - aksenal kuvvet
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
R	: Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
T	: Spektrum karakteristik periyodu
Q	: Toplam hareketli yük
t_w	: Profil gövde kalınlığı
t_f	: Profil başlık kalınlığı
t_{min}	: Eklenecek iki levhadan kalınlığı küçük olanı
V	: Kesit tesiri – çekme kuvveti
$W_{el,y}$: Kuvvetli eksen elastik mukavemet momenti
$W_{el,z}$: Zayıf eksen elastik mukavemet momenti
$W_{pl,y}$: Kuvvetli eksen plastik mukavemet momenti
$W_{pl,z}$: Zayıf eksen plastik mukavemet momenti
W_i	: Kat ağırlığı
W_x	: x doğrultusu rüzgar yükü
W_y	: y doğrultu rüzgar yükü
σ	: Normal gerilme
σ_a	: Donatı akma sınırı
σ_{em}	: Çelik normal emniyet gerilmesi
σ_{lem}	: SL tipi birleşim normal emniyet gerilmesi
σ_K	: Kaynak normal gerilmesi
σ_{Kem}	: Kaynak normal emniyet gerilmesi
σ_{zem}	: Zemin emniyet gerilmesi
τ	: Kayma gerilmesi
τ_{em}	: Çelik kayma emniyet gerilmesi
τ_{sem}	: SL tipi birleşim kayma emniyet gerilmesi
τ_K	: Kaynak kayma gerilmesi
τ_{Kem}	: Kaynak kayma emniyet gerilmesi

10 KATLI ÇELİK BİR OFİS BİNASININ BOYUTLANDIRILMASI ve İLERLEMELİ ÇÖKME ANALİZİ

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, 10 katlı bir ofis binasının TS 648 ve DBYBHY 2007'ye göre boyutlandırılması yapılmış olup, Amerikan Savunma Bakanlığı'nın UFC 4-023-03 kıstasına göre ilerlemeli çökmeye karşı davranışı incelenmiştir. Tezin ilerlemeli çökme analizi ile ilgili kısımları Almanya'da Hamburg Teknik Üniversitesi'nde yürütülmüş diğer kısımlar İTÜ'de çalışılmıştır.

İlk bölümlerde yapının boyutlandırılması üzerinde durulmuştur. Yapı normal süneklik özelliği gösteren, kompozit döşeme sisteminde teşkil edilen ve genel hatlarıyla rijit çerçevelerden oluşan bir yapıdır. Döşeme kirişleri IPE 270, kat kirişleri HE 450B, kolonlar ise HE 600B ve HE 700M profilleri kullanılarak boyutlandırılmıştır. Döşeme kirişlerinin kompozit kiriş olarak boyutlandırılırsa IPE 270, basit kiriş olarak boyutlandırılırsa IPE 330 profili kullanılması gerektiği sonucuna varılmış bu nedenle daha ekonomik olan kompozit döşeme sistemi yapı için seçilmiştir.

Döşeme kirişi ile kat kirişi birleşimlerinde yüksek mukavemetli bulonlu birleşimler tercih edilmiştir. Kat kirişi ile kolonların mafsallı birleşimlerinde gene yüksek mukavemetli bulonlu birleşimler ancak rijit birleşimlerinde ise kaynaklı birleşimler tercih edilmiştir. Kolon eklerinde öngerilmeli yüksek mukavemetli bulonlar kullanılmıştır. Ankastre kolon ayaklarında ise uygun ve yeter miktarda ankraj bulonları kullanılmış olup bunların temele bağlantısı ankraj profilleri ile sağlanmıştır.

İlerlemeli çökmeye karşı yapının incelenmesi ile ilgili çalışmanın teorisi ve uygulaması ilerleyen bölümlerde anlatılmıştır. İlerlemeli çökmenin öneminden bahsedilmiş, uygulanması gereken yollar ve seçilecek analiz prosedürleri açıklanmıştır. Ayrıca yapıya uygulanması gereken yeni yüklerin hesabı anlatılmıştır.

Yapının ilerlemeli çökmeye karşı yeniden dizaynının gerekli olup olmadığı incelenmiştir. Yapının, herhangi bir köşesinde veya kenarında, iki veya üç kolon ardı ardına, herhangi bir dış etken nedeni ile (patlama, çarpma vs.) yıkılırsa, yapının ilerlemeli çökmeye başlayacağı, ancak tekli kolon yıkılmalarında yapının güvenli bir şekilde ayakta kalmaya devam edeceği, sonuçlarına varılmıştır. Eğer yapı ilerlemeli çökmeye karşı yeniden dizayn edilecekse bu durumun göz önüne alınması gerektiği üzerine durulmuştur. Ancak bu çalışmada, tekli kolon yıkılmalarına karşı binanın ayakta kalma kabiliyeti yeterli görülmüş ve yapı yeniden dizayn edilmemiştir.

Kuşkusuz, kolon ve kiriş kesitleri arttırılarak yapının daha rijit bir hale getirilmesi sonucu yıkımların önüne geçmek mümkündür. Belki ekonomik açıdan olumlu sonuçlar alınmayacak fakat daha da önemli olan olası can kayıpları mümkün olduğunca önlenmiş olacaktır.

DESIGN OF A 10 STOREY OFFICE BUILDING WITH SPECIAL ATTENTION ON PROGRESSIVE COLLAPSE ANALYSIS

SUMMARY

In this paper which is presented as a M.Sc thesis, a 10 storey office building is designed and sized by using Turkish Standart TS 648 and Design Specifications for Buildings in Earthquake Regions (DBYBHY 2007). Then a special attention on disproportionate collapse is highlighted and the structure is examined for a necessity of a redesign against progressive collapse according to the Unified Facilities Criteria (UFC 4-023-03). Sections which examined progressive collapse analysis are studied at Technical University of Hamburg in Germany while the remaining sections that examined preliminary design and sizing of the structural elements are studied at Istanbul Technical University.

In the 1st section, the detailed structural model descriptions are given. The structural model has a normal ductility level with a composit slab system. Outer of the structural model has Moment-Frames in both directions x and y but on the other hand, the layouts of the columns varies inner of the structure as their strong and weak axis direction changes. They are disposed to cover the lateral loads for both directions x and y so that the structure could be able to show its ductility and amortization for both direction without any necessity of braces. That design is preferred for better construction duration and better labor cost which obviously means better economical results. And finally in section 1, the material definitions and Earthquake Characteristic of the model is highlighted.

In the 2nd section, the vertical and lateral loads which effects to the structural model is analyzed according to the Turkish Standart TS 498 and the distribution of the loads on the structure is remarked. As a result of the calculations, on the attic floor, the deads loads affected on the unit area are higher than normal floors considering the high level insulation and frameworks. Beam and column weights are added to the dead loads whereas the partition wall weights are added to the live loads so that the structural model weight is taken zero on SAP 2000 during the structural analysis.

Additionally, Equivalent Earthquake Force Analysis is runned to calculate the Earthquake Forces and Base Shear Forces are calculated in both direction x and y. Equivalent Earthquake Forces subjected to the floor levels are modeled as single loads affected on the center of the rigid-diaphragms on SAP 2000 model file while wind loads are modeled as distributed loads. Section 2 is finalized with the system analysis results where deformation results, relative interstory drifts and P-Delta effects are found under the required limits.

In the 3rd section, the preliminary design and sizing of the structural elements are given. Secondary beams are designed using IPE 270 sections while primary beams are chosen as HE 450B beams and columns are assigned as HE 700M and HE 600B profiles depending on the decrease of the lateral forces related to the elevation. IPE

270 is required for composite beams where IPE 330 is calculated for simple beam design so composite slab system is chosen for the structure for better economical results.

In the 4th section, the connection details and foundation calculations are given. As a result of the calculations, high strength bolts are preferred on primary-secondary beam and primary beam-column pinned connections whereby DBYBHY 2007 based full-penetrated welds are used on rigid connections. In addition to these, on column-column joints, prestressed high strength bolts are preferred while anchoring bolts are used on fixed column legs which connects the columns to the soil. Turkish Standart TS 500 is used for soil engineering and a 1.5 meters foundation depth is calculated for the structure to stand in safe.

In the 5th section, the theory for the progressive collapse design is given with a direct translation from UFC 4-023-03. The significance of progressive collapse, design approaches and loading procedures are highlighted.

Unified Facilities Criteria (UFC 4-023-03) provides the design requirements necessary to reduce the potential of progressive collapse for new and existing facilities that experience localized structural damage through normally unforeseeable events. Progressive collapse is defined in the commentary of the American Society of Civil Engineers Standard 7 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7) as “ the spread of an initial local failure from element to element, eventually resulting in the collapse of an entire structure or a disproportionately large part of it.”

The standard further states that buildings should be designed “ to sustain local damage with the structural system as a whole remaining stable and not being damaged to an extent disproportionate to the original local damage.” As discussed in the commentary of ASCE 7, “ except for specially designed protective systems, it is usually impractical for a structure to be designed to resist general collapse caused by severe abnormal loads acting directly on a large portion of it. However, structures can be designed to limit the effects of local collapse and to prevent or minimize progressive collapse.” The structural design requirements presented in UFC 4-023-03 were developed to ensure prudent precautions are taken when the event causing the initial local damage is undefined and the extent of the initial damage is unknown.

Progressive collapse is a relatively rare event, in the United States and other Western nations, as it requires both an abnormal loading to initiate the local damage and a structure that lacks adequate continuity, ductility, and redundancy to resist the spread of damage. However, significant casualties can result when collapse occurs. This is illustrated by the April 19, 1995 bombing of the Alfred P. Murrah building in Oklahoma City, in which the majority of the 168 fatalities were due to the partial collapse of the structure and not to direct blast effects. The recent escalation of the domestic and international terrorist threat has increased the probability that other US government structures will be attacked with explosives or other violent means.

For existing and new construction, the level of progressive collapse design for a structure is correlated to the Occupancy Category (OC). The design requirements in UFC 4-023-03 were developed such that varying levels of resistance to progressive collapse are specified, depending upon the OC. These levels of progressive collapse design employ; Tie Forces, which prescribe a tensile force capacity of the floor or roof system, to allow the transfer of load from the damaged portion of the structure to the undamaged portion. Alternate Path method, in which the building must bridge

across a removed element. Enhanced Local Resistance, in which the shear and flexural capacity of the perimeter columns and walls are increased to provide additional protection by reducing the probability and extent of initial damage.

In the 6th and the final section, any necessity of a redesign of the model against Progressive Collapse is examined. In accordance with the 5th section, building's Occupancy Category is taken as OC II Option 2 and Alternate Path Method is used as design procedure. This design method is chosen because the aim is to determine if the structure can bridge over the deficient element after it has been notionally removed. Additionally, Nonlinear Dynamic Analysis Procedure is chosen for Progressive Collapse Analysis to find the most precise result and to neglect Load Increase Factor calculation.

During the Progressive Collapse Analysis, first of all, 4 columns are removed individually from the structure to examine the collapse behaviour, but in the end, on the removed element locations, the maximum displacements are reached and the oscillations are damped by the structure and no collapse has occurred. And then, the same 4 columns are removed simultaneously from the structure to examine the collapse behaviour once again but again no collapse has occurred and the structure continued to stand still. Finally, apart from the other columns, another random chosen column is removed from the edge of the structure, but this time, in contrast to the others, the structure has collapsed at last.

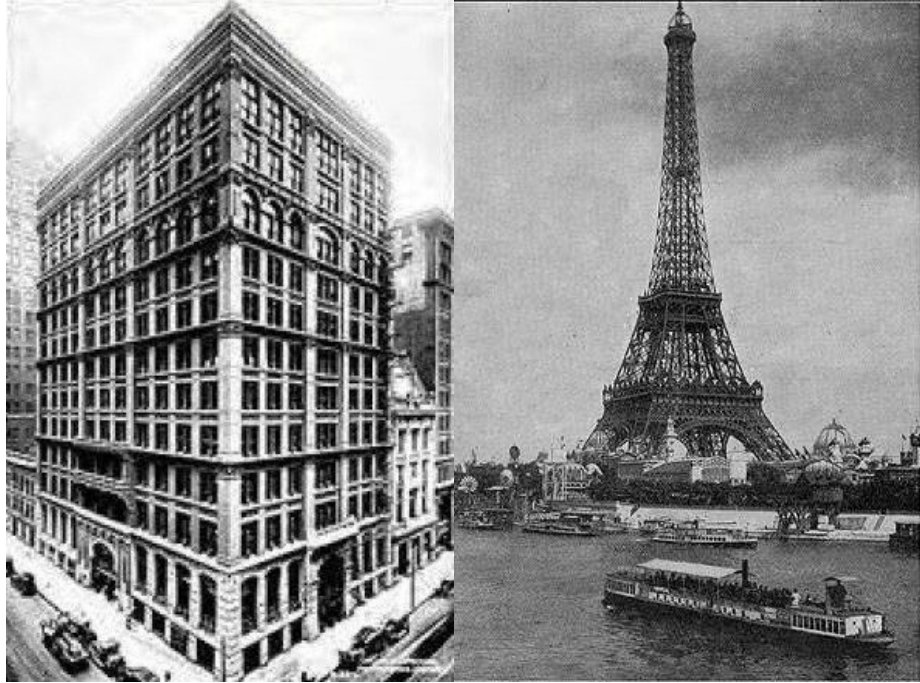
The structure couldn't correspond a 25m bay on its edge and the plastic hinges passed collapse prevention limit, as a result, it started to collapse progressively. The collapse mechanism of the structure is assumed to be in zipper type. It is called as an assumption because this progression could last until the structure collapse totally or could stop on the middle part of the structure which was seen in real life on Oklahoma City Bombing and in many cases. The collapse mechanism of the structure is surely a separate field of study.

To summarize all, if an explosion or impact appears on any corner of the structure which is caused by a terrorist attack or similar effects 2-3 consecutive columns at once, the structure would collapse. Theoretically, this result can be generalized for any corner of the building because the structure is symmetrical and it would give the same response in every corner. In this study, the structure isn't redesigned because structure's bridging over against individual column removal satisfied the aim of the M.Sc thesis. It is obvious that strengthening the sections will increase the structure's rigidity to correspond the collapse in a better way. Surely, this won't be as economical as the owner's want but will save lots of civilian casualties.

1. GİRİŞ

1.1 Çalışmanın Amacı ve Kullanılan Yöntem

Tarihi süreç içinde çelik yapılar konusunda büyük yol kat edilmiştir. Özellikle yüksek yapıların yapımıyla birlikte çelik yapıların önemi anlaşılmıştır. 1883'te yapılan ve ilk yüksek yapı olan Home Insurance Building'den sonra 1889'da Eiffel Tower ile 300m'ye kadar çıkmıştır (Şekil 1.1).



Şekil 1.1 : “Home Insurance Building” ve “Eiffel Tower” görünümü (Url-1,2)

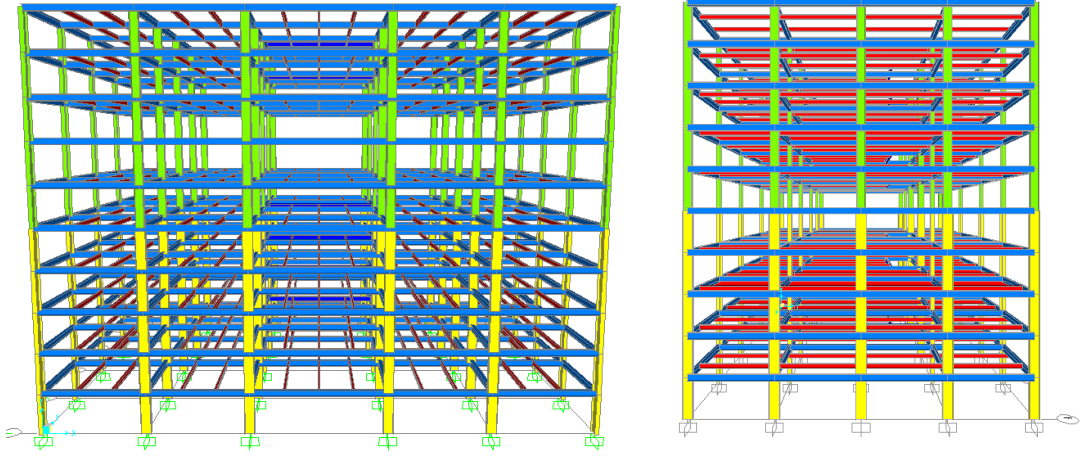
Bu gelişmeler hesap anlamında da çeşitli ilerlemeler getirmiştir. Önceleri ampirik formüllerle ve deneyimlerle yapılan yapılar için daha sonra elastik hesap yöntemi geliştirilmiştir. Günümüzde artık plastisite teorisine dayalı hesap yöntemleri birçok Avrupa ülkesinde kullanılmaktadır. Ancak ülkemizde hala elastik hesap yöntemi kullanıldığı için bu çalışmada da elastik hesap yöntemi (emniyet gerilmeleri yöntemi) kullanılacaktır.

Binanın yatay ve düşey yük değerleri TS 498 yönetmeliğinden alınmıştır. Binanın statik olarak kesitlerinin boyutlandırılmasında TS 648 yönetmeliği kullanılmıştır. Deprem hesabında ve boyutlandırma kontrolünde ise DBYBHY 2007 yönetmeliği kullanılmıştır. Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi seçilerek binanın deprem hesapları yapılmıştır. Temel hesabı ise TS 500 yönetmeliği kullanılarak yapılmıştır. Birinci derece deprem bölgesinde yapılacak olan 10 katlı çelik büro binasının depreme ve ilerlemeli çökmeye karşı boyutlandırılması bu çalışmanın başlıca amaçlarındandır. Binanın normal olarak boyutlandırılmasından sonra son bölümde Amerikan Savunma Bakanlığı'nın UFC 4-023-03 kıstasına göre ilerlemeli çökmeye karşı davranışı incelenecek ve yeniden dizayna gerek olup olmadığı belirlenecektir. Son olarak, üst yapının ve temelin statik hesabında SAP 2000 v.14 bilgisayar programı kullanılmıştır. Detay çizimlerinde ise AutoCAD 2007 programından yararlanılmıştır.

1.2 Yapı Hakkında Genel Bilgi

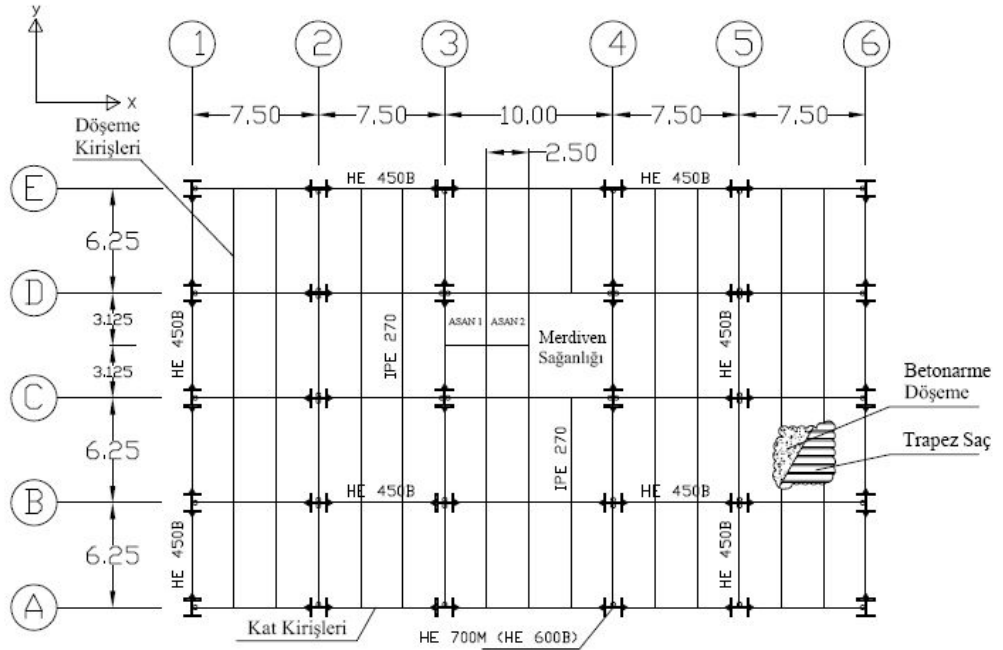
Normal süneklikli 30m toplam yüksekliğe sahip ve 25×40m boyutlarında planı olan 10 katlı bir çelik ofis binası model olarak seçilmiştir (Şekil 1.2). Binanın her iki doğrultudaki yatay yük taşıyıcı sistemi, DBYBHY 2007 - Madde 4.4'te ilgili tasarım koşulları verilen, süneklik düzeyi normal çerçevelerden oluşmaktadır. Binanın kolonları, x ve y yönündeki yanal yükleri karşılaması ve yapının çaprazlara ihtiyaç duymadan süneklik ve amortisman özelliği göstermesi için, farklı yönlerde teşkil edilmiştir (Şekil 1.3). Kuşkusuz, çaprazsız ve normal sünek bir dizaynın seçilme nedeni yukarıdakilere ek olarak daha az sürede yapının bitirilmesine ve daha az bir yapı maliyetine yöneliktir.

Kiriş açıklıkları, asansör ve merdiven sahanlığı için yer yaratmak amacıyla 10m olan merkez açıklığı hariç, x doğrultusunda 7.5m ve y doğrultusunda 6.25m'dir (Şekil 1.3). Burada amaç, yapının mümkün olduğu kadar simetrik ve basit dizayn edilmesini sağlayarak, son bölümde tartışılacak ilerlemeli çökmeye karşı dizaynı daha iyi anlamaktır. Kat döşemeleri, çelik kirişlere mesnetlenen ve trapez profilli saç levhalar üzerindeki yerinde dökme betonarme olarak inşa edilen kompozit döşeme sisteminden meydana gelmektedir.

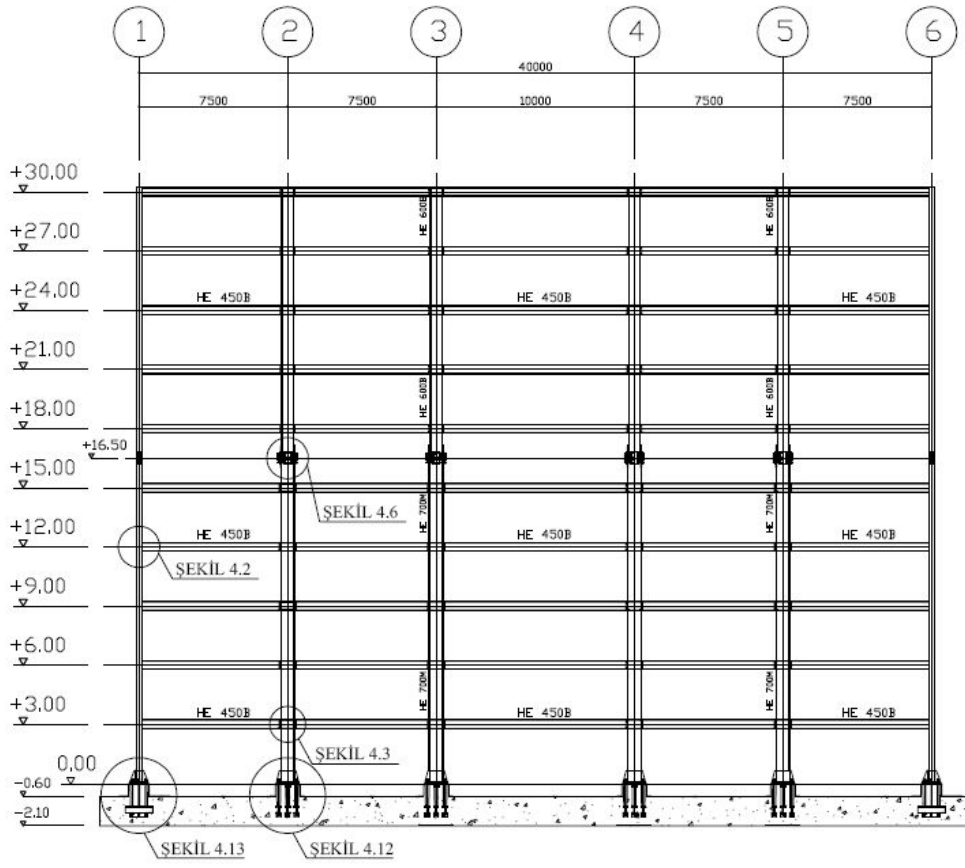


Şekil 1.2 : Yapı sistemi modelinin 3D görünümü

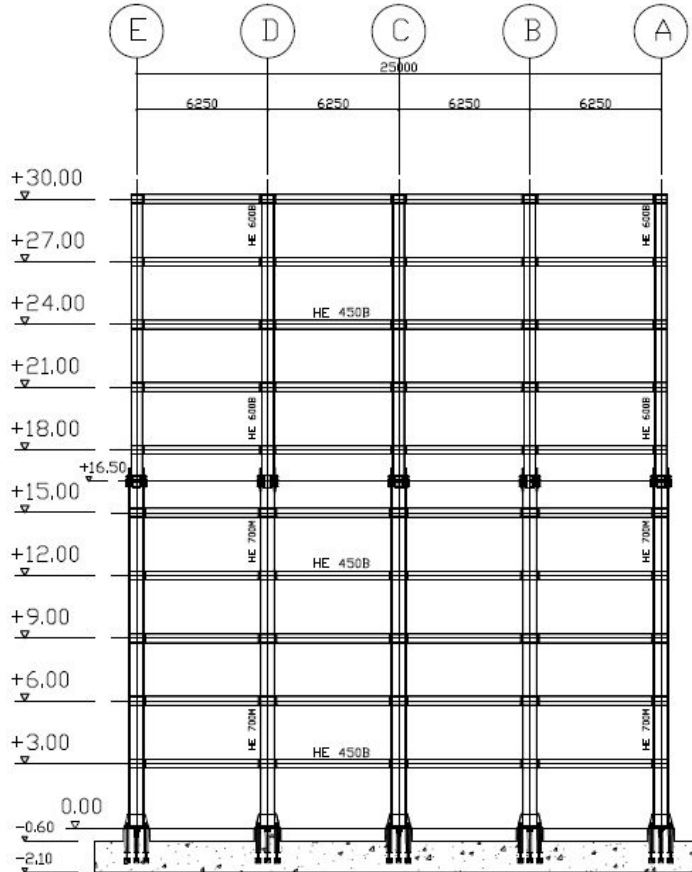
Düzlemi içinde rijit bir diyafram oluşturan betonarme döşemenin çelik kirişlere bağlantısı için, boyutları ve yerleşimi konstrüktif olarak seçilen kayma çivilerinden (stud) yararlanılmıştır. Bu durum SAP 2000’de her döşeme rijit diyafram olarak çalışacak şekilde modellenmiştir. 2.5m aralıklarla teşkil edilen döşeme kirişleri, kat kirişlerine mafsallı olarak bağlanmaktadır. Akslardaki ana çerçeve kirişlerinin, kolonlara bağlantısı ise, kolonların zayıf eksenleri doğrultusunda mafsallı, kuvvetli eksenleri doğrultusunda rijit olacaktır (Şekil 1.3). Yapının cepheleri, güçlü rüzgarlara dayanabilecek cam giydirme cephe kaplaması olarak seçilmiştir ve buna göre hesap yükü sisteme etkilmiştir. Ayrıca, kolonların ± 0.00 kotunda temele ankastre olarak mesnetlendiği göz önünde tutulacaktır.



Şekil 1.3 : Yapı sisteminin ara kat plan görünümü (x-y ekseni)



Şekil 1.4 : Yapı sisteminin A ve E aksı kesitleri (x-z eksen)



Şekil 1.5 : Yapı sisteminin 1 ve 6 aksı kesitleri (y-z eksen)

Taşıyıcı sistemin kirişleri ve kolonları Avrupa norm profilleri kullanılarak boyutlandırılacaktır. Döşeme ve kat kirişlerinde sırasıyla IPE 270 ve HE 450B profilleri kullanılacaktır. Bunlara ek olarak, yükseklikle birlikte yatay ve düşey yük azalımına paralel olarak kolon boyutları düşürülecektir. İlk beş kat kolonları için HE 700M ve son beş kat kolonları için ise HE 600B profilleri kullanılacaktır (Şekil 1.4 ve 1.5).

1.3 Yapının Karakteristik Değerleri

Birinci derece deprem bölgesinde olan yapı Z2 zemin sınıfı olarak tespit edilen zemin üzerine inşa edilecektir. Zemin emniyet gerilmesi $\sigma_{zem} = 350kN / m^2$ ve zemin yatak katsayısı $K_0 = 50000kN / m^3$ 'tür.

DBYBHY 2007'ye göre bina kriterlerine uygun şekilde seçilen karakteristik değerler ;

- I. derece deprem bölgesi etkin yer ivmesi katsayısı : $A_0 = 0.4$ (EKA – Çiz. A.1)
- Bina ve işyeri türü yapılar için bina önem katsayısı : $I = 1$ (EKA – Çiz. A.2)
- Z2 zemin sınıfı için spektrum karakteristik periyotları : $T_A = 0.15s$,
 $T_B = 0.4s$ (EKA – Çiz. A.3)
- Taşıyıcı sistem davranış katsayısı : $R = 5$ (EKA – Çiz. A.4)
- Hareketli yük katılım katsayısı : $n = 0.3$ (EKA – Çiz. A.6)

1.4 Tasarımda Kullanılan Yapı Malzemesi Özellikleri ve Emniyet Gerilmeleri

Tasarımda, kolonlar ve kirişler ST37 profil kalitesinde seçilmiştir. ST37 yapı çeliğinin mekanik özellikleri Çizelge 1.1'de verilmiştir.

Çizelge 1.1 : Kullanılan yapı çeliği malzemesinin mekanik özellikleri

Çelik	Akma Sınırı σ_a (N / mm ²)	Elastisite Modülü E (N / mm ²)	Normal Gerilme σ_{em} (N / mm ²)	Kayma Gerilmesi τ_{em} (N / mm ²)
ST 37	235	206182	$0.6 \times \sigma_a = 141$	$0.6 \times \sigma_a / \sqrt{3} = 82$

Tasarımda, döşemelerde ve temelde kullanılan beton ve donatı kalitesi sırasıyla BS25 ve S420 olarak seçilmiştir. Bunların ise mekanik özellikleri Çizelge 1.2’de verilmiştir.

Çizelge 1.2 : Kullanılan donatı çeliği ve betonun mekanik özellikleri (EK B – Çiz. B.2 B.3)

DONATI ÇELİĞİ		BETON	
Mekanik Özellikler	S420a	Beton Sınıfı	BS25
Min Akma Dayanımı $f_{yk} (N / mm^2)$	420	Karakteristik Basınç Dayanımı $f_{ck} (N / mm^2)$	25
Min Kopma Dayanımı $f_{su} (N / mm^2)$	500	Eşdeğer Küp (150mm) Basınç Dayanımı (N / mm^2)	30
$\phi \leq 32$ Min Kopma Uzaması $\varepsilon_{su} (%)$	12	Karakteristik Eksenel Çekme Dayanımı $f_{ctk} (N / mm^2)$	1.8
Min Kopma Uzaması $\varepsilon_{su} (%)$	10	28 Günlük Elastisite Modülü $E_c (N / mm^2)$	30000

Bulonlu birleşimlerde :

Deprem yükleri etkisinde olan ve olmayan elemanların birleşimlerinde kullanılacak olan bulonlar yüksek mukavemetli, SL Tipi ve ISO 10.9 kalitesindedir. Ayrıca kolon eklerinde gene yüksek mukavemetli, GV Tipi (öngerilmeli) ve ISO 10.9 kalitesinde bulonlar kullanılacaktır. DAST ve DIN’den emniyet gerilmeleri kontrol edilecektir.

Kaynaklı birleşimlerde :

Çelik malzemesi ve kaynaklama yöntemine uygun elektrod kullanılacak ve elektrodun akma dayanımı birleştirilen malzemelerin akma dayanımından daha az olmayacaktır. Moment aktaran çerçevelerin kaynaklı kiriş-kolon birleşimlerinde tam penetrasyonlu küt kaynak veya köşe kaynağı dikişleri kullanılacaktır. TS 3357’den emniyet gerilmeleri kontrol edilecektir.

2. YAPIYA ETKİYEN YÜKLER ve ANALİZİ

2.1 Düşey Yükler

2.1.1 Ölü yük analizi

Yapıya etki eden ölü yükler TS 498'e göre hesaplanmıştır.

Çizelge 2.1 : Yapıya etki eden ölü yükler (çatı katı)

Çatı Katı Yükleri	(KN/m ²)
Kaplama + İzolasyon	1,1
Tabliye Betonu	2,5
Trapez Saç	0,15
Kat ve Döşeme Kirişleri	0,7
Tesisat	0,15
Asma Tavan + Çelik Taşıyıcı	0,2
G	4,8

Çizelge 2.2 : Yapıya etki eden ölü yükler (ara katlar)

Ara Kat Yükleri	(KN/m ²)
Kaplama	0,1
Tabliye Betonu	2,5
Trapez Saç	0,15
Kat ve Döşeme Kirişleri	0,7
Kolonlar	0,4
Tesisat	0,15
Asma Tavan + Çelik Taşıyıcı	0,2
G	4,2

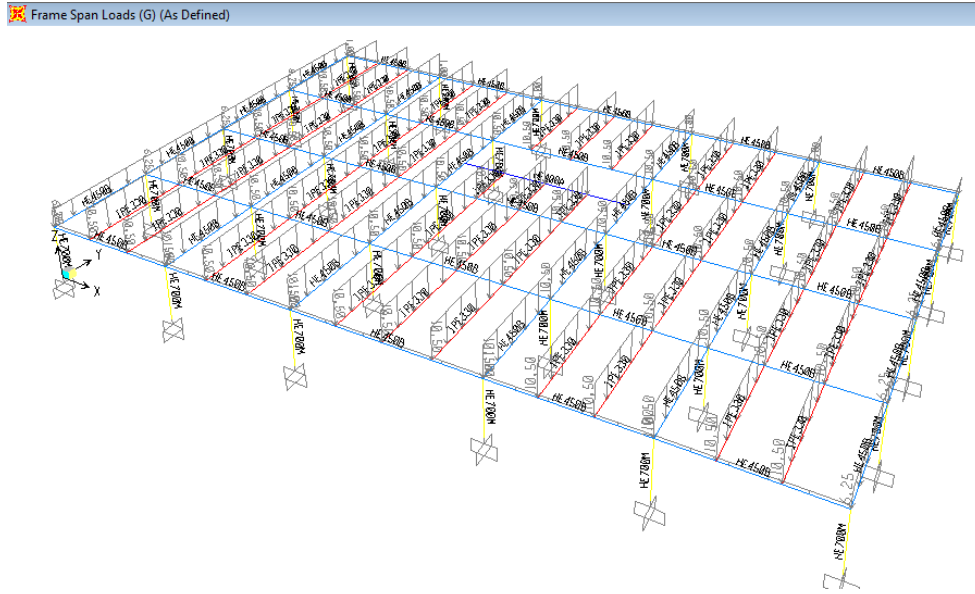
Çizelge 2.3 : Kat ve döşeme kirişlerinde çizgisel ölü yük hesabı

	(KN/m)	(KN/m)
G çatı	12	6,00
G normal	10,5	5,25

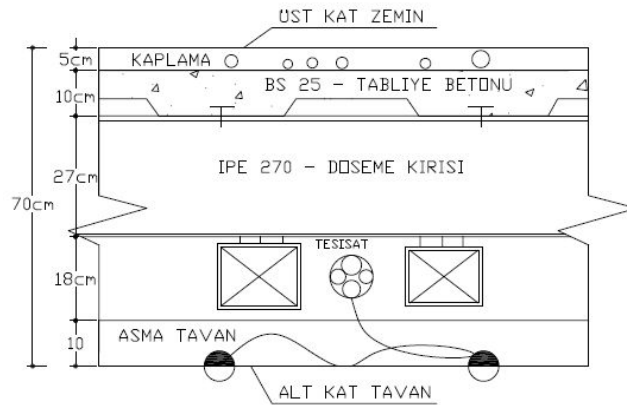
Kaplama ve izolasyon yüklerinin çatı katında ara katlara göre daha fazla olacağı aşıkardır. Isı, su ve ses izolasyonlarının yüklü miktarda olmasının yanı sıra, çatı yapımında kullanılan karkas ve kaplama malzemeleri bu farkın oluşmasına neden olur. (Çizelge 2.1 ve 2.2) Ayrıca ara katlarda kolon yükleride yük hesabına

eklenmiştir bu nedenle yapının SAP 2000 modelinde yapı kütlesi sıfır alınır. Ayrıca yapı giydirme cam cepheyle kaplı olacağından, yapının cephesindeki kat kirişlerine $1kN/m$ 'lik cephe zati yükleri modelde etkilmiştir.

Ölü yüklerin toplamı (G) y doğrultusunda teşkil edilmiş kat ve döşeme kirişlerine çizgisel yükler olarak dağıtılmıştır. G yükleri 2.5 m'ye eşit olan döşeme kiriş aralıklarıyla çarpılarak Çizelge 2.3'deki sonuçlar bulunmuştur. Fakat eğer kiriş binanın cephesinde yer alıyor ise yarım döşeme mantığıyla yükün yarısı hesaba alınmıştır. Bu dikdörtgen şekilli döşemelerde yapılan basit bir yük dağıtım yaklaşımıdır. Ölü yüklerin modelde nasıl dağıtıldığı bir kat için örnek olarak Şekil 2.1'de gösterilmiştir. Bunlara ek olarak, döşeme katmanlarının ayrıntılı şematik görünümü ise Şekil 2.2'de gösterilmiştir.



Şekil 2.1 : Kısa eksen kat ve döşeme kirişlerine çizgisel ölü yük dağılımı



Şekil 2.2 : Ara kat döşeme katmanlarının görünümü (y-z eksen)

2.1.2 Hareketli yük analizi

Yapıya etki eden hareketli yükler TS 498'e göre hesaplanmıştır. Bölme duvarları ölü yük yerine, burada ara katlara etki eden canlı yükler olarak alınmıştır.

Çizelge 2.4 : Yapıya etki eden hareketli yükler (çatı katı)

Çatı Katı Yükleri	(KN/m ²)
Canlı Yük	1
Kar Yükü	1
Q	2

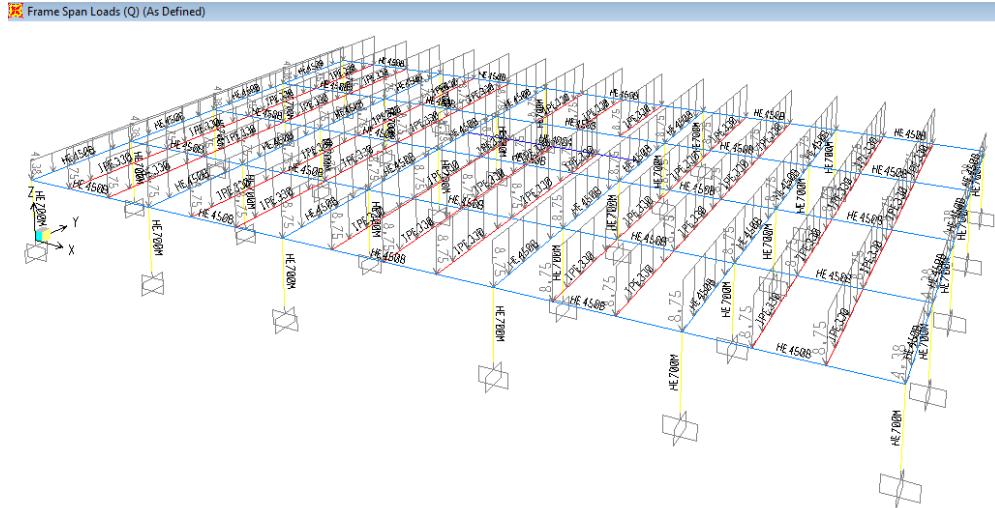
Çizelge 2.5 : Yapıya etki eden hareketli yükler (ara katlar)

Ara Kat Yükleri	(KN/m ²)
Canlı Yük	2
Bölme Duvarları	1,5
Q	3,5

Çizelge 2.6 : Kat ve döşeme kirişlerinde çizgisel hareketli yük hesabı

	(KN/m)	(KN/m)
Q çatı	5	2,50
Q normal	8,75	4,38

Bir önceki bölümde anlatılan yük dağılımları ve hesabı ile ilgili herşey buradada geçerlidir. Şekil 2.3'de gene benzer olarak hareketli yüklerin modelde nasıl dağıtıldığı bir kat için örnek olarak gösterilmiştir.



Şekil 2.3 : Kısa eksen kat ve döşeme kirişlerine çizgisel hareketli yük dağılımı

2.2 Yatay Yükleler

2.2.1 Deprem yükleri analizi

Yapıya etki eden deprem yükleri hesabında; Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik ve Esaslar (DBYBHY 2007) kullanılmıştır. Deprem hesabında eşdeğer deprem yükü yöntemi'nin uygulanmasında herhangi bir sakınca yoktur çünkü *EK A – Çiz. A.5*'de görüldüğü üzere binanın burulma düzensizliği katsayısı her kat için $\eta_{bi} \cong 1.3 \leq 2.0$ 'nin altında kalmaktadır ve bina yükseliği de gene aynı şekilde $H_N = 40m$ 'nin altında kalmaktadır.

2.2.1.1 Eşdeğer deprem yükü yöntemi

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, binanın tümüne etkiyen Toplam Eşdeğer Deprem Yükü (taban kesme kuvveti - V_t) belirlenecektir. Yapının karakteristik değerleri Bölüm 1.3'den alınacaktır. Yapının Birinci Doğal Titreşim Periyotları ise her iki yönde $T_{1x} = 1.634s$ ve $T_{1y} = 1.629s$ olarak SAP2000'den alınmıştır. Model üzerine önceki bölümde anlatıldığı gibi sadece düşey yükler $G + Q$ etki edildikten sonra model çözülerek “modal analiz” kısmından bu periyot değerleri okunabilir.

İlk olarak kat ağırlıklarının ve kütlelerinin hesaplanması gereklidir. Her kat için ayrı ayrı kat kütleleri ve ağırlıkları $m_i = \frac{w_i}{g} = \frac{1}{g} [G_i + n \times Q_i]$ ($n = 0.3$) formülüyle hesaplanır. İlk kat için hesap örnek olarak gösterilmiştir. Diğer katlara ait sonuçlar Çizelge 2.7'de verilmiştir.

$$w_1 = \underbrace{25 \times 40 \times (4.2 + 0.3 \times 3.5)}_{\text{dosemeyuku}} + \underbrace{2 \times (25 + 40) \times 1}_{\text{camgiydirmeyuku}} = 5380kN$$

$$m_1 = \frac{5380}{9.81} = 548.42kNs^2 / m$$

Çizelge 2.7 : Yapının kat ağırlıkları ve kütleleri

Kat	w _i (KN)	m _i (KNs ² /m)
10	5400	550,46
9	5380	548,42
8	5380	548,42
7	5380	548,42
6	5380	548,42
5	5380	548,42
4	5380	548,42
3	5380	548,42
2	5380	548,42
1	5380	548,42
Σ	53820	5486,24

Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü $V_t = \frac{W \times A \times (T_1)}{R_a \times (T_1)} \geq 0.1 \times A_o \times I \times W$ formülüyle bulunur.

Binanın x doğrultusunda taban kesme kuvveti hesabı :

$$T_{1x} = 1.634s > 0.4s = T_B$$

$$S(T_{1x}) = 2.5 \times \left(\frac{T_B}{T_{1x}} \right)^{0.8} = 2.5 \times \left(\frac{0.4}{1.634} \right)^{0.8} \cong 0.81 \text{ ve } R_a(T_{1x}) = R_x = 5$$

$$V_{tx} = W \times \frac{A_o \times I \times S(T_{1x})}{R_x} = 53820 \times \frac{0.4 \times 1 \times 0.81}{5} = 3492kN$$

Binanın y doğrultusunda taban kesme kuvveti hesabı :

$$T_{1y} = 1.629s > 0.4s = T_B$$

$$S(T_{1y}) = 2.5 \times \left(\frac{T_B}{T_{1y}} \right)^{0.8} = 2.5 \times \left(\frac{0.4}{1.629} \right)^{0.8} \cong 0.81 \text{ ve } R_a(T_{1y}) = R_y = 5$$

$$V_{ty} = W \times \frac{A_o \times I \times S(T_{1y})}{R_x} = 53820 \times \frac{0.4 \times 1 \times 0.81}{5} = 3500kN$$

2.2.1.2 Katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin belirlenmesi

Yapının taban kesme kuvvetleri x doğrultusunda $V_{tx} = 3492kN$ ve y doğrultusunda $V_{ty} = 3500kN$ olarak hesaplanmıştır. Şimdi bu sonuçları ve deprem yönetmeliğinin ilgili denklemlerini kullanarak her kata etki eden eşdeğer deprem yükleri bulunacaktır.

Binanın N 'inci katına (tepesine) etki eden ek eşdeğer deprem yükü x ve y doğrultuları için ;

$$\Delta F_{Nx} = 0.0075 \times N \times V_{tx} = 0.0075 \times 10 \times 3492 = 261.87kN$$

$$\Delta F_{Ny} = 0.0075 \times N \times V_{ty} = 0.0075 \times 10 \times 3500 = 262.51kN \text{ şeklinde hesaplanır.}$$

Toplam Eşdeğer Deprem Yüğü'nün ΔF_N tepe kuvveti dışında geri kalan kısmı, N 'inci kat dahil olmak üzere, binanın katlarına dağılımı

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) \times \frac{w_i \times H_i}{\sum_{j=1}^N w_j \times H_j} \text{ denklemi ile sağlanacaktır. Bulunan sonuçlar Çizelge 2.8'de gösterilmiştir.}$$

2.8'de gösterilmiştir.

Çizelge 2.8 : Katlara etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin bulunması (F_{ix} ve F_{iy})

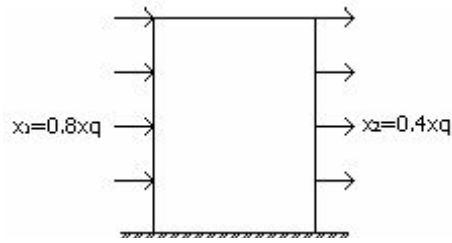
Kat	wi (KN)	Hi (m)	(Vtx-ΔFNx)	(Vty-ΔFNy)	wi*Hi	wi*Hi/Σ(wi*Hi)	Fix (kN)	Fiy (kN)
10	5400,00	30	3229,70	3237,63	162000	0,1824	850,87	852,96
9	5380,00	27	3229,70	3237,63	145260	0,1635	528,14	529,44
8	5380,00	24	3229,70	3237,63	129120	0,1454	469,46	470,61
7	5380,00	21	3229,70	3237,63	112980	0,1272	410,77	411,78
6	5380,00	18	3229,70	3237,63	96840	0,1090	352,09	352,96
5	5380,00	15	3229,70	3237,63	80700	0,0908	293,41	294,13
4	5380,00	12	3229,70	3237,63	64560	0,0727	234,73	235,30
3	5380,00	9	3229,70	3237,63	48420	0,0545	176,05	176,48
2	5380,00	6	3229,70	3237,63	32280	0,0363	117,36	117,65
1	5380,00	3	3229,70	3237,63	16140	0,0182	58,68	58,83
					Σ 888300		Σ 3492	3500

Bu yükler SAP2000'de her katın kütle merkezine etki eden noktasal kuvvetler olarak modellenmiştir. Bütün döşemeler rijit diyafram olarak modellendiği için kütle merkezlerine etki eden bu kuvvetler kuşkusuz bütün kata etki edecektir. Bu nedenle deprem kuvvetlerinin tek tek her kata elle dağıtılmasına gerek kalmadan zaman kazanılmıştır. (Şekil 2.4 ve 2.5)

2.2.2 Rüzgar yükleri analizi

Yapıya etki eden rüzgar yükü hesabında TS 498 yönetmeliği kullanılmıştır. *EK B – Çiz. B.1*'den alınan nominal rüzgar basıncı değerlerine göre rüzgar yükü hesabı aşağıda anlatılmıştır.

Bir kat döşemesine etkiyen eşdeğer deprem kuvveti $w_i = c_p \times q \times h_{ort}$ formülü ile hesaplanır. c_p emme katsayısı, q nominal rüzgar basıncı ve h_{ort} ise birbirini takip eden iki katın yükseklikleri ortalamasıdır. İlk kat için hesap örnek olarak gösterilmiştir. Diğer katlara ait sonuçlar Çizelge 2.9'da verilmiştir. Emme ve basınç kuvvetleri için ayrı ayrı hesap yapılmıştır (Şekil 2.6).



Şekil 2.6 : Emme ve basınç kuvvetleri şematik gösterimi

$$W_{x1} = 0.8 \times 0.5 \times 3 = 1.2 \longrightarrow \text{basınç } x \text{ kuvveti}$$

$$W_{x2} = 0.4 \times 0.5 \times 3 = 0.6 \longrightarrow \text{emme } x \text{ kuvveti}$$

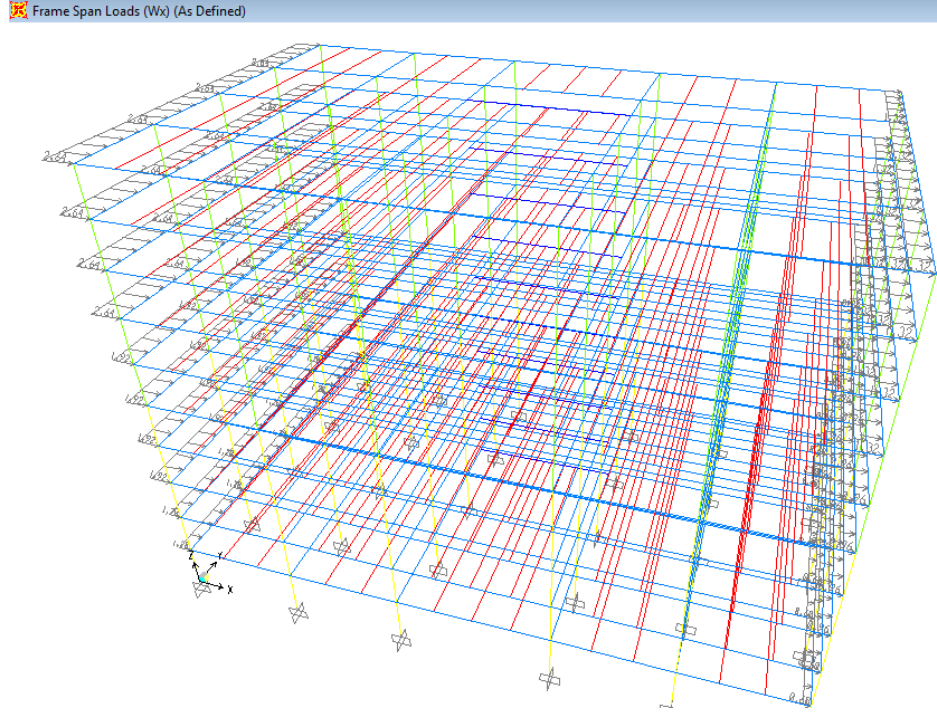
$$W_{y1} = 0.8 \times 0.5 \times 3 = 1.2 \longrightarrow \text{basınç } y \text{ kuvveti}$$

$$W_{y2} = 0.4 \times 0.5 \times 3 = 0.6 \longrightarrow \text{emme } y \text{ kuvveti}$$

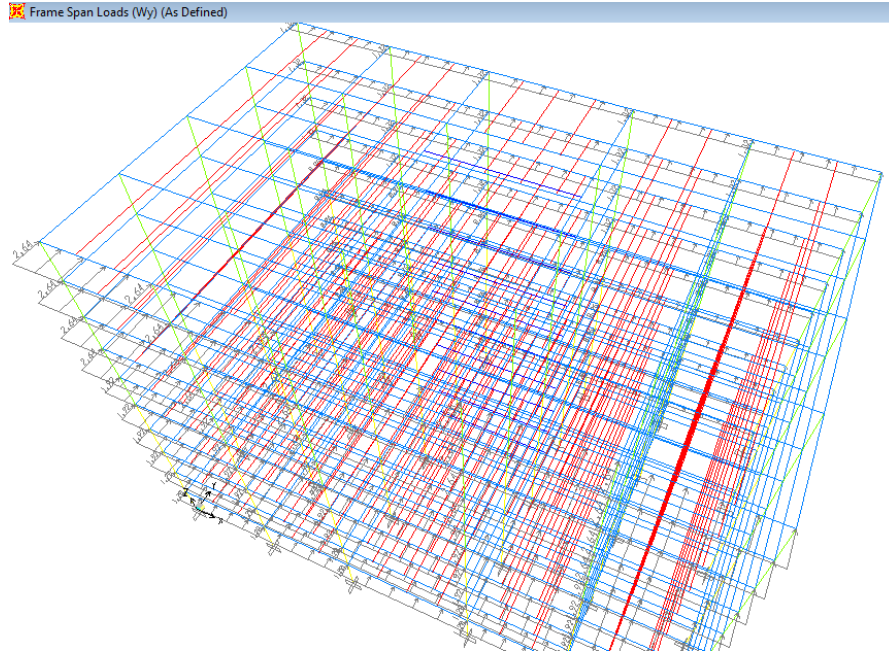
Çizelge 2.9 : Yapı katlarına etkiyen rüzgar yükleri

Kat	Hi (m)	Wx1 (kN/m)	Wx2 (kN/m)	Wy1 (kN/m)	Wy2 (kN/m)
10	30	2,64	1,32	2,64	1,32
9	27	2,64	1,32	2,64	1,32
8	24	2,64	1,32	2,64	1,32
7	21	2,64	1,32	2,64	1,32
6	18	1,92	0,96	1,92	0,96
5	15	1,92	0,96	1,92	0,96
4	12	1,92	0,96	1,92	0,96
3	9	1,92	0,96	1,92	0,96
2	6	1,2	0,6	1,2	0,6
1	3	1,2	0,6	1,2	0,6
Σ		30,96		30,96	

Rüzgar yükleri modelde çizgisel yükler olarak binanın her katının her kenarına x ve y doğrultularında etki edecek şekilde uygulanmıştır. W_{x1} ve W_{y1} basınç kuvvetlerini temsil ederken W_{x2} ve W_{y2} çekme kuvvetlerini temsil etmektedir (Şekil 2.7 ve 2.8).



Şekil 2.7 : W_{x1} ve W_{x2} rüzgar kuvvetlerinin bina üzerinde dağılımı



Şekil 2.8 : W_{y1} ve W_{y2} rüzgar kuvvetlerinin bina üzerinde dağılımı

2.3 Yapı Analizi Yük Kombinasyonları

Yapı sisteminin düşey yükler ile yatay deprem ve rüzgar kuvvetleri altında analizi ile elde edilen iç kuvvetler, DBYBHY 2007'ye ve TS 648'e uygun olarak aşağıdaki şekilde birleştirilecektir. Arttırılmış deprem etkileri için büyütme katsayısı, süneklik düzeyi normal çerçeveler için $\Omega_0 = 2.0$ değerini almaktadır. (EK A – Çiz. A.8)

Düşey Yük Kombinasyonu : $G + Q$

Düşey Yük + Deprem Yüğü ve Düşey Yük + Rüzgar Yüğü Kombinasyonları :

$G + Q + E_x + 0.3E_y$	$0.9G + E_x + 0.3E_y$	$G + Q + W_x$
$G + Q + E_x - 0.3E_y$	$0.9G + E_x - 0.3E_y$	$G + Q - W_x$
$G + Q - E_x + 0.3E_y$	$0.9G - E_x + 0.3E_y$	$G + Q + W_y$
$G + Q - E_x - 0.3E_y$	$0.9G - E_x - 0.3E_y$	$G + Q - W_y$
$G + Q + 0.3E_x + E_y$	$0.9G + 0.3E_x + E_y$	$0.9G + W_x$
$G + Q + 0.3E_x - E_y$	$0.9G + 0.3E_x - E_y$	$0.9G - W_x$
$G + Q - 0.3E_x + E_y$	$0.9G - 0.3E_x + E_y$	$0.9G + W_y$
$G + Q - 0.3E_x - E_y$	$0.9G - 0.3E_x - E_y$	$0.9G - W_y$

Arttırılmış Deprem Yüğü Halinde Yük Kombinasyonları :

$G + Q + 2E_x$	$0.9G + 2E_x$
$G + Q - 2E_x$	$0.9G - 2E_x$
$G + Q + 2E_y$	$0.9G + 2E_y$
$G + Q - 2E_y$	$0.9G - 2E_y$

2.4 Yapı Sisteminin Analizi

Yapının önceki bölümlerde hesaplanan düşey yükler ile deprem ve rüzgar kuvvetleri altında SAP 2000 programı ile analizi yapılmış ve toplam 25 adet yük birleşimi için eleman iç kuvvetleri elde edilmiştir. Şekil 2.9'da E_x yüküne maruz kalan yapının en üst kat sınır ötelenmesi görülmektedir.



Şekil 2.9 : (x) doğrultusu en üst kat maksimum deplasmanı ($d_{10,x} = 7.95cm$)

2.4.1 Görelî kat ötelenmeleri kontrolü

Görelî kat ötelenmelerinin kontrolü, DBYBHY 2007 – Madde 2.10.1'e göre yapılacaktır. Herhangi bir kolon için, ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkını ifade eden azaltılmış görelî kat ötelenmesi $\Delta_i = d_i - d_{i-1}$ denklemi ile hesaplanır. Bu denklemde d_i ve d_{i-1} , her bir deprem doğrultusu için binanın ardışık iki katında, herhangi bir kolonun uçlarında, deprem yüklerinden meydana gelen en büyük yerdeğiştirmeleri göstermektedir. Yapının, her bir deprem doğrultusu için d_i kat yerdeğiştirmelerinin en büyük değerleri, sayısal değerleri Çizelge 2.8'de verilen eşdeğer deprem yüklerinden meydana gelmektedir.

Her bir deprem doğrultusunda, binanın i 'nci katındaki kolonlar için etkin görelî kat ötelemesi $\delta_i = R \times \Delta_i$ denklemi ile hesaplanır. x ve y doğrultularında kat kütle merkezlerine uygulanan E_x ve E_y deprem yükleri altında, yapı sisteminin analizi ile elde edilen d_{ix} ve d_{iy} yatay yerdeğıştirmelerinin her katta aldığı değêrler Çizelge 2.10 ve 2.11'in üçüncü kolonunda, ardışık katlar arasındaki azaltılmış görelî kat ötemeleri ise çizelgelerin dördüncü kolonunda verilmiştir. Hesaplarda, ana deprem doğrultusundaki deprem yüklerinden dolayı, bu doğrultuya dik doğrultudaki yerdeğıştirmelerin bileşke yerdeğıştirmeye etkisi terk edilmiştir.

Çizelge 2.10 : (x) doğrultusunda görelî kat ötelemelerinin kontrolü

Kat	Hi (cm)	dix (cm)	Δ_{ix} (cm)	$\delta_{ix} = R\Delta_{ix}$ (cm)	δ_{ix} / H_i
10	300	7,95	0,38	1,9	0,0063
9	300	7,57	0,55	2,75	0,0092
8	300	7,02	0,73	3,65	0,0122
7	300	6,29	0,88	4,4	0,0147
6	300	5,41	1,01	5,05	0,0168
5	300	4,4	1,02	5,1	0,0170
4	300	3,38	1,05	5,25	0,0175
3	300	2,33	1,03	5,15	0,0172
2	300	1,3	0,87	4,35	0,0145
1	300	0,43	0,43	2,15	0,0072

MAX = 0,0175

Çizelge 2.11 : (y) doğrultusunda görelî kat ötelemelerinin kontrolü

Kat	Hi (cm)	diiy (cm)	Δ_{iy} (cm)	$\delta_{iy} = R\Delta_{iy}$ (cm)	δ_{iy} / H_i
10	300	7,66	0,38	1,9	0,0063
9	300	7,28	0,54	2,7	0,0090
8	300	6,74	0,7	3,5	0,0117
7	300	6,04	0,85	4,25	0,0142
6	300	5,19	0,97	4,85	0,0162
5	300	4,22	0,96	4,8	0,0160
4	300	3,26	1	5	0,0167
3	300	2,26	0,98	4,9	0,0163
2	300	1,28	0,85	4,25	0,0142
1	300	0,43	0,43	2,15	0,0072

MAX = 0,0167

Her bir deprem doğrultusu için, binanın her katındaki azaltılmış görelî kat ötelemeleri söz konusu deprem doğrultusundaki deprem yükü azaltma katsayısı $R = 5$ ile çarpılarak δ_i etkin görelî kat ötelemeleri hesaplanmış ve çizelgelerin

beşinci kolonuna yazılmıştır. Bu değerlerin kat yüksekliklerine oranları ise çizelgelerin son kolonunda yer almaktadır.

Çizelgelerde görüldüğü gibi, δ_i/h_i oranlarının en büyük değerleri, x ve y doğrultularında $(\delta_{ix}/h_i)_{maks} = 0.0175$ ve $(\delta_{iy}/h_i)_{maks} = 0.0167$ olmaktadır ve DBYBHY 2007’de öngörülen $(\delta_i/h_i)_{maks} = 0.0175 < 0.02$ koşulunu sağlamaktadır. Böylelikle bütün katlar sınır ötelenme değerleri altında kalmaktadır. Böylelikle bina içinde yaşayan canlılar ve bina için gereken limit aşılmamıştır.

2.4.2 İkinci mertebe etkilerinin kontrolü

DBYBHY 2007 - Madde 2.10.2’ye göre, gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir katta, ikinci mertebe etkilerini temsil eden ikinci mertebe gösterge değeri θ_i

hesaplanarak $\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=i}^N w_j}{V_i h_i} \leq 0.12$ koşulu kontrol edilecektir. Bu bağıntıda,

$(\Delta_i)_{ort}$, i’inci kat için bir önceki bölümde tanımlanan azaltılmış görelî kat ötelemelerinin kat içindeki ortalama değerini, V_i , gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i’inci katına etkiyen kat kesme kuvvetini, h_i , binanın i’nci katının kat yüksekliğini, w_j ise binanın j’inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığını göstermektedir.

Kat döşemesinin rijit diyafram olarak çalıştığı bu binada, E_x ve E_y yüklemelerinden dolayı kat kütle merkezinde meydana gelen azaltılmış görelî kat ötelemelerinin ortalaması, x ve y doğrultuları için $(\Delta_i)_{ort}$ olarak alınabilmektedir. Her iki deprem doğrultusu için, bütün katlarda $\theta_i \leq 0.12$ koşulunun sağlanması durumunda, ikinci mertebe etkileri TS 648’e uygun olarak değerlendirilecektir. Bu koşulun herhangi bir katta sağlanmaması durumunda ise, taşıyıcı sistemin rijitliği yeterli ölçüde artırılarak deprem hesabı tekrarlanacaktır.

Her iki deprem doğrultusu için her katta hesaplanan θ_i parametresinin değerleri $\theta_i \leq 0.12$ koşulunu sağladığı Çizelge 2.12 ve 2.13’de görülmektedir. Bu sebeple, ikinci mertebe etkilerinin TS 648’e göre değerlendirilmesi yeterlidir.

Çizelge 2.12 : (x) doğrultusunda II. Mertebe etkileri kontrolü

Kat	Fix	Vi	Hi (cm)	Wi (kN)	$\sum wi$ (kN)	(di)max (cm)	(di)min (cm)	(Δi)max (cm)	(Δi)min (cm)	(Δi)ort (cm)	(Δi)ort* $\sum wi$	Wi*Hi	θ_i
10	850,87	851	300	5400	5400	7,95	7,35	0,38	0,36	0,37	1998	1620000	0,001
9	528,14	1379	300	5380	10780	7,57	6,99	0,55	0,51	0,53	5713,4	1614000	0,004
8	469,46	1848	300	5380	16160	7,02	6,48	0,73	0,66	0,695	11231,2	1614000	0,007
7	410,77	2259	300	5380	21540	6,29	5,82	0,88	0,82	0,85	18309	1614000	0,011
6	352,09	2611	300	5380	26920	5,41	5	1,01	0,93	0,97	26112,4	1614000	0,016
5	293,41	2905	300	5380	32300	4,4	4,07	1,02	0,94	0,98	31654	1614000	0,020
4	234,73	3139	300	5380	37680	3,38	3,13	1,05	0,97	1,01	38056,8	1614000	0,024
3	176,05	3316	300	5380	43060	2,33	2,16	1,03	0,96	0,995	42844,7	1614000	0,027
2	117,36	3433	300	5380	48440	1,3	1,2	0,87	0,8	0,835	40447,4	1614000	0,025
1	58,68	3492	300	5380	53820	0,43	0,4	0,43	0,4	0,415	22335,3	1614000	0,014

Çizelge 2.13 : (y) doğrultusunda II. Mertebe etkileri kontrolü

Kat	Fiy	Vi	Hi (cm)	Wi (kN)	$\sum wi$ (kN)	(di)max (cm)	(di)min (cm)	(Δi)max (cm)	(Δi)min (cm)	(Δi)ort (cm)	(Δi)ort* $\sum wi$	Wi*Hi	θ_i
10	852,96	851	300	5400	5400	7,66	7,66	0,38	0,38	0,38	2052	1620000	0,001
9	529,44	1380	300	5380	10780	7,28	7,28	0,54	0,54	0,54	5821,2	1614000	0,004
8	470,61	1851	300	5380	16160	6,74	6,74	0,7	0,7	0,7	11312	1614000	0,007
7	411,78	2263	300	5380	21540	6,04	6,04	0,85	0,85	0,85	18309	1614000	0,011
6	352,96	2616	300	5380	26920	5,19	5,19	0,97	0,97	0,97	26112,4	1614000	0,016
5	294,13	2910	300	5380	32300	4,22	4,22	0,96	0,96	0,96	31008	1614000	0,019
4	235,30	3145	300	5380	37680	3,26	3,26	1	1	1	37680	1614000	0,023
3	176,48	3322	300	5380	43060	2,26	2,26	0,98	0,98	0,98	42198,8	1614000	0,026
2	117,65	3439	300	5380	48440	1,28	1,28	0,85	0,85	0,85	41174	1614000	0,026
1	58,83	3498	300	5380	53820	0,43	0,43	0,43	0,43	0,43	23142,6	1614000	0,014

3. YAPI ELEMANLARININ BOYUTLANDIRILMASI

Çalışmanın bu kısmında, düşey yükler ve/veya depremin ortak etkisi altında Emniyet Gerilmeleri Yöntemi'ne göre kesit hesapları yapılmış ve emniyet gerilmeleri en fazla %33 arttırılmıştır. Yapı elemanları için en olumsuz kesit tesirleri altında hesap yapılmıştır. Boyutlandırmada DBYBHY 2007 ve TS 648 yönetmelikleri kullanılacaktır.

3.1 Döşeme Kirişlerinin Boyutlandırılması

3.1.1 Döşeme kirişlerinin basit kiriş olarak boyutlandırılması

Döşeme kirişlerinin en elverişsiz olan ölü yük + canlı yük ($G + Q$) yük kombinasyonu için gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

Çizelge 3.1 : Boyutlandırma için seçilen kesit ve yük kombinasyonları

Yük Kombinasyonu	G+Q	
Fe37 (fy)	235	N/mm2
Seçilen Kesit	IPE 330	
Kiriş Uzunluğu (L)	625	cm

Çizelge 3.2 : Döşeme kirişleri kuvvetli eksen doğ. max. kesit tesirleri

	MAJOR	
Moment (M)	93,44	kNm
Kesme Kuvveti (V)	60,16	kN
δ_{max}	1.58	cm

Çizelge 3.3 : IPE 330 kesit özellikleri

h	b	t _w	t _f	A	d	I _y	W _{el,y}	i _y	I _z	W _{el,z}	i _z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
330	160	7,5	11,5	62,61	271	11770	713,1	13,71	788,1	98,52	3,55

Basit döşeme kirişinin statik hesabı için seçilen döşeme $6.5m \times 7.5m$ normal kat döşemesi ve döşeme kirişi mesnet açıklığı $L = 6.25m$ 'dir. İki döşeme kirişi ara mesafesi $l = 2.5m$, ölü yük $= 4,2kN/m^2$ ve hareketli yük $= 3,5kN/m^2$ 'dir.

Döşeme Kirişi Üzeri Çizgisel Yük : $q = (4,2 + 3,5) \times 2,5 = 19.25kN/m$ 'dir.

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{19.25 \times 6.25^2}{8} = 93.44kNm = 9344kNcm$$

$$V_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{19.25 \times 6.25}{2} = 60.16kN = 60160N$$

Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kirişleri için Deprem Yönetmeliği Madde 4.4.1'de verilen enkesit koşulları uyarınca, kiriş enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının *EK A – Çiz. A.9*'da verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Kiriş enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar ;

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.5\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{ve} \quad \frac{h}{t_w} \leq 5\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{şeklindedir.}$$

ST37 Yapı Çeliği için $\sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{206182/235} = 29.62$ değeri yukarıdaki ifadelerde yerine konularak ;

$$\frac{80}{11.5} = 6.96 \leq 0.5 \times 29.62 = 14.81 \quad \text{ve} \quad \frac{330}{7.5} = 44 \leq 5 \times 29.62 = 148.1 \quad \text{değerleri elde}$$

edilir ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

Normal Gerilme Tahkiki :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_e} = \frac{9344}{713.1} = 13.1kN/cm^2 = 131N/mm^2$$

$$131N/mm^2 < 235 \times 0.6 = 141N/mm^2 = \sigma_{em}(ST37) \quad (Uygun)$$

Kayma Gerilmesi Tahkiki :

$$\tau = \frac{V_{\max}}{d \times t_w} = \frac{60160}{271 \times 7.5} = 29.6 \text{ N/mm}^2$$

$$29.6 \text{ N/mm}^2 < \frac{235 \times 0.6}{\sqrt{3}} = 82 \text{ N/mm}^2 = \tau_{em} (ST37) \text{ (Uygun)}$$

Sehim Kontrolü :

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{381EI} = \frac{5 \times 0.1925 \times 625^4}{381 \times 20618.2 \times 11770} = 1.58 \text{ cm}$$

$$f_{\max} = 1.58 \text{ cm} < \frac{L}{300} = \frac{625}{300} = 2.08 \text{ cm (Uygun)}$$

3.1.2 Döşeme kirişlerinin kompozit kiriş olarak boyutlandırılması

Döşeme kirişlerinin en elverişsiz olan ölü yük + canlı yük ($G + Q$) yük kombinasyonu için kiriş kapasite kontrolleri yapılacaktır.

Çizelge 3.4 : Boyutlandırma için seçilen kesit ve yük kombinasyonları

Yük Kombinasyonu	G+Q	
Fe37 (fy)	235	N/mm2
Seçilen Kesit	IPE 270	
Kiriş Uzunluğu (L)	625	cm

Çizelge 3.5 : Döşeme kirişleri kuvvetli eksen doğ. max. kesit tesirleri

	MAJOR	
Moment (M)	93,44	kNm
Kesme Kuvveti (V)	60,16	kN
δ_{\max}	2,19	cm

Çizelge 3.6 : IPE 270 kesit özellikleri

h	b	t _w	t _f	A	d	I _y	W _{el.y}	i _y	I _z	W _{el.z}	i _z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
270	135	6.6	10.2	45.95	219.6	5790	428.9	11.23	419.9	62.20	3.02

Kompozit döşeme kirişinin statik hesabı için seçilen döşeme $6.5m \times 7.5m$ normal kat döşemesi ve döşeme kirişi mesnet açıklığı $L = 6.25m$ 'dir. İki döşeme kirişi ara mesafesi $l = 2.5m$, ölü yük $= 4,2kN/m^2$ ve hareketli yük $= 3,5kN/m^2$ 'dir.

Döşeme Kirişi Üzeri Çizgisel Yük : $q = (4,2 + 3,5) \times 2,5 = 19.25kN/m$ 'dir. TS 4561'e göre 1.7 arttırım katsayısı ile bu yükün arttırılması halinde yeni yük $32.73kN/m$ şeklinde olur.

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{8} = \frac{32.73 \times 6.25^2}{8} = 159.81kNm = 15981kNcm$$

$$V_{\max} = \frac{qL}{2} = \frac{19.25 \times 6.25}{2} = 60.16kN$$

Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kirişleri için DBYBHY 2007 - Madde 4.4.1'de verilen enkesit koşulları uyarınca, kiriş enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının EK A - Çiz. A.9'da verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Kiriş enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar ;

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.5\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{ve} \quad \frac{h}{t_w} \leq 5\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{şeklindedir.}$$

ST37 Yapı Çeliği için $\sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{206182/235} = 29.62$ değeri yukarıdaki ifadelerde yerine konularak ;

$$\frac{75}{10.7} = 7.01 \leq 0.5 \times 29.62 = 14.81 \quad \text{ve} \quad \frac{300}{7.1} = 42.25 \leq 5 \times 29.62 = 148.1 \quad \text{değerleri elde}$$

edilir ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

Kayma Gerilmesi Tahkiki :

$$\tau = \frac{V_{\max}}{d \times t_w} = \frac{60160}{219.6 \times 6.6} = 41.51N/mm^2 < 1.33 \times 82N/mm^2 = \tau_{em} (ST37)$$

$$y_0 = \frac{A_{beton}(h + d_0/2) + A_{çelik}(h/2)}{A_k} = \frac{114.3(27 + 10/2) + 53.81(27/2)}{160.17} = 26.7cm$$

$$d_1 = h + d_0/2 - y_0 = 27 + 10/2 - 26.7 = 5.3cm$$

$$d_2 = y_0 - h/2 = 26.7 - 27/2 = 13.2cm$$

$$I_k = \frac{d_0^3 \times b^*}{12} + A_{beton}d_1^2 + I_x + A_{çelik}d_2^2$$

$$I_k = \frac{10^3 \times 11.43}{12} + 114.3 \times 5.3^2 + 5790 + 45.95 \times 13.2^2 = 17957cm^4$$

$$Z = \alpha_a \sigma_F A_{çelik} = 0.94 \times 23.5 \times 45.95 = 1015kN$$

$$y = \frac{Z}{\alpha_b \sigma_{br} b_{eff}} \leq \left\{ \begin{array}{l} d_o \\ h/2 \end{array} \right\} = \frac{1015}{0.74 \times 3 \times 157} = 2.91cm \leq \left\{ \begin{array}{l} 10cm \\ 27/2 = 13.5cm \end{array} \right\} = 10cm$$

olduğundan $y \leq d$ olması sonucu tarafsız eksen tabla içinde kalmaktadır. Bu nedenle

Kompozit Kesit için Moment Kapasitesi :

$$M_u = Z \times e = Z \left(h_{ao} + d_0 - \frac{y}{2} \right) = 1015 \times \left(\underbrace{13.5}_{h/2} + 10 - \frac{2.91}{2} \right) = 22368kNcm$$

$$M_{max} = 15981kNcm < 22368kNcm = M_u \text{ (Uygun)}$$

Kompozit Kesit için Kesme Kuvveti Kapasitesi :

Kesme kuvvetinin sadece gövde tarafından taşındığı kabulüyle hesap yapılmıştır.

$$F_g = (h - 2t_f) \times t_w = (27 - 2 \times 1.02) \times 0.66 = 16.47cm^2$$

$$V_p = 0.52 F_g \sigma_a = 0.52 \times 16.74 \times 23.5 = 201.31kN \times 0.3 = 60.39kN$$

$$V_{max} = 60.16kN < 60.39kN \text{ (Uygun)}$$

3.2 Ana Çerçeve Kirişlerinin Boyutlandırılması

Ana çerçeve kirişlerinin en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($G + Q + E_x + 0.3E_y$) için gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

Çizelge 3.7 : Boyutlandırma için seçilen kesit ve yük kombinasyonları

Yük Kombinasyonu	G+Q+Ex+0.3Ey	
Fe37 (fy)	235	N/mm2
Seçilen Kesit	HE 450B	
Kiriş Uzunluğu (L)	750	cm

Çizelge 3.8 : Kuvvetli eksen doğrultusunda max. kesit tesirleri ve uç kuvvetler

	MAJOR		UÇ KUVVETLERİ		
Moment (M)	651,50	kNm	M1	93,35	kNm
Kesme Kuvveti (V)	236,30	kN	M2	651,50	kNm
δmax	0,968	cm			

Çizelge 3.9 : HE 450B kesit özellikleri

h	b	t_w	t_f	A	d	I_y	W_{el,y}	i_y	I_z	W_{el,z}	i_z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
450	300	14	26	218	344	76890	3551	19.14	11720	781,4	7,33

Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kirişleri için DBYBHY 2007 - Madde 4.4.1'de verilen enkesit koşulları uyarınca, kiriş enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının *EK A – Çiz. A.9*'da verilen koşulları sağlaması gerekmektedir.

Kiriş enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar ;

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.5\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{ve} \quad \frac{h}{t_w} \leq 5\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{şeklindedir.}$$

ST37 Yapı Çeliği için $\sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{206182/235} = 29.62$ değeri yukarıdaki ifadelerde yerine konularak ;

$$\frac{150}{26} = 5.77 \leq 0.5 \times 29.62 = 14.81 \quad \text{ve} \quad \frac{398}{14} = 28.43 \leq 5 \times 29.62 = 148.1 \quad \text{değerleri elde}$$

edilir ve enkesit koşullarının sağlandığı görülür.

DBYBHY 2007 - Madde 4.3.6.1'de yatay yük taşıyıcı sistemin kirişlerinin üst ve alt başlıklarının yanıl doğrultuda mesnetlenmesi ve mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklığın $l_b \leq 0.086 \frac{r_y E_s}{\sigma_a}$ koşulunu sağlaması gerekmektedir. Sistemde

$$l_b = 250cm \text{ 'dir. } 250 < \frac{0.086 \times 8.07 \times 206182}{235} = 609cm \text{ olduğu için koşul sağlanır.}$$

Betonarme döşemenin kompozit etkisi nedeniyle kiriş üst başlığının yanıl burkulması önlenmektedir. Buna karşılığ, negatif mesnet momenti etkisinde, kiriş alt başlığının yanıl burkulma tahkiki yapılacaktır.

TS 648 Standartı Madde 3.3.4.2'ye göre, basınç başlığının dolu dikdörtgen kesit olması ve enkesit alanının çekme başlığı enkesit alanından daha küçük olmaması halinde, basınç emniyet gerilmesi $\sigma_B = \frac{840000 \times C_b}{s \times d / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a$ denklemi ile

hesaplanır. Burada ;

s : kiriş basınç başlığının yanıl burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklıktır ($s = L/3 = 250cm$) ve $F_b = b \times t_f$ şeklinde hesaplanır.

$$C_b = 1.75 + 0.5 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \text{ şeklinde hesaplanan bir katsayıdır.}$$

$$\text{Kuvvetli eksen doğrultusundaki kolon uç momentlerinin } \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = \frac{93.35}{651.50} = 0.143$$

oranı için hesaplanan $C_b = 1.91$ değerini yukarıdaki denklemde yerine konularak ;

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.91}{250 \times 45 / 78} = 11104kg / cm^2 = 1110,41N / mm^2 \xrightarrow{\text{geçemez}} \sigma_B = 141N / mm^2$$

elde edilir.

Normal Gerilme Tahkiki :

$$\sigma = \frac{M}{W_x} = \frac{651.50 \times 10^6}{3551 \times 10^3} = 183.5N / mm^2 < 1.33 \times 141N / mm^2 = \sigma_{em} \text{ (Uygun)}$$

Kayma Gerilmesi Tahkiki :

$$\tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{23630 \times 10^3 \times 17755 \times 10^3}{76890 \times 10^4 \times 14} = 37.51 \text{ N/mm}^2 < 1.33 \times 82 \text{ N/mm}^2 = \tau_{em} \text{ (Uygun)}$$

Sehim Tahkiki :

$$\frac{\delta_{\max}}{L} = \frac{0.968}{750} = \frac{1}{775} < \frac{1}{300} \text{ (Uygun)}$$

3.3 İlk 5 Kat Kolonların Boyutlandırılması

İlk 5 kat kolonlarının en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($G + Q - 0.3E_x - E_y$) için gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

Çizelge 3.10 : Boyutlandırma için seçilen kesit ve yük kombinasyonları

Yük Kombinasyonu	G+Q-0.3Ex-Ey	
Fe37 (fy)	235	N/mm2
Seçilen Kesit	HE 700M	
Kolon Boyu (L)	300	cm

Çizelge 3.11 : 1. Kat B1 aksı kolonu kuvvetli-zayıf eksen doğ. kesit tesirleri

	MAJOR		MINOR		UÇ KUVVETLERİ		
Moment (M)	830	kNm	13,84	kNm	M1	48	kNm
Kesme Kuvveti (V)	260,75	kN	3,26	kN	M2	830	kNm
Eksenel Kuvvet (N)	1527,23	kN					

Çizelge 3.12 : HE 700M kesit özellikleri

h	b	t _w	t _f	A	d	I _y	W _{el.y}	i _y	I _z	W _{el.z}	i _z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
716	304	21,0	40,0	383,00	582	329300,0	9198	29,32	18800	1237,0	7,01

Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kolonları için DBYBHY 2007 - Madde 4.4.1'de verilen enkesit koşulları uyarınca, kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının EK A – Çiz. A.9'da verilen koşulları sağlaması gerekir.

Kolon enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar ;

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.5\sqrt{E_s/\sigma_a} \text{ ve } \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| > 0.1 \text{ için } \frac{h}{t_w} < 2.08\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right) \text{ şeklindedir.}$$

$$\text{Fe37 Yapı Çeliği için } \sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{206182/235} = 29.62$$

$$\frac{152}{40} \leq 0.5 \times 29.62$$

3.8 < 14.81 enkesit koşulu sağlanır.

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{2486.25}{23.5 \times 383} = 0.28 > 0.1$$

$$\frac{636}{21} < 2.08 \times 29.62(2.1 - 0.28)$$

30.29 < 112.36 enkesit koşulu sağlanır.

Bileşik eğik eğilme (eksenel basınç ve iki eksenli eğilme) etkisindeki bu kolonda, normal gerilme tahkiki TS 648 Çelik Yapılar Standardı Madde 3.4'te verilen ;

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx}\sigma_{bx}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}}\right)\sigma_{Bx}} + \frac{C_{my}\sigma_{by}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}}\right)\sigma_{By}} \leq 1.00$$

formülü ile yapılacaktır. Burada ;

$\sigma_{eb} = \frac{1527230}{383 \times 10^2} = 39.88 \text{ N/mm}^2$: yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilmedir.

σ_{bem} : kolonun $\lambda_x = s_{kx}/i_x$ ve $\lambda_y = s_{ky}/i_y$ narinliklerinden büyük olanına bağlı olarak, TS 648 Standartı Çizelge 8'e göre belirlenen basınç emniyet gerilmesidir.

1. kat B1 aksı kolonunun kuvvetli eksenini doğrultusunda yanal ötelenmesinin önlenmemiş olduğu, zayıf eksenini doğrultusunda ise, bu doğrultudaki diğer rijit kolonlar tarafından yanal ötelenmesinin önlenildiği varsayımı yapılmıştır. Buna göre 1. kat B1 aksı kolonunun eğilme rijitliği ile bu kolona bağlanan kirişlerin eğilme

rijitliklerine ve mesnet koşullarına bağlı olarak, TS 648 Standartı Çizelge 5'teki nomogramdan bulunan K_x ve K_y katsayıları yardımı ile hesaplanan s_{kx} ve s_{ky} burkulma boyları ;

$$s_{kx} = K_x \times H = 2.13 \times 300 = 639 \text{ cm} \quad \text{ve} \quad s_{ky} = K_y \times H = 0.83 \times 300 = 249 \text{ cm}$$

değerlerini almaktadır.

Bu değerler kullanılarak narinlik oranları ;

$$\lambda_x = \frac{s_{kx}}{i_x} = \frac{639}{29.32} = 21.79 \quad \text{ve} \quad \lambda_y = \frac{s_{ky}}{i_y} = \frac{249}{7.01} = 35.52 \quad \text{olarak bulunur.}$$

$$\lambda = (\text{maks} \lambda_x, \lambda_y) = 35.52$$

Bu narinlik değeri için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi ;

$$\sigma_{bem} = 1266 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 126.6 \text{ N} / \text{mm}^2 \quad \text{olarak bulunur.}$$

Yalnız eğilme momentleri altında hesaplanan gerilmeler :

$$\sigma_{bx} = \frac{M}{W_x} = \frac{830 \times 10^6}{9198 \times 10^3} = 90.24 \text{ N} / \text{mm}^2 \quad \sigma_{by} = \frac{M}{W_y} = \frac{13.84 \times 10^6}{1237 \times 10^3} = 11.19 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$C_{mx} = C_{my} = 0.85 : \text{yanal ötelemesi önlenmemiş sistem}$$

$$\sigma'_{ex} = \frac{8290000}{21.79^2} = 17453.43 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 1745.34 \text{ N} / \text{mm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{8290000}{35.52^2} = 6570.40 \text{ kg} / \text{cm}^2 = 657.04 \text{ N} / \text{mm}^2$$

Yanal burkulma halinde basınç emniyet gerilmesi ;

$$\sigma_B = \frac{840000 \times C_b}{s \times d / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \quad \text{denklemleri ile hesaplanır. Burada ;}$$

s : kolon basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklıktır ($s = L/3 = 250 \text{ cm}$) ve $F_b = b \times t_f$ şeklinde hesaplanır.

$$C_b = 1.75 + 0.5 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \text{ şeklinde hesaplanan bir katsayıdır.}$$

$$\text{Kuvvetli eksen doğrultusundaki kolon uç momentlerinin } \left(\frac{M_1}{M_2} \right)_x = -\frac{48}{830} = -0.058$$

oranı için hesaplanan $C_{bx} = 1.69$ değeri yukarıdaki denklemde yerine konularak ;

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.69}{300 \times 71.6 / 121.6} = 8037 \text{ kg/cm}^2 = 803.78 \text{ N/mm}^2 \xrightarrow{\text{geçemez}} \sigma_B = 141 \text{ N/mm}^2$$

elde edilir.

Kolonun zayıf eksenini doğrultusunda yanal burkulma sözkonusu olmadığından, eğilmedeki emniyet gerilmesi aynen kullanılacaktır.

Normal Gerilme Tahkiki :

$$\frac{\sigma}{\sigma_{em}} = \frac{39.88}{126.6} + \frac{0.85 \times 90.24}{\left(1.0 - \frac{39.88}{1745.34}\right) \times 141} + \frac{0.85 \times 11.19}{\left(1.0 - \frac{39.88}{657.04}\right) \times 141} = 0.94 < 1.33 \text{ (Uygun)}$$

Kayma Gerilmesi Tahkiki :

$$\tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{260.75 \times 10^3 \times 4599 \times 10^3}{329300 \times 10^4 \times 21} = 17.34 \text{ N/mm}^2 < 1.33 \times 82 \text{ N/mm}^2 = \tau_{em} \text{ (Uygun)}$$

3.4 Son 5 Kat Kolonların Boyutlandırılması

Son 5 kat kolonlarının en elverişsiz olan düşey yükler + deprem yüklemesi ($G + Q - 0.3E_x - E_y$) için gerilme ve sehim kontrolleri yapılacaktır.

Çizelge 3.13 : Boyutlandırma için seçilen kesit ve yük kombinasyonları

Yük Kombinasyonu	G+Q-0.3Ex-Ey	
Fe37 (fy)	235	N/mm2
Seçilen Kesit	HE 600B	
Kolon Boyu (L)	300	cm

Çizelge 3.14 : 6. Kat B1 aksı kolonu kuvvetli-zayıf eksen doğ. kesit tesirleri

	MAJOR		MINOR		UÇ KUVVETLERİ		
Moment (M)	394	kNm	1,51	kNm	M1	313	kNm
Kesme Kuvveti (V)	235,80	kN	0,654	kN	M2	394	kNm
Eksenel Kuvvet (N)	755,38	kN					

Çizelge 3.15 : HE 700M kesit özellikleri

h	b	t _w	t _f	A	d	I _y	W _{el.y}	i _y	I _z	W _{el.z}	i _z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
716	304	21,0	40,0	383,00	582	329300,0	9198	29,32	18800	1237,0	7,01

Süneklik düzeyi normal çerçevelerin kolonları için DBYBHY 2007 - Madde 4.4.1’de verilen enkesit koşulları uyarınca, kolon enkesitinin başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarının *EK A – Çiz. A.9*’da verilen koşulları sağlaması gerekir.

Kolon enkesitinde yerel burkulmanın önlenmesini amaçlayan bu koşullar ;

$$\frac{b/2}{t} \leq 0.5\sqrt{E_s/\sigma_a} \quad \text{ve} \quad \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| > 0.1 \quad \text{için} \quad \frac{h}{t_w} < 2.08\sqrt{E_s/\sigma_a} \left(2.1 - \left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| \right)$$

şeklindedir.

$$\text{Fe37 Yapı Çeliği için } \sqrt{E_s/\sigma_a} = \sqrt{206182/235} = 29.62$$

$$\frac{150}{30} \leq 0.5 \times 29.62$$

5.0 < 14.81 enkesit koşulu sağlanır.

$$\left| \frac{N_d}{\sigma_a A} \right| = \frac{755.38}{23.5 \times 270} = 0.12 > 0.1$$

$$\frac{540}{15.5} < 2.08 \times 29.62(2.1 - 0.12)$$

34.84 < 129.38 enkesit koşulu sağlanır.

Bileşik eğik eğilme (eksenel basınç ve iki eksenli eğilme) etkisindeki bu kolonda, normal gerilme tahkiki TS 648 Çelik Yapılar Standardı Madde 3.4’te verilen ;

$$\frac{\sigma_{eb}}{\sigma_{bem}} + \frac{C_{mx}\sigma_{bx}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ex}}\right)\sigma_{Bx}} + \frac{C_{my}\sigma_{by}}{\left(1.0 - \frac{\sigma_{eb}}{\sigma'_{ey}}\right)\sigma_{By}} \leq 1.00$$

formülü ile yapılacaktır. Burada ;

$\sigma_{eb} = \frac{755380}{270 \times 10^2} = 27.98 N / mm^2$: yalnız basınç kuvveti altında hesaplanan gerilmedir.

σ_{bem} : kolonun $\lambda_x = s_{kx} / i_x$ ve $\lambda_y = s_{ky} / i_y$ narinliklerinden büyük olanına bağlı olarak, TS 648 Standartı Çizelge 8'e göre belirlenen basınç emniyet gerilmesidir.

6. kat B1 aksı kolonunun kuvvetli eksenini doğrultusunda yanal ötelenmesinin önlenmemiş olduğu, zayıf eksenini doğrultusunda ise, bu doğrultudaki diğer rijit kolonlar tarafından yanal ötelenmesinin önlenildiği varsayımı yapılmıştır. Buna göre 6. kat B1 aksı kolonunun eğilme rijitliği ile bu kolona bağlanan kirişlerin eğilme rijitliklerine ve mesnet koşullarına bağlı olarak, TS 648 Standartı Çizelge 5'teki nomogramdan bulunan K_x ve K_y katsayıları yardımı ile hesaplanan s_{kx} ve s_{ky} burkulma boyları ;

$$s_{kx} = K_x \times H = 3.35 \times 300 = 1005 cm \quad \text{ve} \quad s_{ky} = K_y \times H = 0.88 \times 300 = 264 cm$$

değerlerini almaktadır.

Bu değerler kullanılarak narinlik oranları ;

$$\lambda_x = \frac{s_{kx}}{i_x} = \frac{1005}{25.17} = 39.93 \quad \text{ve} \quad \lambda_y = \frac{s_{ky}}{i_y} = \frac{264}{7.08} = 37.29 \quad \text{olarak bulunur.}$$

$$\lambda = (\text{maks} \lambda_x, \lambda_y) = 39.93$$

Bu narinlik değeri için, TS 648 Çizelge 8'den bulunan basınç emniyet gerilmesi ;

$$\sigma_{bem} = 1230.8 kg / cm^2 = 123.08 N / mm^2 \quad \text{olarak bulunur.}$$

Yalnız eğilme momentleri altında hesaplanan gerilmeler :

$$\sigma_{bx} = \frac{M}{W_x} = \frac{394 \times 10^6}{5701 \times 10^3} = 69.11 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{by} = \frac{M}{W_y} = \frac{1.51 \times 10^6}{902 \times 10^3} = 1.68 \text{ N/mm}^2$$

$C_{mx} = C_{my} = 0.85$: yanal ötelemesi önlenmemiş sistem

$$\sigma'_{ex} = \frac{8290000}{39.93^2} = 5199.83 \text{ kg/cm}^2 = 519.98 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{ey} = \frac{8290000}{37.29^2} = 5962.29 \text{ kg/cm}^2 = 596.23 \text{ N/mm}^2$$

Yanal burkulma halinde basınç emniyet gerilmesi ;

$$\sigma_B = \frac{840000 \times C_b}{s \times d / F_b} \leq 0.6 \times \sigma_a \text{ denklemi ile hesaplanır. Burada ;}$$

s : kolon basınç başlığının yanal burkulmaya karşı mesnetlendiği noktalar arasındaki uzaklıktır ($s = L/3 = 250 \text{ cm}$) ve $F_b = b \times t_f$ şeklinde hesaplanır.

$$C_b = 1.75 + 0.5 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \text{ şeklinde hesaplanan bir katsayıdır.}$$

$$\text{Kuvvetli eksen doğrultusundaki kolon uç momentlerinin } \left(\frac{M_1}{M_2} \right)_x = -\frac{313}{394} = -0.794$$

oranı için hesaplanan $C_{bx} = 1.11$ değeri yukarıdaki denklemde yerine konularak ;

$$\sigma_{Bx} = \frac{840000 \times 1.11}{300 \times 60 / 90} = 4642 \text{ kg/cm}^2 = 464.2 \text{ N/mm}^2 \xrightarrow{\text{geçemez}} \sigma_B = 141 \text{ N/mm}^2 \text{ elde}$$

edilir.

Kolonun zayıf eksenini doğrultusunda yanal burkulma sözkonusu olmadığından, eğilmedeki emniyet gerilmesi aynen kullanılacaktır.

Normal Gerilme Tahkiki :

$$\frac{\sigma}{\sigma_{em}} = \frac{27.98}{123.08} + \frac{0.85 \times 69.11}{\left(1.0 - \frac{27.98}{519.98} \right) \times 141} + \frac{0.85 \times 1.68}{\left(1.0 - \frac{27.98}{596.23} \right) \times 141} = 0.68 < 1.33 \text{ (Uygun)}$$

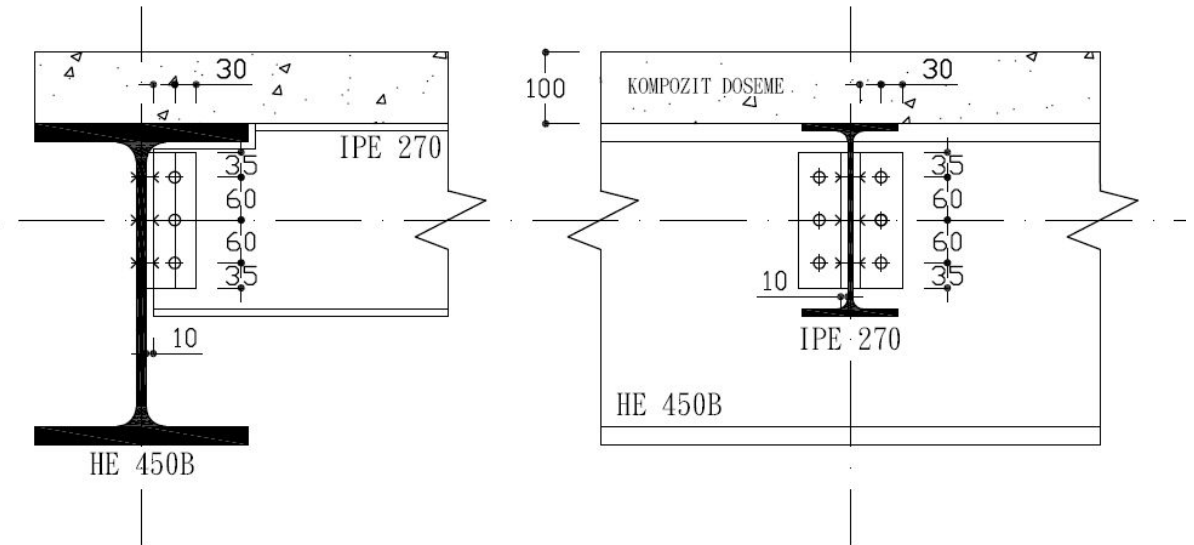
Kayma Gerilmesi Tahkiki :

$$\tau = \frac{T \times S_x}{I_x \times t_w} = \frac{235.8 \times 10^3 \times 28505 \times 10^3}{171000 \times 10^4 \times 15.5} = 25.36 \text{ N/mm}^2 < 1.33 \times 82 \text{ N/mm}^2 = \tau_{em} \text{ (Uygun)}$$

4. YAPI BİRLEŞİM DETAYLARI ve TEMEL HESABI

Çalışmanın bu kısmında, yapı elemanlarının birleşim ve eklerinin hesapları yapılmıştır. Birleşim ve eklerin emniyet gerilmeleri esasına göre tasarımında emniyet gerilmeleri en fazla %15 arttırılmıştır. DBYBHY 2007 yönetmeliğindeki, bulonlu ve kaynaklı birleşimlerin hesapları için gerekli kontroller yapılarak, birleşimler tasarlanmıştır. Birleşim ve ekler ayrıca, DBYBHY 2007 ilgili maddelerinde belirtildiği şekilde, eleman kapasitelerine veya arttırılmış deprem etkilerine göre kontrol edilmiştir.

4.1 IPE 270 Döşeme Kirişi – HE 450B Kat Kirişi Birleşimi Hesabı



Şekil 4.1 : IPE 270 döşeme kirişi - HE 450B kat kirişi birleşimi

Çizelge 4.1 : IPE 270 kesit özellikleri

h	b	t _w	t _f	A	d	I _y	W _{el.y}	i _y	I _z	W _{el.z}	i _z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
270	135	6.6	10.2	45.95	219.6	5790	428.9	11.23	419.9	62.20	3.02

Çizelge 4.2 : HE 450B kesit özellikleri

h	b	t_w	t_f	A	d	I_y	W_{el,y}	i_y	I_z	W_{el,z}	i_z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
450	300	14	26	218	344	76890	3551	19.14	11720	781,4	7,33

G + Q yüklemesi (H yüklemesi)

$$V_{\max} = 60.16kN$$

Bulon Çapı ve Aralıklarının Tahkiki :

$$t_{\min} = t_{w, IPE270} = 6.6mm$$

$$d \leq \sqrt{5 \times t_{\min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 0.66} - 0.2 \cong 1.6cm$$

Seçilen Bulon : **M 16** (SL Tipi - ISO 10.9)

$$\left. \begin{array}{l} \min e = 3.5d = 56mm \\ \max e = 8d = 128mm \\ \max e = 15t = 99mm \end{array} \right\} e = 60mm \text{ seçilir.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \min e_1 = 2d = 32mm \\ \max e_1 = 3d = 48mm \\ \max e_1 = 6t = 40mm \end{array} \right\} e_1 = 35mm \text{ seçilir.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \min e_2 = 1.5d = 24mm \\ \max e_2 = 3d = 48mm \\ \max e_2 = 6t = 40mm \end{array} \right\} e_2 = 30mm \text{ seçilir.}$$

4.1.1 Kiriş gövdesindeki bulonların hesabı

$$\text{Bir bulona gelen düşey kuvvet bileşeni : } V = \frac{A}{n} = \frac{60.16}{3} = 20.05kN$$

$$\text{Bir bulona gelen yatay kuvvet bileşeni : } H = \frac{A \times a}{h} \times f = \frac{60.16 \times 40}{120} \times 1 = 20.05kN$$

Bir kenar bulonuna gelen bileşke kuvvet :

$$N = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{20^2 + 20^2} = 28.35kN \leq N_{em}$$

Burada bulonlar çift tesirlidir.

$$N_{em} = \min(N_{s2}, N_l)$$

$$N_{s2} = 2 \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \underbrace{\tau_{sem}}_{10.9-H-SL} = 2 \times \frac{\pi \times 1.6^2}{4} \times 24 = 96.5kN$$

$$N_l = d \times t_{min} \times \underbrace{\sigma_{lem}}_{10.9-H-SL} = 1.6 \times 0.66 \times 28 = 29.6kN$$

$$N_{em} = 29.6kN$$

$$N = 28.35 < 29.6 = N_{em} \text{ (Uygun)}$$

4.1.2 Kirişin bağlandığı gövdedeki bulonların hesabı

$$\text{Bir bulona gelen düşey kuvvet bileşeni : } V = \frac{A}{m} = \frac{60.16}{6} = 10.02kN$$

$$\text{Bir bulona gelen yatay kuvvet bileşeni : } H = \frac{A/2 \times a^*}{h} \times f = \frac{60.16/2 \times 40}{120} \times 1 = 10.02kN$$

Bir kenar bulonuna gelen bileşke kuvvet :

$$N = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{10^2 + 10^2} = 14.17kN \leq N_{em}$$

Burada bulonlar tek tesirlidir.

$$N_{em} = \min(N_{s1}, N_l)$$

$$N_{s1} = \frac{\pi \times d^2}{4} \times \underbrace{\tau_{sem}}_{10.9-H-SL} = \frac{\pi \times 1.6^2}{4} \times 24 = 48.3kN$$

$$N_l = d \times t_{min} \times \underbrace{\sigma_{lem}}_{10.9-H-SL} = 1.6 \times 0.66 \times 28 = 29.6kN$$

$$N_{em} = 29.6kN$$

$$N = 14.17 < 29.6 = N_{em} \text{ (Uygun)}$$

4.1.3 Kullanılan levhada çekme ve kayma gerilmesi tahkiki

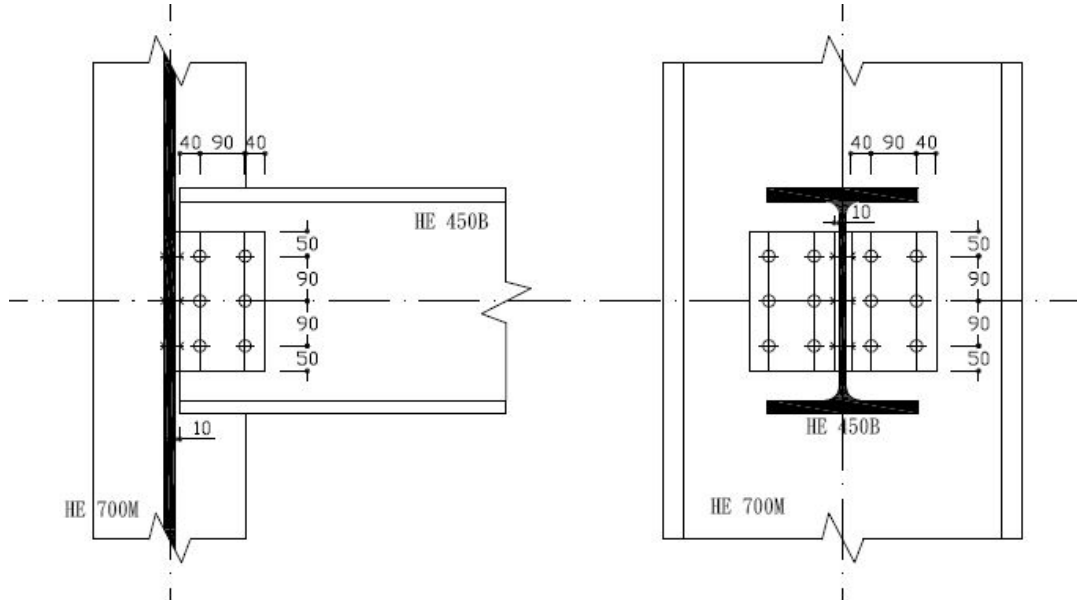
$$M = 60.16 \times 4.0 = 240.64 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{1}{6} \times t_{levha} \times h^2} = \frac{240.64}{\frac{1}{6} \times 1 \times 19^2} = 4 \text{ kN/cm}^2 < 1.15 \times 14.1 = \sigma_{em} (ST37) \text{ (Uygun)}$$

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{V_{max}}{t_{levha} \times h} = 1.5 \times \frac{60.16}{1 \times 19} = 4.74 \text{ kN/cm}^2 < 1.15 \times 8.2 = \tau_{em} (ST37) \text{ (Uygun)}$$

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{4^2 + 3 \times 4.74^2} = 9.13 \text{ kN/cm}^2 < 0.8 \times 23.5 = \sigma_a (ST37) \text{ (Uygun)}$$

4.2 HE 450B Kat Kirişi – HE 700M Kolonu Mafsallı Birleşim Hesabı



Şekil 4.2 : HE 450B kat kirişi – HE 700M kolonu mafsallı birleşimi

Çizelge 4.3 : HE450B kesit özellikleri

h	b	t _w	t _f	A	d	I _y	W _{el,y}	i _y	I _z	W _{el,z}	i _z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
450	300	14	26	218	344	76890	3551	19.14	11720	781,4	7,33

Çizelge 4.4 : HE 700M kesit özellikleri

h	b	t _w	t _f	A	d	I _y	W _{el,y}	i _y	I _z	W _{el,z}	i _z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
716	304	21,0	40,0	383,00	582	329300,0	9198	29,32	18800	1237,0	7,01

$G + Q - 2E_x$ yüklemesi (HZ yüklemesi)

$$V_{\max} = 117.33kN$$

Bulon Çapı ve Aralıklarının Tahkiki :

$$t_{\min} = t_{w,HE450B} = 14mm$$

$$d \leq \sqrt{5 \times t_{\min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 1.4} - 0.2 \cong 2.45cm$$

Seçilen Bulon : **M 24** (SL Tipi - ISO 10.9)

$$\left. \begin{array}{l} \min e = 3.5d = 84mm \\ \max e = 8d = 192mm \\ \max e = 15t = 210mm \end{array} \right\} e = 90mm \text{ seçilir.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \min e_1 = 2d = 48mm \\ \max e_1 = 3d = 72mm \\ \max e_1 = 6t = 84mm \end{array} \right\} e_1 = 50mm \text{ seçilir.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \min e_2 = 1.5d = 36mm \\ \max e_2 = 3d = 72mm \\ \max e_2 = 6t = 84mm \end{array} \right\} e_2 = 40mm \text{ seçilir.}$$

4.2.1 Kiriş gövdesindeki bulonların hesabı

$$\text{Bir bulona gelen düşey kuvvet bileşeni : } V = \frac{A}{n} = \frac{117.33}{6} = 19.55kN$$

$$\text{Bir bulona gelen yatay kuvvet bileşeni : } H = \frac{A \times a}{h} \times f = \frac{117.33 \times 95}{180} \times 0.5 = 31kN$$

Bir kenar bulonuna gelen bileşke kuvvet :

$$N = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{19.5^2 + 31^2} = 36.9kN \leq N_{em}$$

Burada bulonlar çift tesirlidir.

$$N_{em} = \min(N_{s2}, N_l)$$

$$\left. \begin{aligned} N_{s2} &= 2 \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \underbrace{\tau_{sem}}_{10.9-HZ-SL} = 2 \times \frac{\pi \times 2.4^2}{4} \times 27 = 244.3kN \\ N_l &= d \times t_{\min} \times \underbrace{\sigma_{lem}}_{10.9-HZ-SL} = 2.4 \times 1.4 \times 32 = 107.5kN \end{aligned} \right\} N_{em} = 107.5kN$$

$$N = 36.9 < 107.5 = N_{em} \text{ (Uygun)}$$

4.2.2 Kirişin bağlandığı gövdedeki bulonların hesabı

$$\text{Bir bulona gelen düşey kuvvet bileşeni : } V = \frac{A}{m} = \frac{117.33}{12} = 9.77kN$$

$$\text{Bir bulona gelen yatay kuvvet bileşeni : } H = \frac{A/2 \times a^*}{h} \times f = \frac{117.33/2 \times 95}{180} \times 0.5 = 15.5kN$$

Bir kenar bulonuna gelen bileşke kuvvet :

$$N = \sqrt{V^2 + H^2} = \sqrt{9.7^2 + 13.8^2} = 18.3kN \leq N_{em}$$

Burada bulonlar tek tesirlidir.

$$N_{em} = \min(N_{s1}, N_l)$$

$$\left. \begin{aligned} N_{s1} &= \frac{\pi \times d^2}{4} \times \underbrace{\tau_{sem}}_{10.9-HZ-SL} = \frac{\pi \times 2.4^2}{4} \times 27 = 122.2kN \\ N_l &= d \times t_{\min} \times \underbrace{\sigma_{lem}}_{10.9-HZ-SL} = 2.4 \times 1.4 \times 32 = 107.5kN \end{aligned} \right\} N_{em} = 107.5kN$$

$$N = 18.3 < 107.5 = N_{em} \text{ (Uygun)}$$

4.2.3 Kullanılan levhada çekme ve kayma gerilmesi tahkiki

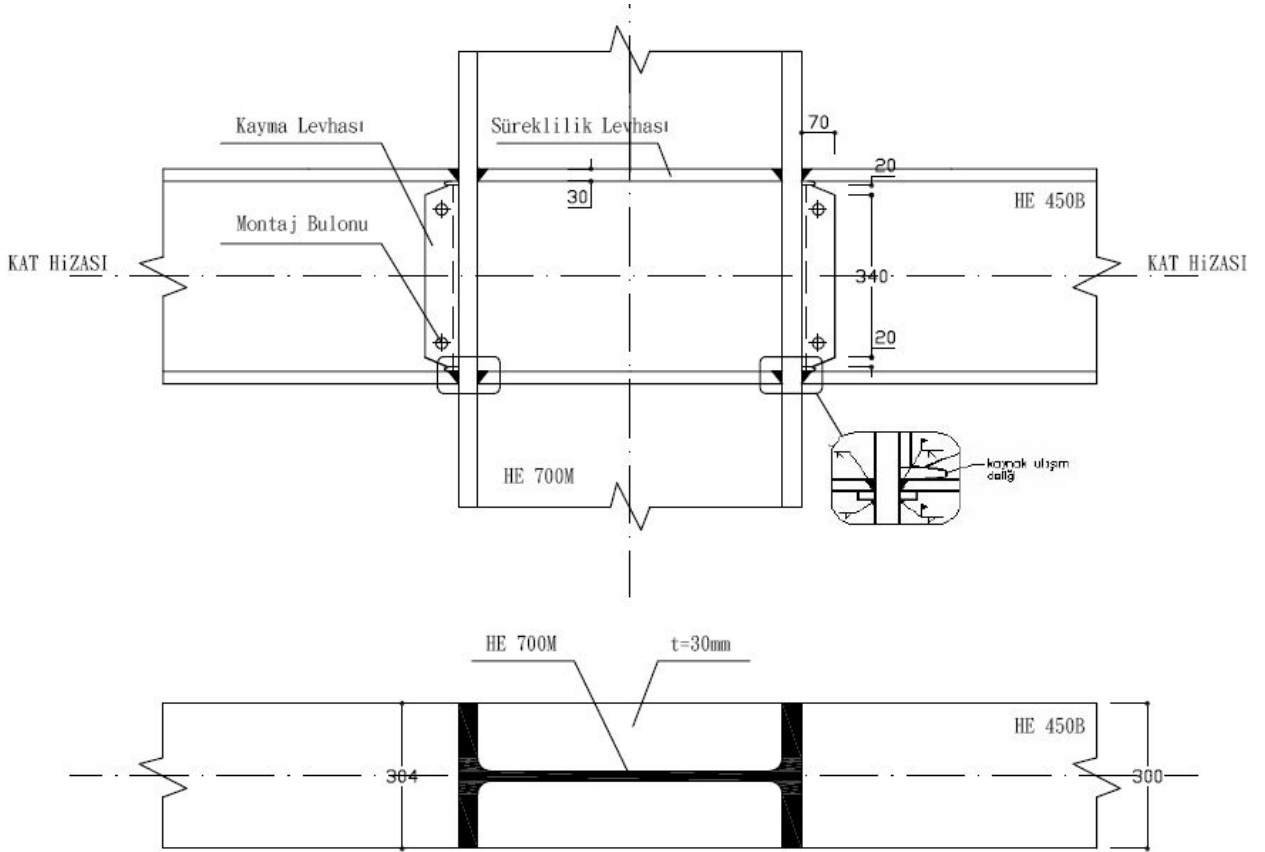
$$M = 117.33 \times 9.5 = 1115 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M}{\frac{1}{6} \times t_{levha} \times h^2} = \frac{1115}{\frac{1}{6} \times 1 \times 28^2} = 9.43 \text{ kN/cm}^2 < 1.15 \times 14.1 = \sigma_{em} (ST37) \text{ (Uygun)}$$

$$\tau = \frac{3}{2} \times \frac{V_{max}}{t_{levha} \times h} = 1.5 \times \frac{117.33}{1 \times 28} = 6.28 \text{ kN/cm}^2 < 1.15 \times 8.2 = \tau_{em} (ST37) \text{ (Uygun)}$$

$$\sigma_h = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{9.43^2 + 3 \times 6.28^2} = 14.4 \text{ kN/cm}^2 < 0.8 \times 23.5 = \sigma_a (ST37) \text{ (Uygun)}$$

4.3 HE 450B Kat Kirişi – HE 700M Kolonu Rijit Birleşim Hesabı



Şekil 4.3 : HE 450B kat kirişi – HE 700M kolonu rijit (moment aktaran) birleşimi

Çizelge 4.5: HE 450B kesit özellikleri

h	b	t _w	t _f	A	d	I _y	W _{el,y}	i _y	I _z	W _{el,z}	i _z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
450	300	14	26	218	344	76890	3551	19,14	11720	781,4	7,33

Çizelge 4.6: HE 700M kesit özellikleri

h	b	t _w	t _f	A	d	I _y	W _{el,y}	i _y	I _z	W _{el,z}	i _z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
716	304	21,0	40,0	383,00	582	329300,0	9198	29,32	18800	1237,0	7,01

$G + Q - 2E_x$ yüklemesi (HZ yüklemesi)

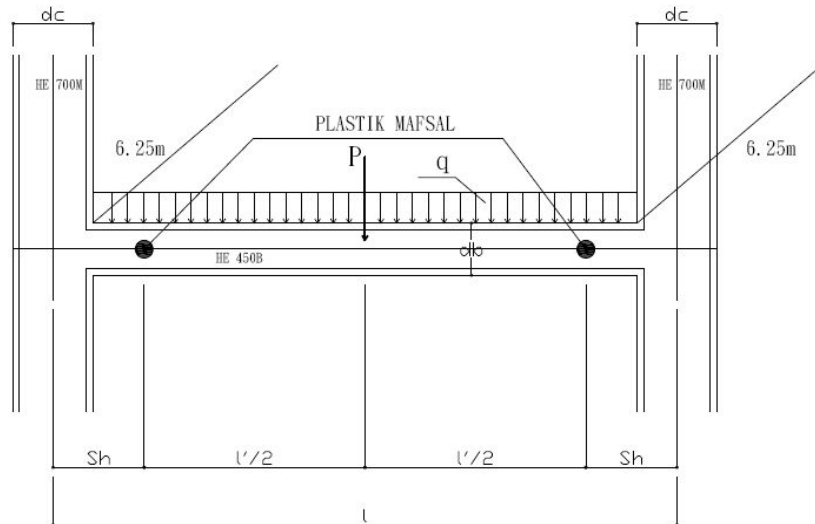
$$M_{\max} = 668.16 \text{ kNm}$$

$$V_{\max} = 243.5 \text{ kN}$$

4.3.1 DBYBHY 2007 – Madde 4.3.4.1'e göre birleşimin tasarımı

Adım 1 : Kiriş üzerinde muhtemel plastik mafsall oluşum noktasında kiriş kesitinin plastik moment taşıma kapasitesi hesaplanır.

$$M_p = W_p \times \theta_a = 3982 \times 23.5 = 93577 \text{ kNcm} = 935.77 \text{ kNm} \text{ ve Kiriş açıklığı} = 7.5 \text{ m' dir.}$$



Şekil 4.4 : Plastik mafsallın yerinin belirlenmesi

$$S_h = \frac{d_c}{2} + \frac{d_b}{2} = \frac{71.6}{2} + \frac{45}{2} = 58.3cm$$

$$l' = l - 2 \times S_h = 750 - 2 \times 58.3 = 633cm = 6.33m$$

Adım 2 : Plastik mafsalsal noktasındaki kesme kuvveti bulunur.

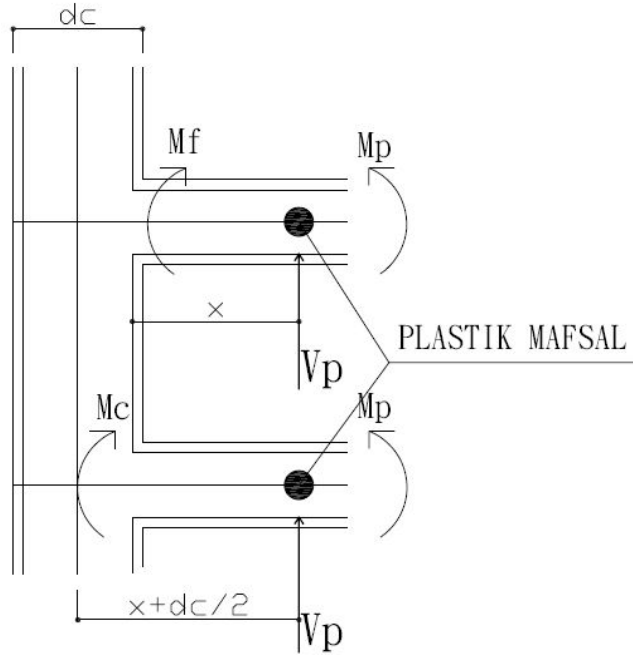
Kat Kirişi Üzeri Çizgisel Yük : $q = (4.2 + 3.5) \times 6.25 = 48.125kN / m$ 'dir.

$$V_p = \frac{M_p + M_p + \frac{\overbrace{P \times l'^2}^{kaplamaYÜK=0}}{2} + \frac{q \times l'^2}{2}}{l'} = \frac{2 \times 935.77 + 0 + \frac{48.125 \times 6.33}{2}}{6.33} = 448kN$$

Adım 3 : Kolon başlık yüzeyindeki moment M_f ve kolon ağırlık eksenini üzerindeki moment M_c bulunur.

$$M_f = M_p + V_p \left(S_h - \frac{d_c}{2} \right) = 93577 + 448 \times \left(58.3 - \frac{71.6}{2} \right) = 103657kNcm$$

$$M_c = M_p + V_p (S_h) = 93577 + 448 \times (58.3) = 119695kNcm$$



Şekil 4.5 : Plastik mafsalsal kolon eksenine olan uzaklığı

$$M_f = 103657kNcm > 0.8 \times 1.1 \underbrace{D_a}_{1.2} \times 93577 = 98817kNcm \quad (\text{Uygun})$$

$$M_f = 103657kNcm < M_c = 119695kNcm \quad (\text{Uygun})$$

Adım 4 : Birleşimin boyutlandırılmasında esas alınacak V_e kesme kuvveti hesaplanır.

Kirişin kolona birleşen yüzünde düşey yüklerden oluşan basit kiriş kesme kuvveti :

$$V_{dy} = \frac{48.125 \times 7.5}{2} = 180.5kN$$

Boyutlandırmada kullanılacak kesme kuvveti :

$$V_e = V_{dy} \pm 1.1 D_a \times \frac{(M_{pi} + M_{pj})}{l'} = 180.5 \pm 1.1 \times 1.2 \times \frac{(93577 + 93577)}{633.4} = 570.5kN$$

4.3.2 Kayma levhasını gövdeye birleştiren kaynakların tahkiki

Kaynak Kalınlığı : $3 \leq a \leq 0.7t_{\min} = 0.7 \times 14 = 9.8 \quad a = 9.5mm$ seçilir.

$$\text{Kaynak Alanı} : A_K = 0.95 \times 38 = 36cm^2$$

$$\text{Kaynak Atalet Momenti} : I_K = \frac{0.95 \times 38^3}{12} = 4344cm^4$$

$$\tau_K = \frac{V_e}{A_K} = \frac{570.5}{36} = 15.8kN/cm^2 < \underbrace{1.7}_{DBYBHY 4.3.4.2} \times \underbrace{10.5}_{HZ} = \tau_{Kem} (ST37)$$

$$M = V_e \times e = 570.5 \times 7.0 = 3994kNcm$$

$$\sigma_K = \frac{M}{I_K} \times y = \frac{3994}{4344} \times \frac{38}{2} = 17.5kN/cm^2 < \underbrace{1.7}_{DBYBHY 4.3.4.2} \times \underbrace{16}_{HZ} = \sigma_{Kem} (ST37)$$

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} = \sqrt{17.5^2 + 15.8^2} = 23.5kN/cm^2 < \underbrace{1.7}_{DBYBHY 4.3.4.2} \times \underbrace{16}_{HZ} = \sigma_{Kem} (ST37)$$

4.3.3 DBYBHY 2007 – Madde 4.3.4.3'e göre kayma bölgesi tasarımı

Kiriş-Kolon birleşim detayında, kolon ve kiriş başlıklarının sınırladığı kayma bölgesi aşağıdaki koşulları sağlayacak şekilde boyutlandırılacaktır.

a) Kayma Bölgesinin Gerekli V_{ke} Kesme Kuvveti Dayanımı

$$V_{ke} = 0.8 \sum Mp \left(\frac{1}{h_{kiris}} - \frac{1}{H_{ort}} \right) = 0.8 \times 935.77 \times \left(\frac{1}{0.45} - \frac{1}{3} \right) = 1414kN$$

b) Kayma Bölgesinin V_p Kesme Kuvveti Kapasitesi

$$V_p = 0.6 \times \sigma_a \times h_{kolon} t_{wkolon} \left(1 + \frac{3b_{kolon} t_{fkolon}^2}{h_{kiris} h_{kolon} t_{wkolon}} \right) = 0.6 \times 23.5 \times 71.6 \times 2.1 \left(1 + \frac{3 \times 30.4 \times 4^2}{45 \times 71.6 \times 2.1} \right) = 2577kN$$

Kayma bölgesinin yeterli kesme dayanımına sahip olması için $V_p \geq V_{ke}$ koşulunun sağlanması gerekir. $2577kN \geq 1414kN$ olduğu için bu koşul sağlanır ve takviye levhası koymaya gerek kalmadığı görülür.

4.3.4 DBYBHY 2007 – Madde 4.3.4.4'e göre süreklilik levhası kontrolü

Moment aktaran kiriş-kolon birleşim detaylarında, kolon gövdesinin her iki tarafına, kiriş başlıkları seviyesinde süreklilik levhaları konularak kiriş başlıklarındaki çekme ve basınç kuvvetlerinin kolona (ve iki taraflı kiriş-kolon birleşimlerinde komşu kirişe) güvenle aktarılması sağlanacaktır.

$$t_{fkolon} = 4cm \geq 0.54 \sqrt{b_{kiris} t_{fkiris}} = 0.54 \times \sqrt{30 \times 2.6} = 4.77cm \text{ (sağlanmaz)}$$

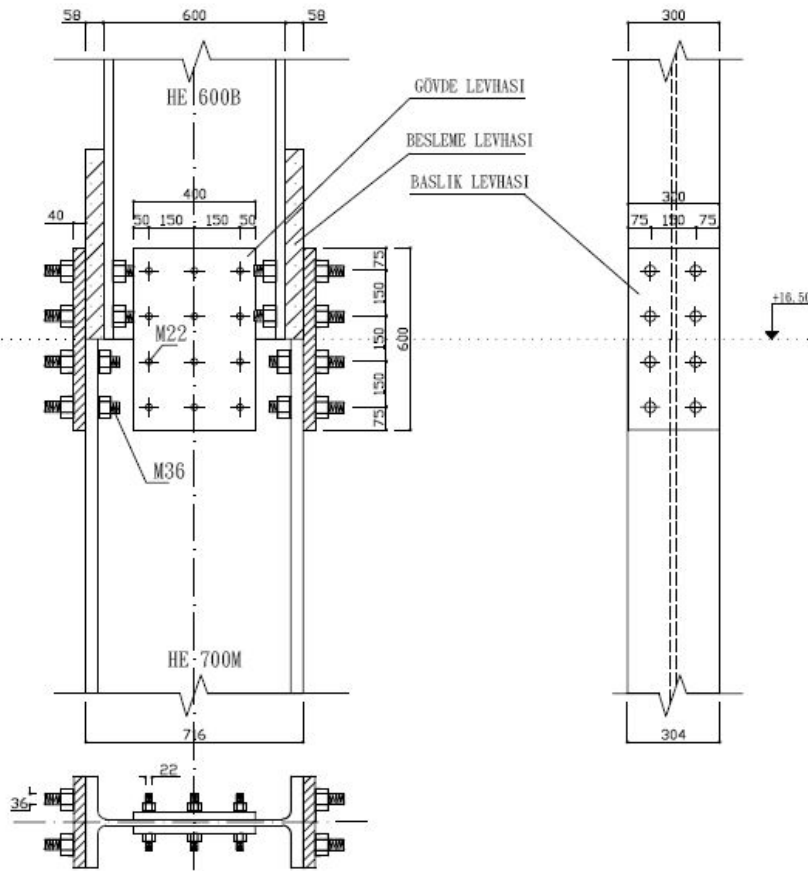
$$t_{fkolon} = 4cm \geq \frac{b_{kiris}}{6} = \frac{30}{6} = 5cm \text{ (sağlanmaz)}$$

Bu nedenle süreklilik levhasına gerek vardır. Süreklilik levhası kalınlığı $t = 30mm$ olarak seçilmiştir. $26mm$ olan kiriş başlık kalınlığından büyük olduğu için bu seçim uygundur.

4.4 HE 700M – HE 600B Kolon Eki Hesabı

Çok katlı çelik karkas yapıların kolonları genellikle I profilleriyle teşkil edilir. Kolon için kullanılan profillerin boylarına ve kat yüksekliklerine bağlı olarak uygun yerlerde ek yapmak gerekir. Modelde bu ek +15.00m ve +18.00m kotları arasında yapılacaktır.

Üst kolon profilinin alt kolon profiline uygun olması halinde, kolon eki gövde ve başlık ek levhaları kullanılarak yapılabilir. Birleşim aracı olarak SL veya GV tipi yüksek mukavemetli bulon kullanılır. Gövde ve başlık ek levhalarının enkesit alanları, üst kolon profilinin gövde ve başlık alanlarından az olmayacak şekilde seçilir. Genellikle üst kolon profili alttakinden daha küçüktür. Böyle bir durumda üst kolon profilinin iki tarafına, başlık ek levhalarının altına gelmek üzere, besleme levhaları konulması gerekir. Bu levhalar ve diğer birleşim ayrıntıları Şekil 4.6'da gösterilmiştir.



Şekil 4.6 : HE 700M – HE 600B kolon eki detayı

Çizelge 4.7 : Kolonların kesitlerine etki eden eksenel kuvvetler

HE 600B için N_{\max}	2245	kN	$G + Q - 2E_x$ yüklemesi
HE 700M için N_{\max}	2763	kN	$G + Q - 2E_x$ yüklemesi

Çizelge 4.8: HE 600B kesit özellikleri

h	b	t_w	t_f	A	d	I_y	$W_{el,y}$	i_y	I_z	$W_{el,z}$	i_z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
600	300	15,5	30,0	270,00	486	171000,0	5701	25,17	13530	902	7,08

Çizelge 4.9 : HE 700M kesit özellikleri

h	b	t_w	t_f	A	d	I_y	$W_{el,y}$	i_y	I_z	$W_{el,z}$	i_z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
716	304	21,0	40,0	383,00	582	329300,0	9198	29,32	18800	1237,0	7,01

4.4.1 Ek levhaların tahkiki

Başlık Ek Levhaları ;

$$\left. \begin{array}{l} b = 300mm \\ t = 40mm \end{array} \right\} F_{b,l} = 30 \times 4 = 120cm^2 > F_{b,p} = 30 \times 3 = 90cm^2 \quad (Uygun)$$

Gövde Ek Levhaları ;

$$\left. \begin{array}{l} b = 400mm \\ t = 25mm \end{array} \right\} F_{g,l} = 2 \times 40 \times 2.5 = 200cm^2 > F_{g,p} = 270 - 2 \times 30 \times 3 = 180cm^2 \quad (Uygun)$$

Kolon arası kot farkı = $716 - 600 = 116mm > 15mm$ olduğu için kolonların başlıkları arasına 58mm'lik ST 37 besleme levhası konularak süreklilik sağlanmıştır.

4.4.2 Başlık bulonlarının hesabında uygulanacak olan GV tipi birleşim tahkiki

$$d \leq \sqrt{5 \times 3.0} - 0.2 = 3.67cm$$

Seçilen Bulon : **M 36** (GV Tipi – Öngerilmeli - ISO 10.9)

$$\left. \begin{array}{l} \min e = 3.5d = 126mm \\ \max e = 8d = 288mm \\ \max e = 15t = 540mm \end{array} \right\} e = 150mm \text{ seçilir.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \min e_1 = 2d = 72mm \\ \max e_1 = 3d = 108mm \\ \max e_1 = 6t = 180mm \end{array} \right\} e_1 = 75mm \text{ seçilir.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \min e_2 = 1.5d = 54mm \\ \max e_2 = 3d = 108mm \\ \max e_2 = 6t = 180mm \end{array} \right\} e_2 = 75mm \text{ seçilir.}$$

1 M 36 bulonu için öngörülen öngerilme kuvveti $P_v = 510kN$ 'dur.

$$N_{GV_{em}} = \frac{\mu}{\nu} \times P_v = \frac{\overbrace{0.5}^{ST37}}{\underbrace{1.1}_{HZ}} \times 510 = 231.8kN$$

Eklenen elemanın eğilme kapasitesine göre hesap ;

$$P_b = N \times \frac{F_b}{F} + \frac{W_p \times \sigma_a}{h} = 2763 \times \frac{90}{270} + \frac{6425 \times 23.5}{60 - 3} = 3570kN$$

$$n = \frac{P_b}{m \times N_{em}^{GV}} = \frac{3570}{2 \times 231.8} \cong 8 \text{ adet bulon}$$

Başlıkta Ezilme Tahkiki ;

$$\sigma_l = \frac{P_b}{(\min \sum t) \times d} = \frac{3570/8}{3 \times 3.6} = 42kN/cm^2 < 54kN/cm^2 = \sigma_{lem}(ST37) \text{ (Uygun)}$$

4.4.3 Gövde bulonlarının hesabında uygulanılacak olan GV tipi birleşim tahkiki

$$d \leq \sqrt{5 \times 1.55} - 0.2 = 2.58cm$$

Seçilen Bulon : **M 22** (GV Tipi – Öngerilmeli - ISO 10.9)

$$\left. \begin{array}{l} \min e = 3.5d = 77mm \\ \max e = 8d = 176mm \\ \max e = 15t = 330mm \end{array} \right\} e = 150mm \text{ seçilir.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \min e_1 = 2d = 44mm \\ \max e_1 = 3d = 66mm \\ \max e_1 = 6t = 132mm \end{array} \right\} e_1 = 50mm \text{ seçilir.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \min e_2 = 1.5d = 33mm \\ \max e_2 = 3d = 66mm \\ \max e_2 = 6t = 132mm \end{array} \right\} e_2 = 50mm \text{ seçilir.}$$

1 M 22 bulonu için öngörülen öngerilme kuvveti $P_v = 190kN$ 'dur.

$$N_{GV_{em}} = \frac{\mu}{\nu} \times P_v = \frac{\overbrace{0.5}^{ST37}}{\underbrace{1.1}_{HZ}} \times 190 = 86.36kN$$

$$P_b = N \times \frac{F_b}{F} = 2763 \times \frac{180}{270} = 1842kN$$

$$n = \frac{P_b}{m \times N_{em}^{GV}} = \frac{1842}{2 \times 86.36} \cong 12 \text{ adet bulon}$$

Gövdede Ezilme Tahkiki ;

$$\sigma_l = \frac{P_b}{(\min \sum t) \times d} = \frac{1842/12}{1.55 \times 2.2} = 45kN/cm^2 < 54kN/cm^2 = \sigma_{lem}(ST37) \text{ (Uygun)}$$

Çizelge 4.10 : Düşey yükler ve depremin ortak etkisinde maksimum ve minimum eksenel kuvvetlere karşı gelen minimum ve maksimum momentler

N_{\min}	14.5	kNm	M_1	765	kNm
N_{\max}	4370	kN	M_2	167	kNm
V_{\max}	250.75	kN	$G + Q - 2E_x$ yüklemesi		

Uygulaması öngörülen temel bağlantı detayının krokisi Şekil 4.7’de verilmiştir. Şekilden görüldüğü gibi, detayın oluşturulmasında $1100 \times 900 \times 60(mm)$ boyutlarında taban levhası, $600 \times 900 \times 20(mm)$ boyutlarında ayak levhaları ve 2×3 adet M48 (ISO 10.9) ankraj bulonları kullanılmaktadır.

4.5.1 Taban gerilmesi tahkiki

En elverişsiz yükleme durumlarına göre taban plağı altında oluşan gerilmeler aşağıdaki şekilde bulunur.

1. Durum : Normal kuvvet min. iken momentin maks. olduğu durumda ;

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{14.5}{110 \times 90} + \frac{76500}{\frac{90 \times 110^2}{6}} = \left\{ \begin{array}{l} Maks = 0.423kN / cm^2 < 1kN / cm^2 (BS25) \\ Min = -0.420 \end{array} \right\}$$

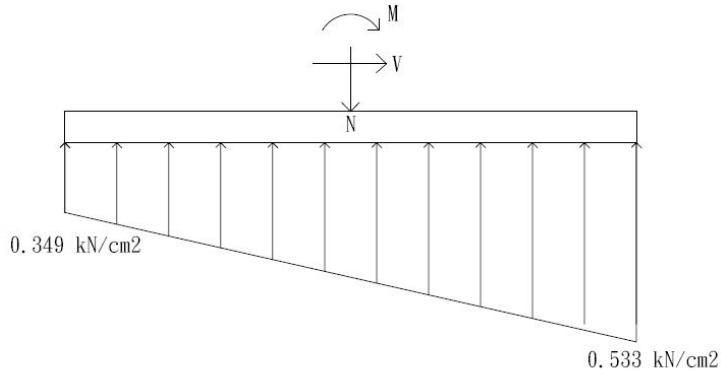
(Uygun)

2. Durum : Normal kuvvet maks. iken momentin min. olduğu durumda ;

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} = \frac{4370}{110 \times 90} + \frac{16730}{\frac{90 \times 110^2}{6}} = \left\{ \begin{array}{l} Maks = 0.533kN / cm^2 < 1kN / cm^2 (BS25) \\ Min = 0.349kN / cm^2 < 1kN / cm^2 (BS25) \end{array} \right\}$$

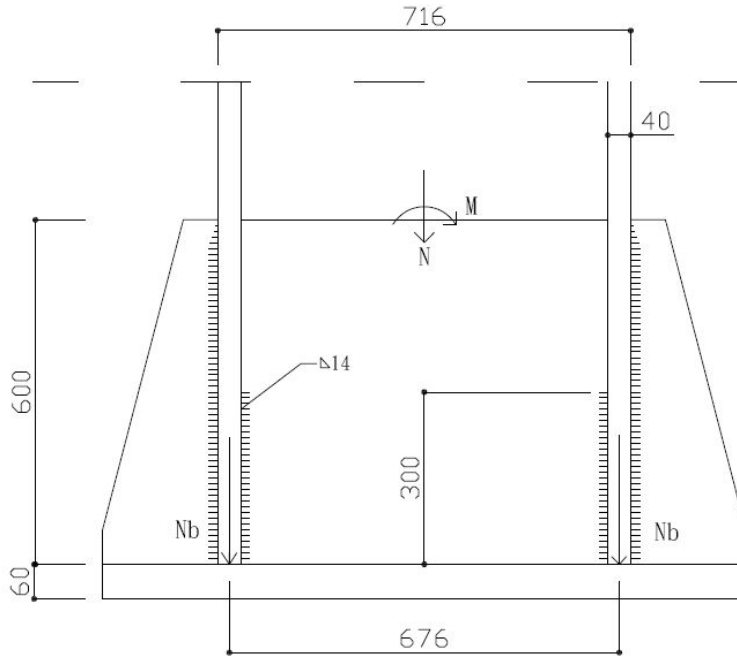
(Uygun)

Böylelikle elverişsiz olan yükleme durumu 2. durumdur.



Şekil 4.8 : Taban plakasının altında oluşan elverişsiz yüklemeden oluşan gerilmeler

4.5.2 Kolon profilini düşey ayak levhalarına bağlayan dikişlerin tahkiki



Şekil 4.9 : HE 700M profilini düşey ayak levhalarına bağlayan dikişler

$$\text{Dikiş Kalınlığı} : \left\{ \begin{array}{l} \text{Min.}a = 3\text{mm} \\ \text{Maks.}a = 0.7 \times 20 = 14\text{mm} \end{array} \right\} a = 14\text{mm}$$

Ayak (Nervür) Levhaları : $t = 20\text{mm}$ ve $h = 600\text{mm}$

$$N_b = \frac{N}{2} + \frac{M}{h-t} = \frac{4370}{2} + \frac{16700}{67.6} = 2432\text{kN}$$

$$Maks.D \times e - Max.N \times \left(\frac{l}{2} - f \right) - M_2 = 0$$

$$Maks.D \times 86.25 - 4370 \times (45) - 16700 = 0$$

$$Maks.D = 2474kN \quad (\text{Taban altı beton basınç kuvveti})$$

Ankraj Bulonları Tahkiki :

$$d \leq \sqrt{5 \times t_{\min}} - 0.2 = \sqrt{5 \times 6.0} \cong 5.3cm$$

Seçilen Bulon ve Adedi : **M 48** (SL Tipi - ISO 10.9) **8 Adet**

$$\left. \begin{array}{l} \min e = 3.5d = 168mm \\ \max e = 8d = 384mm \\ \max e = 15t = 900mm \end{array} \right\} e = 324mm \text{ seçilir.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \min e_1 = 2d = 96mm \\ \max e_1 = 3d = 144mm \\ \max e_1 = 6t = 360mm \end{array} \right\} e_1 = 126mm \text{ seçilir.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \min e_2 = 1.5d = 72mm \\ \max e_2 = 3d = 144mm \\ \max e_2 = 6t = 360mm \end{array} \right\} e_2 = 100mm \text{ seçilir.}$$

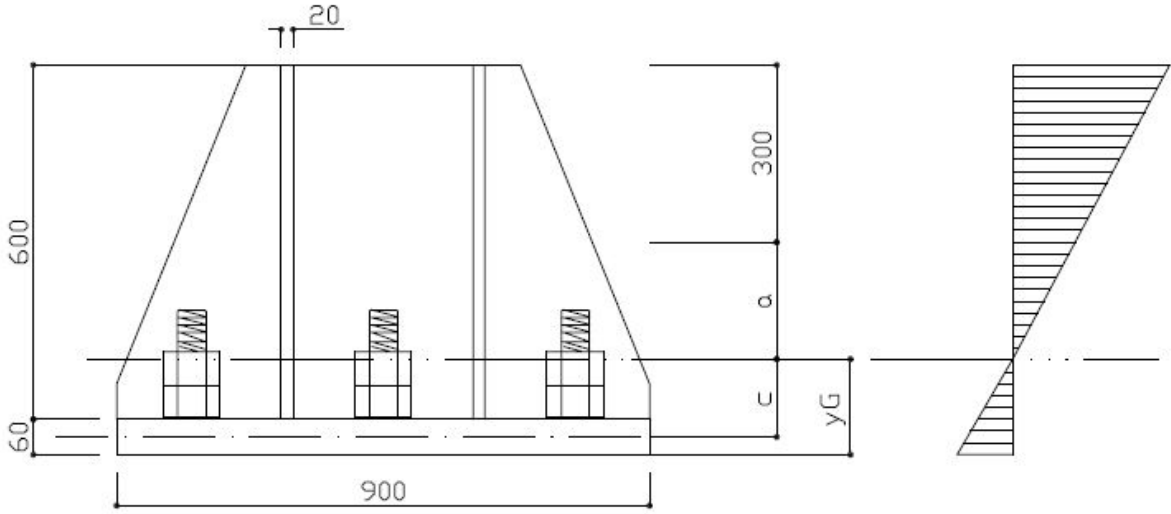
$$F_k = \frac{\pi \times (0.86 \times 4.8)^2}{4} = 13.4cm^2$$

$$\sigma_z = \frac{Maks.Z}{n \times F_k} = \frac{880}{8 \times 13.4} = 7.94kN / cm^2 < 11.2kN / cm^2 = \sigma_{zem} \quad (\text{Uygun})$$

Beton Gerilmesinin Tahkiki :

$$p = \frac{Maks.D}{b \times c} = \frac{2474}{90 \times 27.5} = 0.98kN / cm^2 < 1kN / cm^2 \quad (BS 25)(\text{Uygun})$$

4.5.4 Taban levhasının kısa yöndeki kesitinde (a - a) gerilme tahkikleri



Şekil 4.11 : Taban levhası ve nervür levhalarının kısa yönde kesiti

Tarafsız Eksenin Yeri :

$$y_G = \frac{\overbrace{2 \times (2 \times 60 \times (60/2 + 6))}^{\text{nervürlevhaalanı} \times A.M. \text{ uzaklık}} + \overbrace{6 \times 90 \times 6/2}^{\text{tabanlevhaalanı} \times A.M. \text{ uzaklık}}}{\underbrace{2 \times 2 \times 60 + 6 \times 90}_{\text{toplama}}}} = \frac{10260}{780} = 13.2 \text{ cm}$$

$$J_x = 2 \left(\underbrace{\left(\frac{bh^3}{12} + A_1 \times a^2 \right)}_{\text{nervürlevhası}} \right) + \left(\underbrace{\left(\frac{bh^3}{12} + A_2 \times c^2 \right)}_{\text{tabanlevhası}} \right)$$

$$J_x = 2 \left(\underbrace{\left(\frac{2 \times 60^3}{12} + 2 \times 60 \times 22.8^2 \right)}_{\text{nervürlevhası}} \right) + \left(\underbrace{\left(\frac{90 \times 6^3}{12} + 90 \times 6 \times 10.2^2 \right)}_{\text{tabanlevhası}} \right) = 196761 + 57802 = 254563 \text{ cm}^4$$

$$M_z = \text{Maks.} Z \times \left(\frac{l}{2} - f - \frac{h}{2} \right) = 880 \times \left(\frac{110}{2} - 10 - \frac{71.6}{2} \right) = 8096 \text{ kNcm}$$

$$M_D = \text{Maks.} D \times \left(\frac{l}{2} - \frac{c}{2} - \frac{h}{2} \right) = 2474 \times \left(\frac{110}{2} - \frac{27.5}{2} - \frac{71.6}{2} \right) = 13483 \text{ kNcm}$$

$$W_{\bar{u}} = \frac{254563}{52.8} = 4821 \text{cm}^3$$

$M_D > M_Z$ olduğundan ;

$$\sigma = \frac{M_D}{W_{\bar{u}}} = \frac{13483}{4821} = 2.8 \text{kN/cm}^2 < 16 \text{kN/cm}^2 = \sigma_{kem} (TS3357) \text{ (Uygun)}$$

4.5.5 Düşey ayak levhalarını taban levhasına birleştiren dikişlerin tahkiki

$$S = t \times h \times y_G = 6 \times 90 \times 13.2 = 7128 \text{cm}^3$$

$$\tau_K = \frac{\text{Maks.D} \times S}{J_x \times 4a} = \frac{2474 \times 7128}{254563 \times 4 \times 1.4} = 12.37 \text{kN/cm}^2 < 12.5 \text{kN/cm}^2 (TS3357) \text{ (Uygun)}$$

$$\sigma_K = \frac{M_D}{J_x} \times c = \frac{13483}{254562} \times 10.2 = 0.54 \text{kN/cm}^2$$

$$\sigma_h = \frac{1}{2} (\sigma_K + \sqrt{\sigma_K^2 + 4\tau_K^2}) = \frac{1}{2} (0.54 + \sqrt{0.54^2 + 4 \times 12.37^2}) = 12.64 \text{kN/cm}^2 < 16 \text{kN/cm}^2 (TS3357)$$

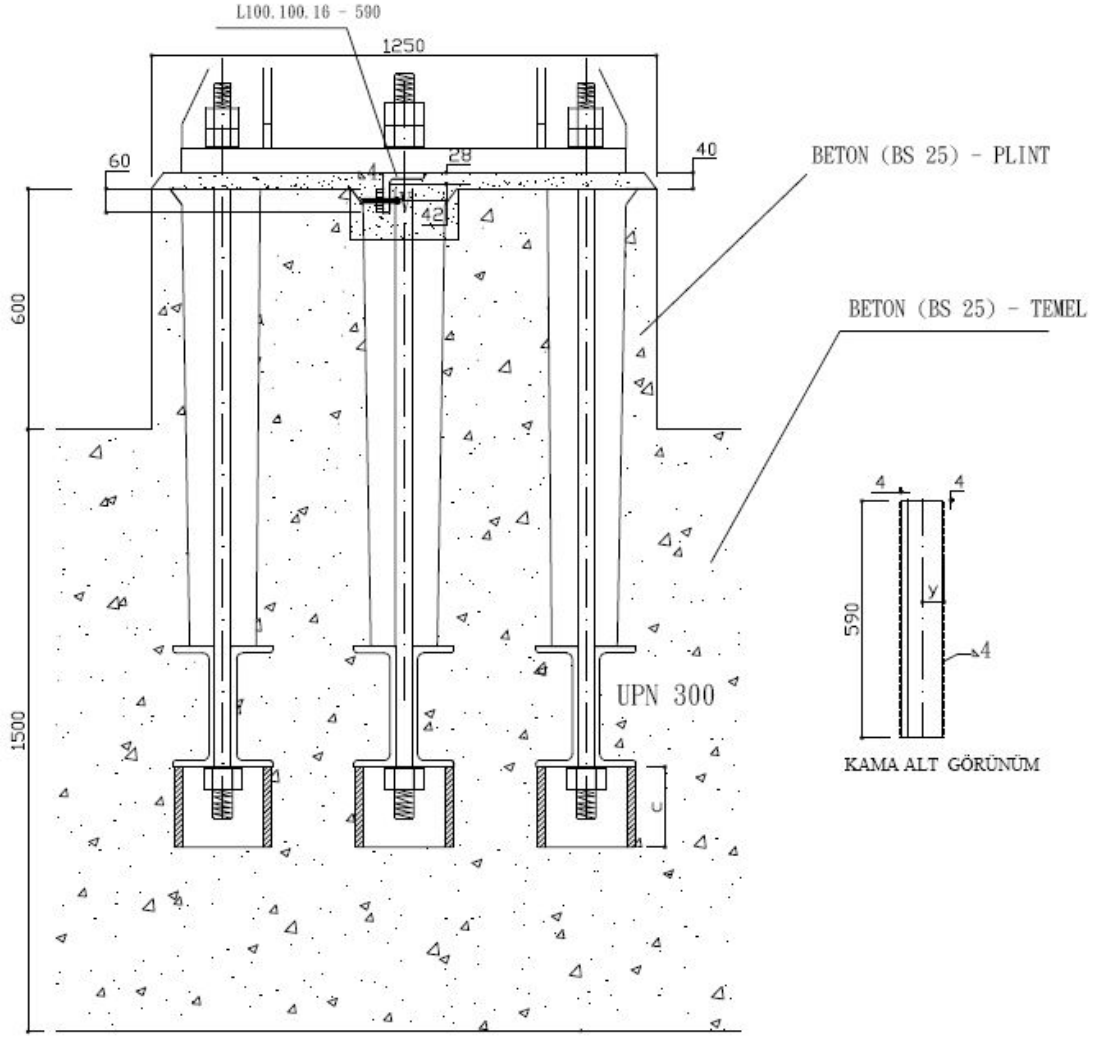
$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_K^2 + \tau_K^2} = \sqrt{0.54^2 + 12.37^2} = 12.38 \text{kN/cm}^2 < 16 \text{kN/cm}^2 (TS3357) \text{ (Uygun)}$$

4.5.6 Kama hesabı ve tahkiki

Yatay V kuvvetinin temele aktarılması için, kama olarak taban levhasının altına bir korniye parçası kaynaklanmıştır. Taban levhasının altına kaynaklanan bu korniye kama için yapılacak hesap aşağıda anlatılmıştır. $V_{\max} = 250.75 \text{kN}$ 'luk bu kesme kuvvetini temele aktarmak için ayak profilinin altına kaynaklanan kama L100.100.16 boyutlarındadır. (Şekil 4.12)

4.5.6.1 Korniyerin düşey kolu ile beton arasında oluşan basınç gerilmesinin tahkiki

$$p = \frac{250.75}{\underbrace{6 \times 59}_{\text{kamaya.etki.alanı}}} = 0.7 \text{kN/cm}^2 < 1 \text{kN/cm}^2 (BS25) \text{ (Uygun)}$$



Şekil 4.12 : Taban levhasının altına kaynaklanan kamanın detayı

4.5.6.2 Korniyerin düşey kolunda eğilme gerilmesi tahkiki

$$M = 250.75 \times 4.2 = 1053 \text{ kNcm}$$

$$W = \frac{59 \times 1.6^2}{2} = 75.5 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1053}{75.5} = 13.9 \text{ kN/cm}^2 < 14.1 \text{ kN/cm}^2 = \sigma_{em} (ST37) \text{ (Uygun)}$$

4.5.6.3 Kaynak dikişlerinin tahkiki

$$F_K = (59.8 \times 10.8) - (59 \times 10) = 55.84 \text{ cm}^2$$

$$J_K = \frac{59.8 \times 10.8^3}{12} - \frac{59 \times 10^3}{12} = 1360 \text{cm}^4$$

$$W_K = \frac{J_K}{y} = \frac{1360}{5.4} = 251.85 \text{cm}^3$$

$$\tau_K = \frac{V_{\max}}{F_K} = \frac{250.75}{55.84} = 4.5 \text{kN/cm}^2 < 12.5 \text{kN/cm}^2 \text{ (TS3357) (Uygun)}$$

$$\sigma_K = \frac{V_{\max}}{W_K} \times e = \frac{250.75}{251.85} \times (4.2 + 2.8) = 6.96 \text{kN/cm}^2 < 12.5 \text{kN/cm}^2 \text{ (TS3357) (Uygun)}$$

Gerilmeler çok küçük olduğundan kıyaslama gerilmesi tahkiki gerekmez.

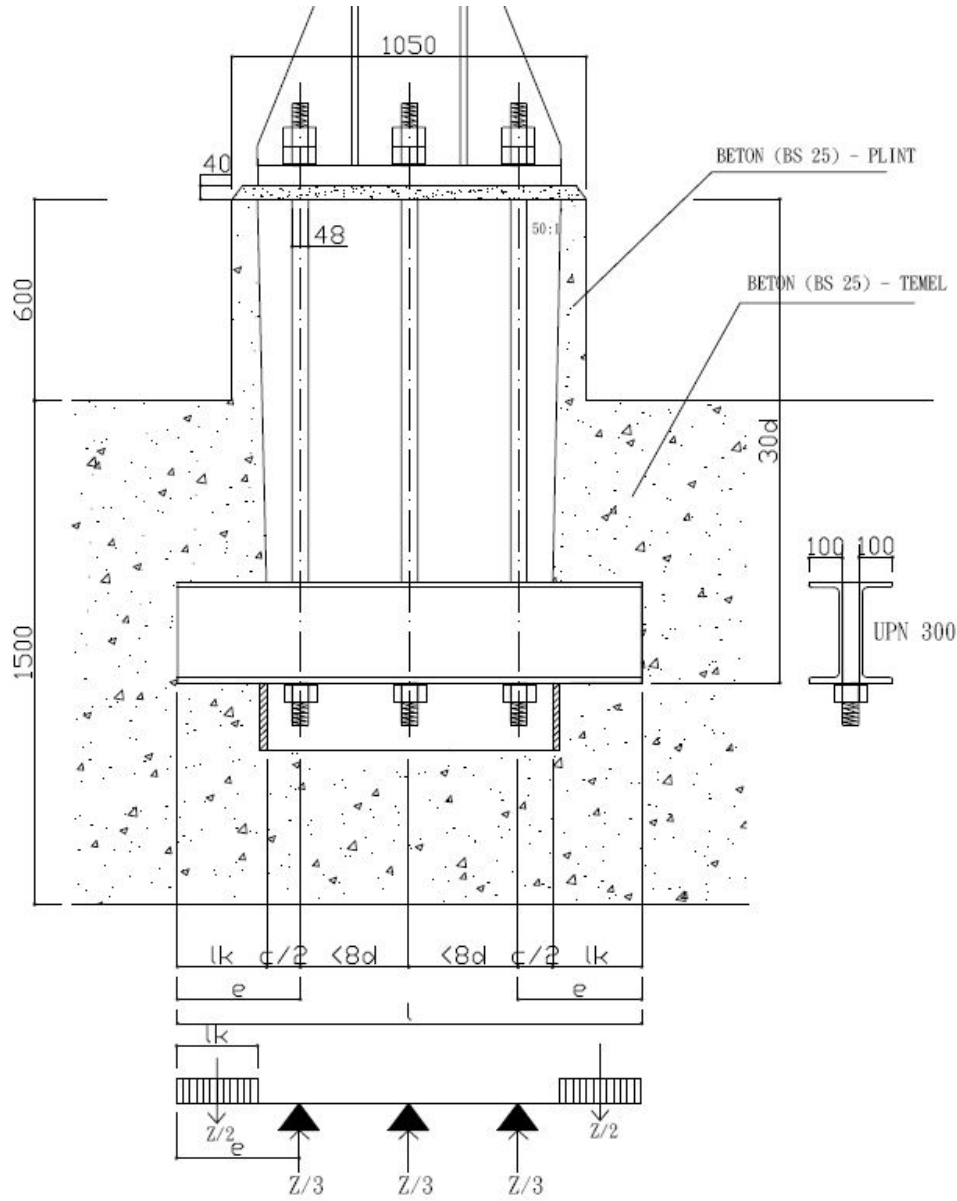
4.5.7 Çekme kuvveti aktaran ankrajlar

Ankastre kolon ayaklarında, ankraj bulonlarına gelen büyük çekme kuvvetlerinin temele aktarılması gerekmektedir ve bu aktarma işlemi bu modelde UPN 300 ankraj profilleri ile yapılacaktır.

Çizelge 4.11 : UPN 300 kesit özellikleri

h	b	t _w	t _f	A	d	I _y	W _{el,y}	i _y	I _z	W _{el,z}	i _z
mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ⁴	cm ³	cm
300	100	10	16	58.80	232	8030	535	11.7	495	67.8	2.90

Şekil 4.13'de ki teşkilde ankraj bulonlarının alt uçlarına dış açılmış, bunlar bağ levhalarının deliklerinden geçirilip, somunları sıkılarak ankraj profillerine bağlanmıştır. Bu teşkilde ankraj profilleri, bulonlar takıldıktan sonra yerlerine yerleştirilir ve kanal kalıpları konup beton dökülür.



Şekil 4.13 : Ankrāj kuvvetinin ankrāj profilleri ile aktarılmasına ait detay

Önceki Bölümlerde Seçilen Bulon ve Adedi : **M 48** (SL Tipi - ISO 10.9) **8 Adet**

$$d = 48\text{mm}$$

$$30d = 1440\text{mm}$$

$$l_k = 5.5d = 264\text{mm}$$

$$c = 2.5d + 80 = 200\text{mm}$$

$$e = 364\text{mm}$$

Bulon aralığı = 324mm < 8d = 384mm olduğu için şekildeki gibi ortak kanallı teşkil söz konusudur. Bu teşkilde, kanala sonradan doldurulan çimento harcının, kanalın yukarı doğru genişlemesi nedeniyle sıyrılma ihtimali bulunduğundan, ankraj profillerini tutucu etkisi ihmal edilir. Ankraj profilleri iki ucunda konsolları bulunan 3 mesnetli bir kiriş durumundadır. (Şekil 4.13)

4.5.7.1 Ankraj profillerinin üst başlık yüzeyi ile beton arasındaki basınç gerilmesi tahkiki

$$p = \frac{Z}{2b \times 2l_k} = \frac{880}{4 \times 10 \times 26.4} = 0.83 \text{ kN/cm}^2 < 1 \text{ kN/cm}^2 \text{ (BS25) (Uygun)}$$

4.5.7.2 Ankraj profillerinin eğilme gerilmesi tahkiki

$$M = \frac{Z}{3} \left(e - \frac{l_k}{2} \right) = \frac{880}{3} \left(36.4 - \frac{26.4}{2} \right) = 6805 \text{ kNcm}$$

$$\sigma = \frac{M}{2W} = \frac{6805}{2 \times 535} = 6.36 \text{ kN/cm}^2 < 14.1 \text{ kN/cm}^2 = \sigma_{em} \text{ (ST37) (Uygun)}$$

4.5.8 DBYBHY 2007'ye göre temel bağlantı detayının incelenmesi

Çelik taşıyıcı sistem elemanlarının temel bağlantı detaylarında, düşey yükler ve depremin ortak etkisinden oluşan mesnet tepkileri esas alınarak gerekli gerilme kontrolleri DBYBHY 2007 - Madde 4.9.1'e göre yapılacaktır. Ayrıca temel bağlantı detayının taşıma kapasitesi aşağıda tanımlanan iç kuvvetlerden küçük olanlarında sağlayacaktır.

4.5.8.1 Kolonun eğilme momenti ve aksenal yük kapasitesi

$$M_p = W_{xp} \times \sigma_a = \underbrace{10540}_{HE700M} \times 23.5 = 247690 \text{ kNcm}$$

$$N_p = A \times \sigma_a = \underbrace{383}_{HE700M} \times 23.5 = 9000 \text{ kN}$$

$$1.1 \times D_a \times M_p = 1.1 \times 1.2 \times 247690 = 326950 \text{ kNcm}$$

$$1.1 \times D_a \times N_p = 1.1 \times 1.2 \times 9000 = 11880kN$$

4.5.8.2 Arttırılmış yüklemelerden meydana gelen iç kuvvetler

$$M_{art} = 19415kNcm \text{ ve } N_{art} = 4874kN$$

Buna göre iç kuvvetlerden küçük olanı arttırılmış yüklemelerden meydana gelen kuvvetlerdir.

Eğilme momenti ve normal kuvvetten dolayı kolon tabanında oluşan çekme ve basınç kuvvetleri ;

$$Z \times e + N_{art} \times \left(\frac{l-c}{2} \right) - M_{art} = 0$$

$$Z \times 86.25 + 4874 \times \left(\frac{110-27.5}{2} \right) - 19415 = 0$$

$$Z = -2106kN \text{ (Ankraj kuvveti } < 0 \text{ olduğundan levhada çekme gerilmesi oluşmaz)}$$

$$D \times e - N_{art} \times \left(\frac{l}{2} - f \right) - M_{art} = 0$$

$$D \times 86.25 - 4874 \times \left(\frac{110}{2} - 10 \right) - 19415 = 0$$

$$D = 2768kN \text{ (Taban altı beton basınç kuvveti)}$$

Beton basınç gerilmesi ;

$$\sigma_c = \frac{2768}{27.5 \times 90} = 1.12kN / cm^2$$

Beton basınç gerilmesinden dolayı taban levhasının eğilmesinden meydana gelen normal gerilme ;

$$m \cong \frac{1.12 \times \overbrace{27.8 \times 19.2}^{\text{1bulon.cevresi.alan}}}{\underbrace{3}_{\text{bulon.sayisi.tektaraf}}} \cong 200kNcm / cm$$

$$\sigma = \frac{m}{Wp} = \frac{200}{\frac{1.1 \times 6^2}{4}} = 20.2kN/cm^2 < 23.5kN/cm^2 = \sigma_a(ST37) \text{ (Uygun)}$$

Kolon kesit zorlarının taban levhasına aktarılmasını sağlayan kaynaklardaki en büyük kuvvet ;

$$P_v = \frac{N}{3} + \frac{M}{2 \times (h - t_f)} = \frac{4874}{3} + \frac{19415}{2 \times \underbrace{(71.6 - 4)}_{HE700M}} = 1768kN$$

Kaynak gerilmesi ;

$$\tau_K = \frac{P_v}{F_K} = \frac{1768}{2 \times 1.4 \times (60 - 2 \times 1.4)} = 11kN/cm^2 < 1.15 \times \frac{12.5}{TS3357} = 14.37kN/cm^2 \text{ (Uygun)}$$

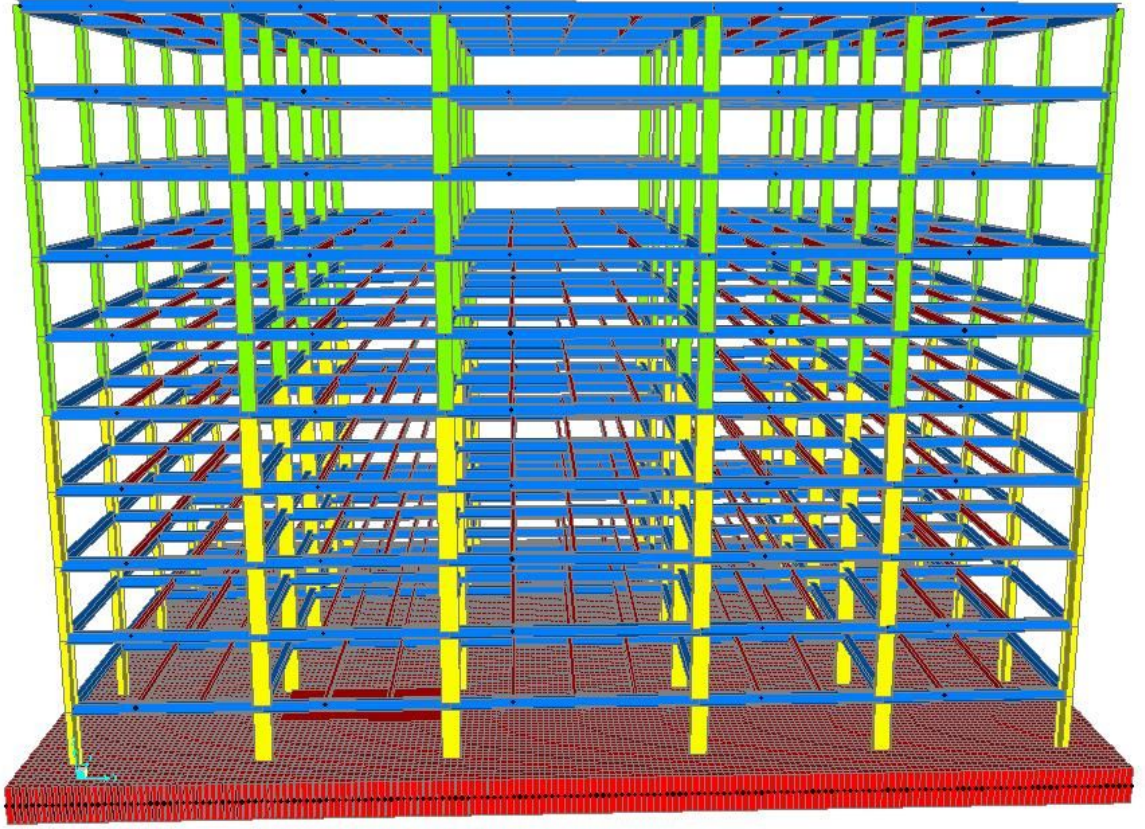
4.6 Temel Hesabı

Zemin karmaşık bir ortamdır, bilinmeyişi çoktur. Bir temelin zemini ne kadar araştırılırsa araştırılışın beklenmedik durumlarla her zaman karşılaşılabilir. Temel hesabı teorisi de çok net değildir. Bu nedenle temel hesaplarında basitleştirici modeller yapılır.

4.6.1 Temel hesabının anlatımı

Yapı temeli radye temel olarak tasarlanmış ve temel yüksekliği 1.5 m seçilmiştir. Kolon ayakları boyutları 1250 × 1050 × 600(mm) olan plintlere oturtulmuştur. (Şekil 4.12 ve 4.13) Betonarme hesabı için TS 500 yönetmeliği dikkate alınmıştır. Temel hesabı, SAP2000’de modeli oluşturulmuş bina ile birlikte tanımlanmış ve en büyük zemin gerilmesinin zemin emniyet gerilmesini aşmamasına dikkat edilmiştir.

SAP2000’de, Şekil 4.14’de görüldüğü gibi temel bir döşeme gibi tanımlanmış (shell-thick eleman) ve 0.25 × 0.25(m) boyutlarında sonlu eleman parçalarına bölünmüştür. Temel basma payları her iki doğrultuda da 2 şer m’lik ampartmana sahip bir temel sistemi oluşturulmuştur. Sonlu elemanların birleştiği düğüm noktalarına, elastik yaylar tanımlanmış (spring) ve bu yayların çökmeye karşı yay sabiti değerleri olarak, zemin yatak katsayısı ile sonlu elemanın etkili yük alanının çarpılmasıyla bulunan değerler girilmiştir.



Şekil 4.14 : Binanın ve radye temelinin SAP 2000 modelinin görünümü

Zemin düşey yatak katsayısı : $K_0 = 50000 \text{ kN} / \text{m}^3$

0.0625 m^2 'lik alana denk gelen yay sabiti :

$$k_v = K_0 \times A_1 = 50000 \times 0.0625 = 3125 \text{ kN} / \text{m}$$

0.03125 m^2 'lik alana denk gelen yay sabiti :

$$k_v = K_0 \times A_1 = 50000 \times 0.03125 = 1562.5 \text{ kN} / \text{m}$$

0.015625 m^2 'lik alana denk gelen yay sabiti :

$$k_v = K_0 \times A_1 = 50000 \times 0.01563 = 781.25 \text{ kN} / \text{m}$$

4.6.2 Zemin emniyet gerilmesi kontrolü

Radye temelde oluşan en büyük çökme programın envelope hesabı sonucu $U_{\max} = 0.002m$ olarak bulunmuştur. Bilgisayar programından alınan kolonlardan temele aktarılan en büyük kesit tesirleri ;

$$N_{\max} = 4370kN$$

$$M_{\max} = 765kNm$$

Zemin emniyet gerilmesi : $\sigma_{zem} = 350kN / m^2$

$$\sigma_z = K_0 \times U_{\max} = 50000 \times 0.002 = 100kN / m^2$$

$$f_{zu} = 1.5 \times \sigma_{zem} = 1.5 \times 350 = 525kN / m^2$$

$\sigma_z \leq f_{zu}$ olmalıdır.

$$\sigma_z = 100kN / m^2 < 525kN / m^2 \quad (Uygun)$$

4.6.3 Zımbalama tahkiki

TS 500'e göre, sınırlı bir alana yayılmış yükler veya kolonlar tarafından yerel olarak yüklenen plakların zımbalama dayanımı hesaplanarak bunun tasarım zımbalama kuvvetine eşit veya ondan büyük olduğunun kanıtlanması gerekmektedir. Yani $V_{pr} \geq V_{pd}$ olmalıdır.

Taban plakası boyutu X yönü = $1.1m$

Taban plakası boyutu Y yönü = $0.9m$

Paspayı $5cm$ kabul edilirse : $d = 1.5 - 0.05 = 1.45m$

Zımbalama kenarı : $X = 1.1 + 1.45 = 2.55 = b_x$

Zımbalama kenarı : $Y = 0.9 + 1.45 = 2.35 = b_y$

$$\text{Zımbalama çevresi : } u_p = 2(b_x + b_y) = 2(2.55 + 2.35) = 9.8m$$

$$\text{Zımbalama alanı : } A_p = b_x \times b_y = 2.55 \times 2.35 \cong 6m^2$$

BS 25 betonu için tasarım eksenel çekme dayanımı :

$$f_{ctd} = f_{ctk} / 1.5 = 1.8 / 1.5 = 1.2N / mm^2$$

Yapının simetrik olmasından dolayı yapı ağırlık merkezi ile temel ağırlık merkezi birbirine çok yakındır. Bu nedenle $\gamma = 1$ alınır.

Zımbalama dayanımı :

$$V_{pr} = \gamma \times f_{ctd} \times u_p \times d = 1 \times 1.2 \times 9.8 \times 1.45 = 17052kN$$

Tasarım zımbalama kuvveti :

$$V_{pd} = N_{\max} - \sigma_z \times A_p = 4370 - 100 \times 6 = 3770kN$$

$$V_{pr} = 17052kN > V_{pd} = 3770kN \quad (\text{Uygun})$$

4.6.4 Temelde gerekli donatı alanlarının hesaplanması

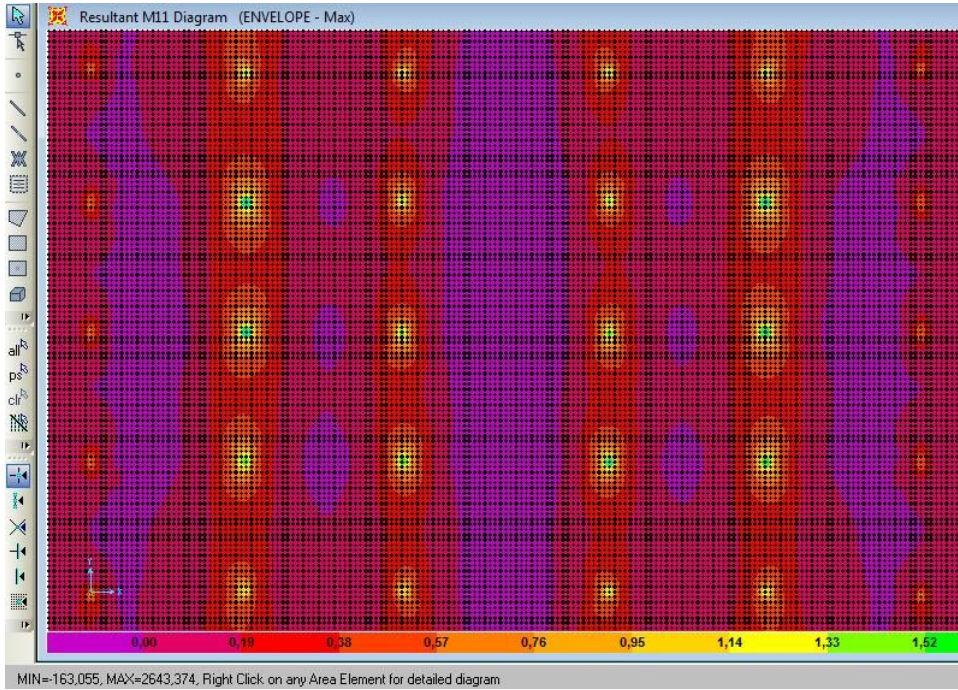
Beton sınıfı = **BS 25** (basınç dayanımı = $25N / mm^2$)

Donatı sınıfı = **S 420** (akma dayanımı = $420N / mm^2$)

$$\text{Beton tasarım basınç dayanımı : } f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1.5} = \frac{25}{1.5} = 17N / mm^2$$

$$\text{Donatı tasarım akma dayanımı : } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{420}{1.15} = 365N / mm^2$$

4.6.4.1 (x) Doğrultusu için hesap (uzun doğrultu)

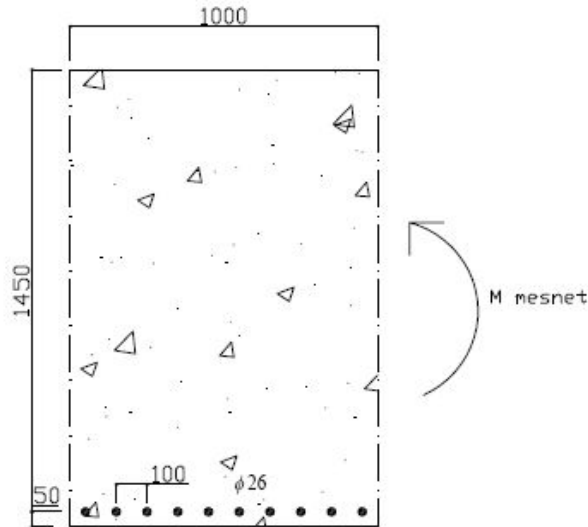


Şekil 4.15 : M_{xx} maksimum momentlerinin programın envelope hesabı sonucu

Şekil 4.15’de görüldüğü gibi $\begin{cases} M_{mesnet} = 2643kNm \\ M_{aciklik} = 163kNm \end{cases}$ olarak programdan alınmıştır.

Mesnet İçin Gerekli Donatı Hesabı :

1m’ lik birim genişlik için donatı hesabı yapılacaktır.



Şekil 4.16 : Temel uzun doğrultu için mesnetteki donatı düzeni (x – doğrultusu)

$$\underbrace{0.85 \times f_{cd} \times b_w \times a}_C = \underbrace{A_s \times f_{yd}}_T$$

$$0.85 \times 17 \times 1000 \times a = A_s \times 365$$

$a = 0.0253A_s$ olarak bulunur.

$$M_{mesnet} = A_s \times f_{yd} \times (d - a/2)$$

$$2643 \times 10^6 = A_s \times 365 \times (1450 - 0.0253/2 \times A_s)$$

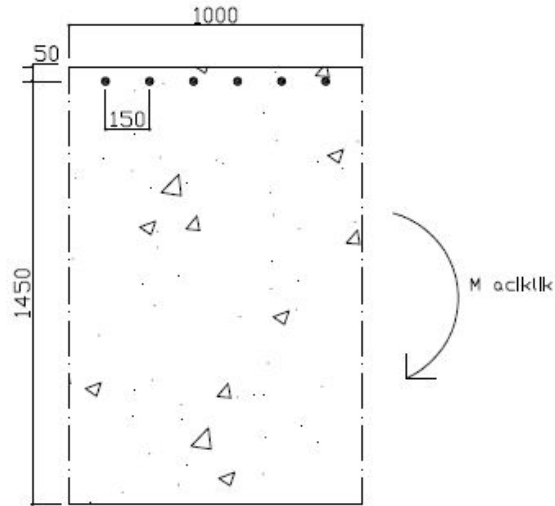
$$A_s = 5232 \text{ mm}^2 \text{ (mesnet için gerekli donatı alanı)}$$

Çekme donatısı donatı aralığı : $s \leq 250 \text{ mm (TS500)}$ olmalıdır.

Seçilen Donatı : $\phi 26/10$ ($5309 \text{ mm}^2 > 5232 \text{ mm}^2$) (Uygun)

Açıklık İçin Gerekli Donatı Hesabı :

1 m ' lik birim genişlik için donatı hesabı yapılacaktır.



Şekil 4.17 : Temel uzun doğrultu için açıklıktaki donatı düzeni (x – doğrultusu)

$$\underbrace{0.85 \times f_{cd} \times b_w \times a}_C = \underbrace{A_s \times f_{yd}}_T$$

$$0.85 \times 17 \times 1000 \times a = A_s \times 365$$

$a = 0.0253A_s$ olarak bulunur.

$$M_{mesnet} = A_s \times f_{yd} \times (d - a/2)$$

$$163 \times 10^6 = A_s \times 365 \times (1450 - 0.0253/2 \times A_s)$$

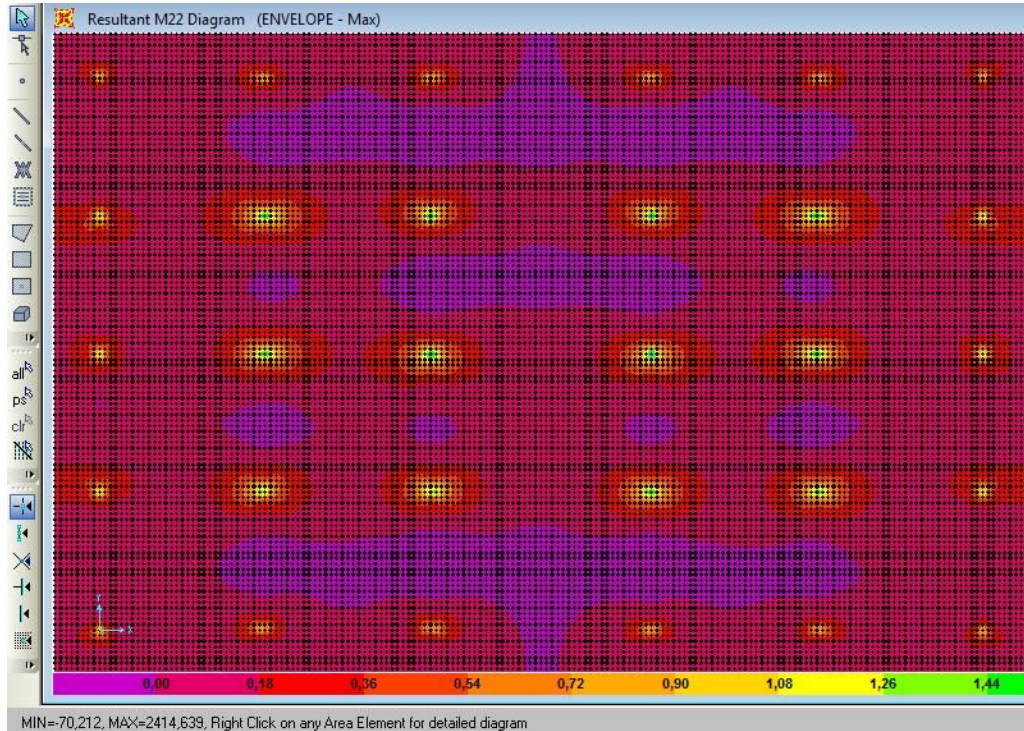
$$A_s = 312 \text{mm}^2 \text{ (mesnet için gerekli donatı alanı)}$$

$$A_{s,min} = 0.002 \times b_w \times d = 0.002 \times 1000 \times 1450 = 2900 \text{mm}^2 \text{ (minimum donatı alanı)}$$

Basınç donatısı donatı aralığı : $s \leq 200 \text{mm} (TS500)$ olmalıdır.

Seçilen Donatı : $\phi 26/15$ ($3186 \text{mm}^2 > 2900 \text{mm}^2$) (Uygun)

4.6.4.2 (y) doğrultusu için hesap (kısa doğrultu)

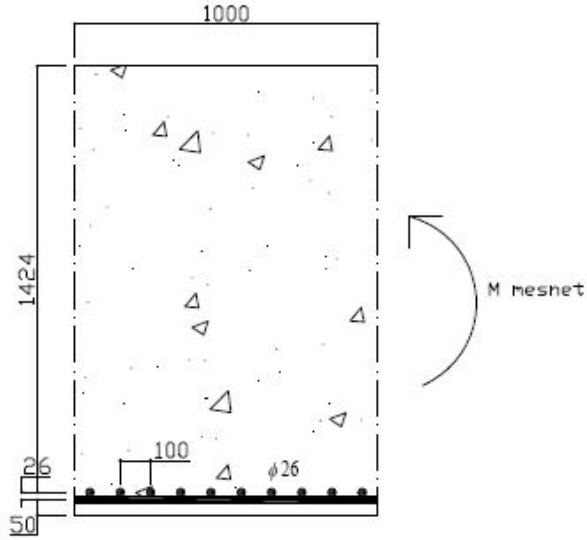


Şekil 4.18 : M_{yy} maksimum momentlerinin programın envelope hesabı sonucu

Şekil 4.18'de görüldüğü gibi $\begin{cases} M_{mesnet} = 2414 \text{kNm} \\ M_{aciklik} = 70 \text{kNm} \end{cases}$ olarak programdan alınmıştır.

Mesnet İçin Gerekli Donatı Hesabı :

1m' lik birim genişlik için donatı hesabı yapılacaktır.



Şekil 4.19 : Temel kısa doğrultu için mesnetteki donatı düzeni (y – doğrultusu)

$$\underbrace{0.85 \times f_{cd} \times b_w \times a}_C = \underbrace{A_s \times f_{yd}}_T$$

$$0.85 \times 17 \times 1000 \times a = A_s \times 365$$

$a = 0.0253A_s$ olarak bulunur.

$$M_{mesnet} = A_s \times f_{yd} \times (d - a/2)$$

$$2414 \times 10^6 = A_s \times 365 \times (1424 - 0.0253/2 \times A_s)$$

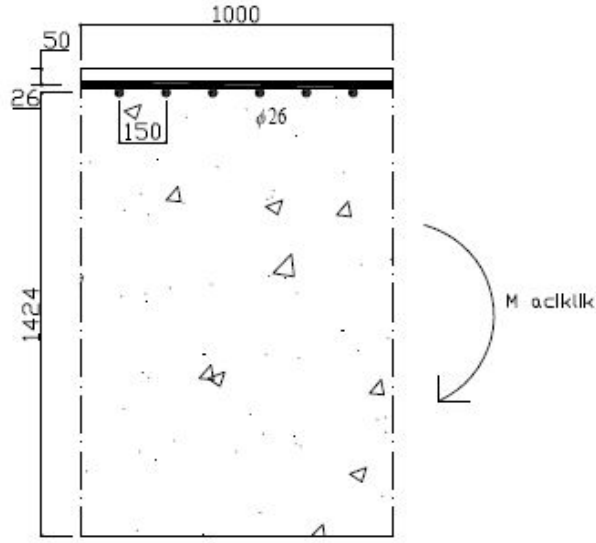
$$A_s = 4853 \text{ mm}^2 \text{ (mesnet için gerekli donatı alanı)}$$

Çekme donatısı donatı aralığı : $s \leq 250 \text{ mm (TS500)}$ olmalıdır.

Seçilen Donatı : $\phi 26/10$ ($5309 \text{ mm}^2 > 4853 \text{ mm}^2$) (Uygun)

Açıklık İçin Gerekli Donatı Hesabı :

1m' lik birim genişlik için donatı hesabı yapılacaktır.



Şekil 4.20 : Temel kısa doğrultu için açıklıktaki donatı düzeni (y – doğrultusu)

$$\underbrace{0.85 \times f_{cd} \times b_w \times a}_C = \underbrace{A_s \times f_{yd}}_T$$

$$0.85 \times 17 \times 1000 \times a = A_s \times 365$$

$$a = 0.0253A_s \text{ olarak bulunur.}$$

$$M_{mesnet} = A_s \times f_{yd} \times (d - a/2)$$

$$163 \times 10^6 = A_s \times 365 \times (1450 - 0.0253/2 \times A_s)$$

$$A_s = 135 \text{ mm}^2 \text{ (mesnet için gerekli donatı alanı)}$$

$$A_{s,min} = 0.002 \times b_w \times d = 0.002 \times 1000 \times 1424 = 2848 \text{ mm}^2 \text{ (minimum donatı alanı)}$$

Basınç donatısı donatı aralığı : $s \leq 200 \text{ mm (TS500)}$ olmalıdır.

Seçilen Donatı : $\phi 26/15$ ($3186 \text{ mm}^2 > 2848 \text{ mm}^2$) (Uygun)

4.6.5 Temelde donatı bindirme boyu hesabı

TS 500'de yer alan $l_b = \max\left[0.12 \times \frac{f_{yd}}{f_{ctd}} \phi; 20\phi\right]$ formülü $12m$ 'yi geçen donatılarda gerekli ek detayı için bindirme boyunun hesaplandığı formüldür.

Buna göre ;

Beton sınıfı = **BS 25** (karakteristik aksenal çekme dayanımı = $1.8N / mm^2$)

Donatı sınıfı = **S420** (akma dayanımı = $420N / mm^2$)

Beton tasarım aksenal çekme dayanımı : $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{1.5} = \frac{1.8}{1.5} = 1.2N / mm^2$

Donatı tasarım akma dayanımı : $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = \frac{420}{1.15} = 365N / mm^2$

$$l_b = \max\left[0.12 \times \frac{365}{1.2} \phi; 20\phi\right] = \max[37\phi; 20\phi] = 37\phi$$

Seçilen ana donatı $\phi 26$ olduğundan minimum bindirme boyu :

$1.5 \times 37 \times 2,6 \cong 150cm$ olmalıdır. Çekme bölgesinin tahmin edilmesi zor olduğundan güvenli tarafta kalmak için bindirme boyu her bindirme de 1.5 katı alınmıştır

5. İLERLEMELİ ÇÖKME ANALİZİ

Bu bölümde, ilerleme çökme analizinin teorisi anlatılacak, daha sonraki bölüm olan Bölüm 6'da ise tez modelinde uygulaması gösterilecektir. Çalışmanın bu kısmı Almanya'da, Hamburg Teknik Üniversitesi'nde yürütülmüştür. Amerikan Savunma Bakanlığı'nın UFC 4-023-03 kıstası ilerlemeli çökme analizi için esas alınacak kaynaktır. Bu kıstas, öngörülemez lokal yapısal hasarlara uğramış yeni veya hala hazırda varolan binaların ilerlemeli çökme potansiyelini azaltacak gerekli dizayn parametrelerini ve şartlarını içermektedir.

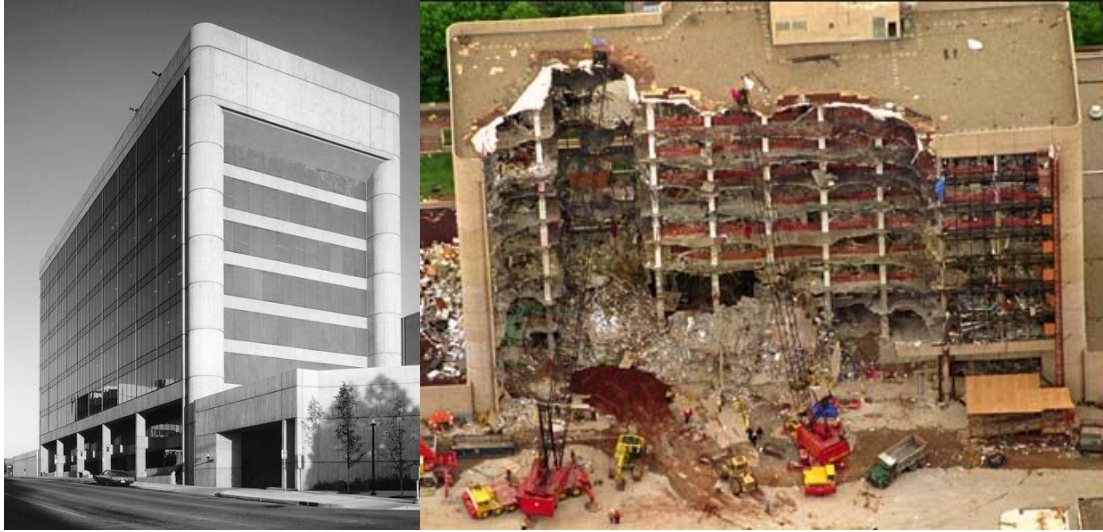
5.1 İlerlemeli Çökmenin Tanımı

İlerlemeli Çökme (Progressive Collapse) ASCE 7'de; “ lokal bir yıkımın elemandan elemana yayılarak tüm sistemin veya oransal olarak yapının büyük bir kısmının çökmesiyle sonuçlanan bir çöküş mekanizması ” olarak tanımlanmaktadır. Standart ayrıca şunu belirtir ki; “ yapılar, lokal hasarı tutacak, bütün sistem dengede kalacak ve orijinal lokal hasarı genişletmeyecek şekilde dizayn edilmelidir. ” ASCE 7'de ayrıca ele alındığı gibi; “ özel olarak dizayn edilmiş bazı yapısal sistemler haricinde genel olarak, yapının büyük bir kısmına etki eden birçok olağandışı yük sonucu (patlama, çarpma vs.) meydana gelen normal çökme durumlarında binanın bu duruma karşı dizaynı pek ekonomik değildir. Buna rağmen, yapılar lokal hasarın etkilerini engelleyecek ve ilerlemeli çöküşü minimize edecek veya tamamen engelleyecek şekilde dizayn edilebilir. ” UFC 4-023-03'de sunulmuş yapısal dizayn koşulları, lokal hasarı başlatan nedenlerin tanımlanamamasına ve hasarın yayılımının bilinmemesine karşın, gerekli önlemleri almak amacıyla geliştirilmiştir.

5.2 İlerlemeli Çökmenin Önemi

İlerlemeli çökme, hem lokal çökmeyi başlatacak olağandışı bir yükleme gereksinimi, hemde çökmeye karşı koyacak uygun süneklilik ve süreklilik özelliği gösterecek binaların eksikliği yüzünden, Birleşik Devletler ve diğer Batı ülkelerinde görülen

nadir bir olaydır. Ancak, meydana geldiği zamanlarda kayda değer kayıplar ve hasarlar oluşmaktadır. 19 Nisan 1995’de bombalanan, 168 kişinin ölümüyle sonuçlanan Oklahoma City’deki Alfred P. Murrah binası bu hususta önemli bir örnek oluşturmaktadır. Ölümün büyük bir çoğunluğu patlama nedeniyle değil, yapının kısmi çökmesi sonucu oluşmuştur (Şekil 5.1). Bölgesel ve uluslararası terörizmdeki son zamanlardaki artışlar, diğer Birleşik Devletler hükümet ve kamu binalarında patlayıcılar veya benzeri şeyler ile saldırıya maruz kalacağı ihtimalini arttırmıştır.



Şekil 5.1 : Oklahoma City’deki Alfred P. Murrah binasının bombalanması (Url-3,4)

5.3 İlerlemeli Çökme Dizayn Gereksinimleri

Yeni yapılacak veya hala hazırda var olan binaların her ikisi içinde, ilerlemeli çökme dizayn gereksinimi, yani ilerlemeli çökmeye karşı dizaynın gerekip gerekmediği, yapının *Bina Önem Kategorisi*'ne (*Occupancy Category*) göre belirlenir. 4 adet Bina Önem Kategorisi vardır (Çizelge 5.1) ve bunu belirlemek mühendisin tecrübesine ve takdirine bırakılır.

Çizelge 5.1 : Bina önem kategorileri (UFC 4-023-03, 2009)

Nature of Occupancy	Occupancy Category
<ul style="list-style-type: none">• Buildings in Occupancy Category I in \1\ Table 2-2 of UFC 3-301-01. /1/• Low Occupancy Buildings^A	I
<ul style="list-style-type: none">• Buildings in Occupancy Category II in \1\ Table 2-2 of UFC 3-301-01. /1/• Inhabited buildings with less than 50 personnel, primary gathering buildings, billeting, and high occupancy family housing^{A,B}	II
<ul style="list-style-type: none">• Buildings in Occupancy Category III in \1\ Table 2-2 of UFC 3-301-01. /1/	III
<ul style="list-style-type: none">• Buildings in Occupancy Category IV in \1\ Table 2-2 of UFC 3-301-01. /1/• Buildings in Occupancy Category V in \1\ Table 2-2 of UFC 3-301-01. /1/	IV

^A As defined by UFC 4-010-01 *Minimum Antiterrorism Standards for Buildings*

^B Occupancy Category II is the minimum occupancy category for these buildings, as their population or function may require designation as Occupancy Category III, IV, or V.

Çizelge 5.2 : Bina önem kategorilerine karşılık gelen dizayn gereksinimleri

Occupancy Category	Design Requirement
I	No specific requirements
II	Option 1: Tie Forces for the entire structure and Enhanced Local Resistance for the corner and penultimate columns or walls at the first story. OR Option 2: Alternate Path for specified column and wall removal locations.
III	Alternate Path for specified column and wall removal locations; Enhanced Local Resistance for all perimeter first story columns or walls.
IV	Tie Forces; Alternate Path for specified column and wall removal locations; Enhanced Local Resistance for all perimeter first and second story columns or walls.

Çizelge 5.2’de ise Bina Önem Kategorisi’ne göre seçilecek olan dizayn prosedürleri açıklanmıştır. *OC I* kategorisindeki binalar için ilerlemeli çökmeye karşı dizayn’a gerek yoktur.

OC II kategorisindeki binalar için ise iki opsiyon söz konusudur. Birinci opsiyonda mühendis, tüm yapının *Bağ Kuvvet*’lerini (*Tie Forces*) ve birinci kat köşe kolon ve duvarlarının *Lokal Direnç*’lerini (*Enhanced Local Resistance*) ilişkilendirmelidir. İkinci opsiyonda ise mühendis, binanın, belli bir yerinde herhangi bir yapısal elemanın yokluğunda, o eksik olan parçanın üstesinden gelerek, ayakta kalma kabiliyetini gösterebildiğini ispatlamak için *Alternatif Yol Metodu*’nu (*Alternate Path*

Method) kullanarak yapıyı dizayn edebilir. Ancak birinci opsiyon sadece yeni yapılacak yapılara uygulanabilir, hala hazırda var olan yapılara uygulanması zordur bu nedenle genelde Alternatif Yol Metodu tercih edilir.

OC III kategorisindeki binalar için ise çökmeye karşı dizayn için AP ve ELR metodlarının her ikisinde uygulanmalıdır. Aynı şekilde *OC IV* kategorisindeki binalar içinse bu sefer üç yöntemde TF, AP ve ELR uygulanmalı ve ilişkilendirilmelidir.

5.4 İlerlemeli Çökme Dizayn Prosedürleri

- Bağ Kuvvetleri Metodu (TF) : Bu yaklaşım, binanın elemanlarının mekanik olarak birbirlerine bağlı olduğu ve beraber süreklilik ve süneklik özellikleri gösterdiği kanaatindedir. Yani, bir kat sisteminin bağ kuvveti kapasitesini tanımlar. Kat sisteminin, çökme kuvvetini, yapının hasar almış bölümünden, hasar almamış bölümüne taşımaya izin verir.
- Alternatif Yol Metodu (AP) : Bu yaklaşım, binanın herhangi bir yapısal elemanının yokluğunda, o eksik olan parçanın üstesinden gelerek, ayakta kalma kabiliyetini gösterebilmesine dayanır.
- Lokal Direnç Metodu (ELR) : Bu yaklaşım ise, binanın çevre kolonlarının ve duvarlarının çekme ve kayma kapasitelerini, kısmi hasarın veya çökmenin yayılmasına karşı ekstra koruma oluşturması için, arttırılmasını öngörmektedir.

5.5 Alternatif Yol Metodu

Alternatif Yol Metodu iki durumda kullanılır :

1) *OC II* Opsiyon 1 ve *OC IV* için, bir dikey yapı elemanı, gerekli olan bağ kuvvetini sağlayamaz ve lokal direnci gösteremez ise, mühendis o yapısal elemanın yokluğunda yapının, o eksik olan parçanın üstesinden gelerek, ayakta kalma kabiliyetini gösterebilmesini saptamak amacıyla AP metodunu kullanabilir.

2) *OC II* Opsiyon 2, *OC III* ve *OC IV* için, AP metodu Bölüm 5.5.1’de belirtileceği gibi belirli yatay taşıyıcı elemanların kaldırılması sonucu uygulanmalıdır.

AP metodunda üç tane analiz prosedürü kullanılır :

Lineer Statik (LSP) – Yük Artım Faktörü (LIF) gereklidir.

Lineer Olmayan Statik (NSP) – Dinamik Artım Faktörü (DIF) gereklidir.

Lineer Olmayan Dinamik (NDP) – En yakınsak, hassas ve ekonomik sonucu verir. Herhangi bir artım faktörü gerekmez, bu sebeple işlem kolaylığı sağlar.

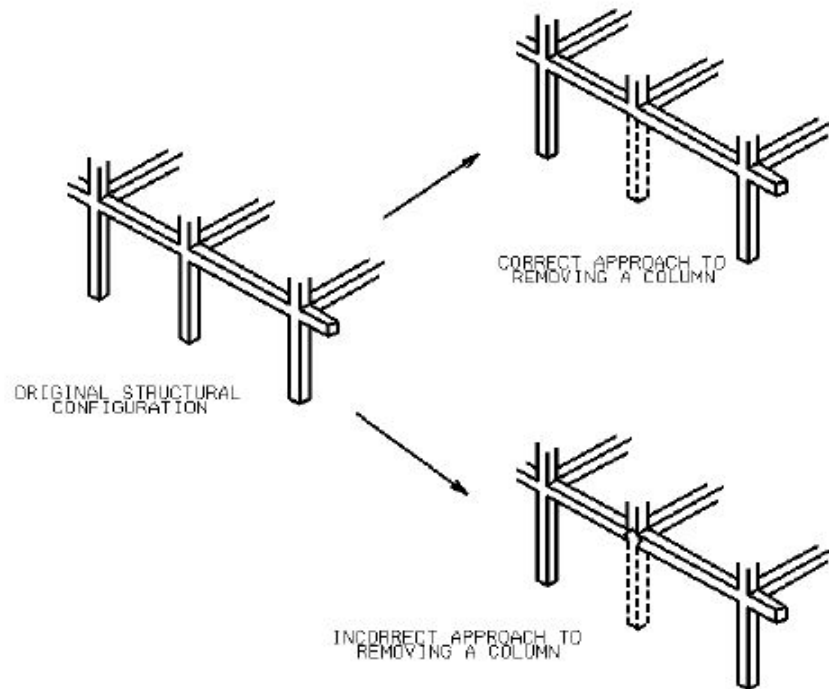
5.5.1 Alternatif yol metodu için taşıyıcı elemanların kaldırılması

Taşıyıcı elemanlar aşağıdaki iki durum söz konusu olursa kaldırılabilir :

1) OC II Opsiyon 1 ve OC IV yapıları için bir eleman gerekli dikey bağ kuvvetini sağlayamaz ise AP metodu kullanılmalı ve taşıyıcı eleman kaldırılmalıdır.

2) OC II Opsiyon 2, OC III ve OC IV yapıları için AP metodu, yapının, kaldırılmış olan eksik elemanını karşılayacak uygun esnekliğe sahip olduğunu doğrulamak için, lokasyonu ve boyutları belirtilmiş elemanlara uygulanır.

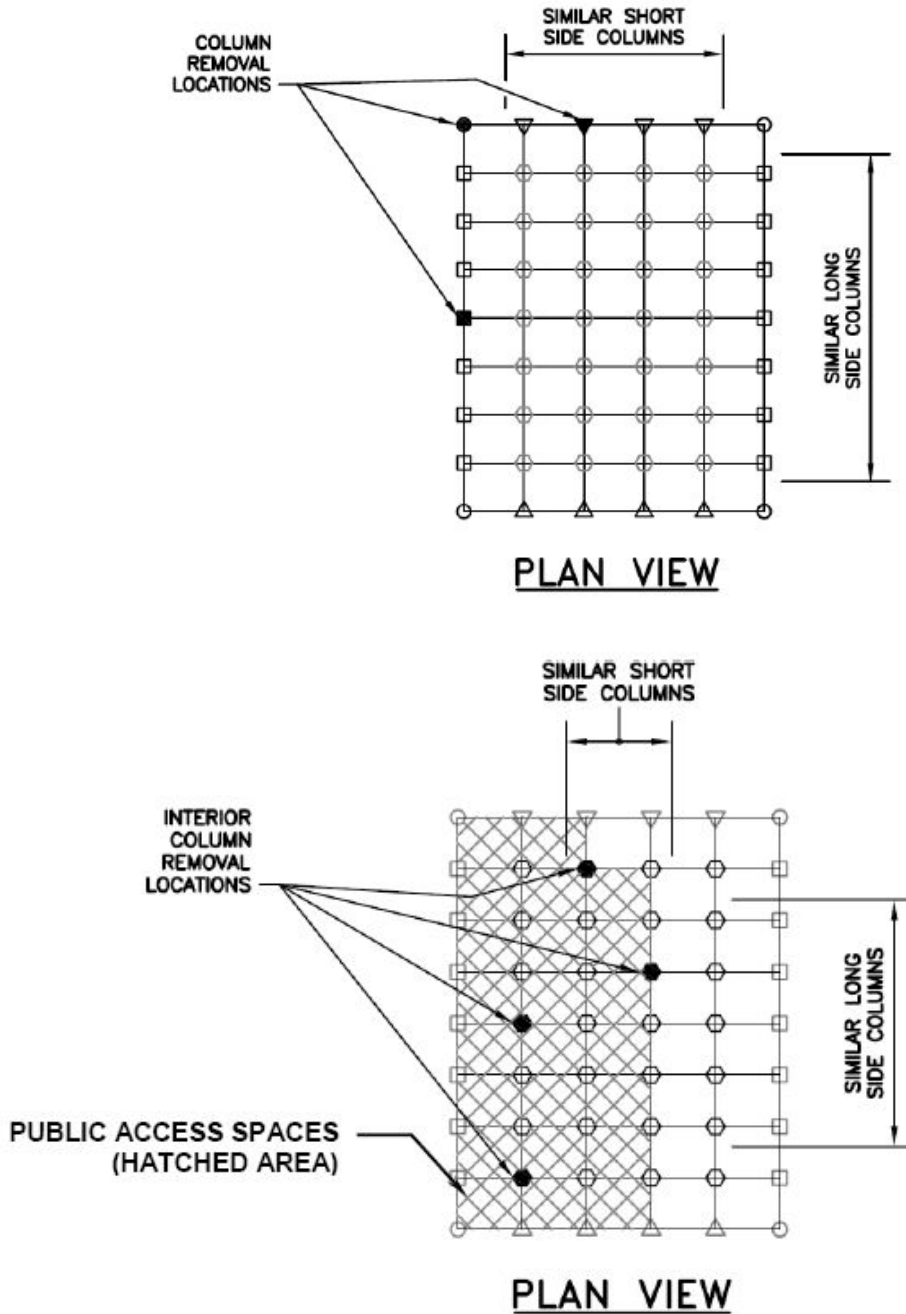
Yapının dışından veya içinden her iki türlü kolon kaldırılması halinde AP metodu doğrultusunda kaldırılan kolon bölgesinde kiriş sürekliliği sağlanmalıdır (Şekil 5.2).



Şekil 5.2 : Alternatif yol modelinden kolonun kaldırılması (UFC 4-023-03, 2009)

5.5.2 Taşıyıcı elemanların kaldırıldığı bölgeler

OC II Opsiyon 2, OC III ve OC IV yapıları için, kısa kenarın ortasından bir tane, uzun kenarın ortasından bir tane, binanın köşesinden bir tane olmak üzere toplamda en az üç tane kolon kaldırılmalıdır (Şekil 5.3). Eğer gerek varsa, içerideki kolonlarda gene aynı sistemde kaldırılır.



Şekil 5.3 : II Opsiyon 2, OC III ve OC IV yapıları için dıştan ve içten kolon kaldırılacak yerlerin şematik gösterimi (UFC 4-023-03, 2009)

5.5.3 Lineer olmayan dinamik prosedür

Alternatif yol analiz prosedürlerinden, *Lineer Olmayan Dinamik Prosedür* (Non-Linear Dynamic Procedure) bu bölümde açıklanacaktır. Lineer ve Lineer Olmayan Statik Prosedürlerine göre daha yakınsak, hassas ve ekonomik sonuçlar verdiği önceki bölümlerde vurgulanmıştır. Ek olarak, bu analiz yöntemi herhangi bir artım faktörüne ihtiyaç duymadığı için daha avantajlıdır ve işlem kolaylığı sağlar.

5.5.3.1 Yapının tamamına uygulanan düşey yükler

$GND = 1.2G + 0.5Q$ şeklindeki düşey yük kombinasyonu bütün yapıya uygulanır. Burada GND Lineer Olmayan Dinamik Prosedür için düşey yükü temsil eder.

5.5.3.2 Yapının cephelerine uygulanan yanal yükler

$LLAT = 0.002 \sum P$ şeklindeki yatay kuvvet yapının dört farklı yüzüne uygulanır. Herbiri yapının dört farklı yönünde olacak şekilde dört farklı analiz koşturulmalıdır. Bu analizler düşey yük kombinasyonları ile birlikte yapılmalıdır. Burada $LLAT$ uygulanan yanal yükü, $\sum P$ bir kata etki eden ölü ve hareketli yüklerin toplamını ve $0.002 \sum P$ ise her kata uygulanan teorik yanal yükü temsil eder. Bu teorik yanal yük, her katta ve binanın her yüzüne uygulanır.

6. YAPININ İLERLEMELİ ÇÖKMEYE KARŞI İNCELENMESİ

Bu bölümde model, 5. bölümde anlatılan tanım ve kurallara göre incelenecektir. İnceleme sonucunda, yapının kesitlerinde ilerlemeli çökmeyle bağlantılı herhangi bir değişimin gerekliliği söz konusu olursa, yapı komple yeniden boyutlandırılacak, olmaz ise, yeni bir dizayna gerek kalmayacak ve yapının ilerlemeli çökmeye karşı yeterli mukavemet gösterdiği sonucuna varılacaktır.

Binanın bir ofis binası oluşu ve yaşanacak olası can kayıplarının miktarı bakımından, OC II Opsiyon 2 sınıfında olduğu sonucuna varılmıştır ve Alternatif Yol Metodu uygulanması uygun görülmüştür. AP metodu'na göre amaç hatırlarsak, herhangi bir yapısal elemanın yokluğunda yapının, o eksik olan parçanın üstesinden gelerek ayakta kalma kabiliyetini gösterebilmesini saptamaktır. AP metodu'nda önceki bölümde anlatıldığı gibi üç farklı analiz prosedürü bulunmaktadır. Burada bu prosedürlerden Linear Olmayan Dinamik Prosedür seçilecektir çünkü, gerek artım faktörlerinin hesabına gerek duyulmadan işlem kolaylığı sağlayışı açısından, gereksede en hassas, yakınsak ve ekonomik sonucu verdiğiinden böyle bir seçim yapılmıştır.

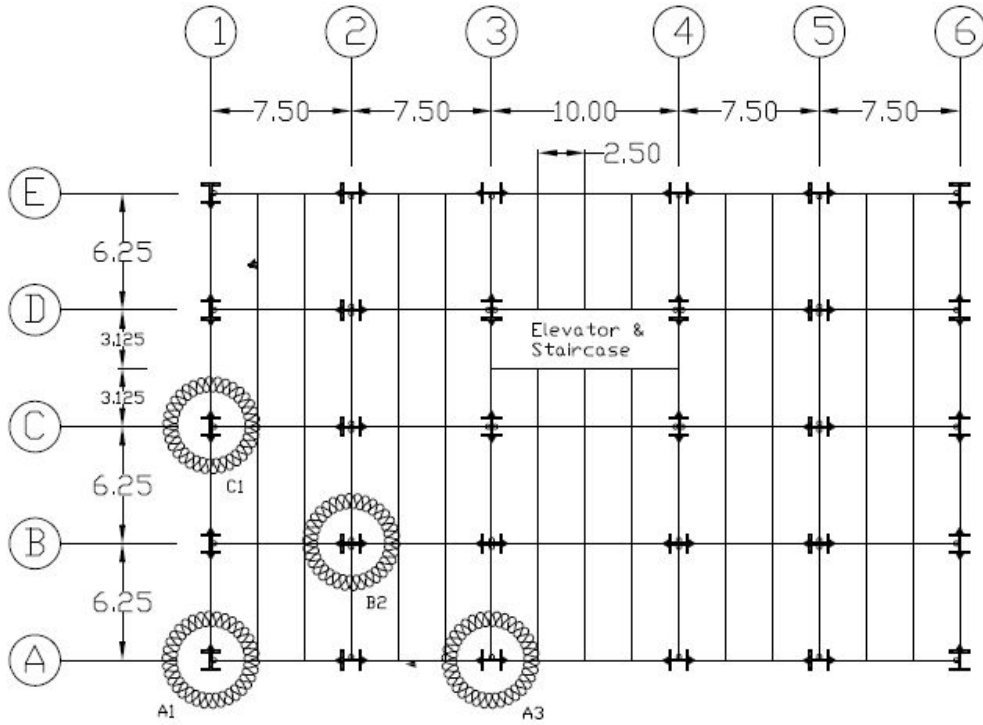
İlerleyen bölümlerde, sistemin adım adım, seçilen her kolon kaldırılması için ilerlemeli çökmeye karşı dizaynı anlatılacaktır.

6.1 Kaldırılacak Olan Kolonların Seçimi

Şekil 6.1'de, Bölüm 5.5.2'deki kurallara göre kaldırılacak olan kolonlar görülmektedir. Buna göre, kısa kenarın ortasından bir tane (C1 kolonu), uzun kenarın ortasından bir tane (A3 kolonu), binanın köşesinden bir tane (A1 kolonu) olmak üzere birer kolon kaldırılmalıdır. Ayrıca binanın iç kısmındanda gene Bölüm 5.5.2'ye göre B2 kolonu kaldırılmalıdır.

Her kaldırma işlemi ve sonrasında gereken adımların ayrı ayrı yapılacağı göz önünde tutulmalıdır. Bu modelin ve tezin amacı doğrultusunda sadece 1. kat seviyesindeki kolonların kaldırılması yeterli görülmüştür. Herhangi bir patlamanın veya benzer bir saldırının, binanın en alt katına etki ettiği varsayılacaktır. Dikkat edilirse çıkarılan kolonlar binanın bir köşesinde yığılmıştır. Binanın simetrik yapısından dolayı bulunacak olan sonuçlar her köşe için teorik olarak kabul edilebilir. Bunun için tekrardan diğer köşeler için ayrı ayrı hesap yapmaya gerek yoktur.

Bu bir Lineer Olmayan Dinamik Analiz olacağından, sistemin davranışını incelemek için SAP 2000'deki *Non-Linear Time History Analysis* kullanılacaktır.



Şekil 6.1 : Yapının SAP 2000 modelinde kaldırılacak kolonların yerleri

6.2 İlerlemeli Çökme Analizi Yük Hesabı ve Tanımlanması

Normal modeldeki ölü ve hareketli yükler aynen alınarak, yeni Lineer Olmayan Dinamik Analiz için gereken düşey ve yatay yükler bulunur. Bu işlem çatı katı ve ara kat seviyeleri için ayrı ayrı yapılır. Düşey yük hesabında birim alana düşen düşey yükü toplam kat yüküne dönüştürmek için döşeme alanı ile birim alana düşen düşey yük çarpılır. Daha sonra bulunan değer ilgili formülde 0.002 ile çarpılarak binanın

kenarlarından her kata etki edecek yatay yükler bulunur. Artık deprem yükleri, rüzgar yükleri vs. hesaba katılmayıp sadece bu bulunan yükler hesaba katılarak Lineer Olmayan Dinamik Analiz yapılacaktır.

Çatı Katı :

Düşey Yükler :

$$GND = 1.2G + 0.5Q = 1.2 \times 4.8 + 0.5 \times 2 = 6,76kN / m^2$$

Yatay Yükler :

$$\text{Toplam Kat Yüğü : } \sum P = 6.76kN / m^2 \times (25 \times 40)m^2 = 6760kN$$

$$LLAT = 0.002 \sum P = 0.002 \times 6760 = 13.52kN$$

Ara Katlar :

Düşey Yükler :

$$GND = 1.2G + 0.5Q = 1.2 \times 4.2 + 0.5 \times 3.5 = 6,79kN / m^2$$

Yatay Yükler :

$$\text{Toplam Kat Yüğü : } \sum P = 6.79kN / m^2 \times (25 \times 40)m^2 = 6790kN$$

$$LLAT = 0.002 \sum P = 0.002 \times 6790 = 13.58kN$$

Bu bulunan yüklerden düşey yükler SAP 2000'e, *PDelta* yük durumu başlığı altında, statik, lineer olmayan, P-Delta geometrik özellikleriyle Şekil 6.2'de görüldüğü gibi tanımlanır. Dolayısıyla *PDelta* adı altında yeni bir Load Case tanımlanmış olur.

Yatay yükler ise SAP 2000'e, *LatXp* yük durumu başlığı altında statik, lineer ve önceden tanımlanmış olan *PDelta* rijitliği Şekil 6.3'de görüldüğü gibi girilir. Dolayısıyla *LatXp* adı altında yeni bir Load Case daha tanımlanmış olur. Bu işlem tek tek *LatXn*, *LatYp* ve *LatYn* içinde ayrı ayrı tekrarlanarak diğer Load Case'lerde oluşturulmuş olunur. Load Pattern tanımlanmadan Load Case tanımlanamayacağı için bu duruma dikkat edilmesi gerekmektedir.

Load Case Data - Nonlinear Static

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

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case []

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

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL []

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1.2
Load Pattern	G	1.2
Load Pattern	Q	0.5

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

- Load Application: Full Load [Modify/Show...]
- Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
- Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Şekil 6.2 : İlerlemeli çökme analizi için düşey yüklerin girilmesi

Load Case Data - Linear Static

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

Load Case Type: Static [Design...]

Stiffness to Use:

- Zero Initial Conditions - Unstressed State
- Stiffness at End of Nonlinear Case [PDelta]

 Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case.

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	LatXp	1.
Load Pattern	LatXp	1.

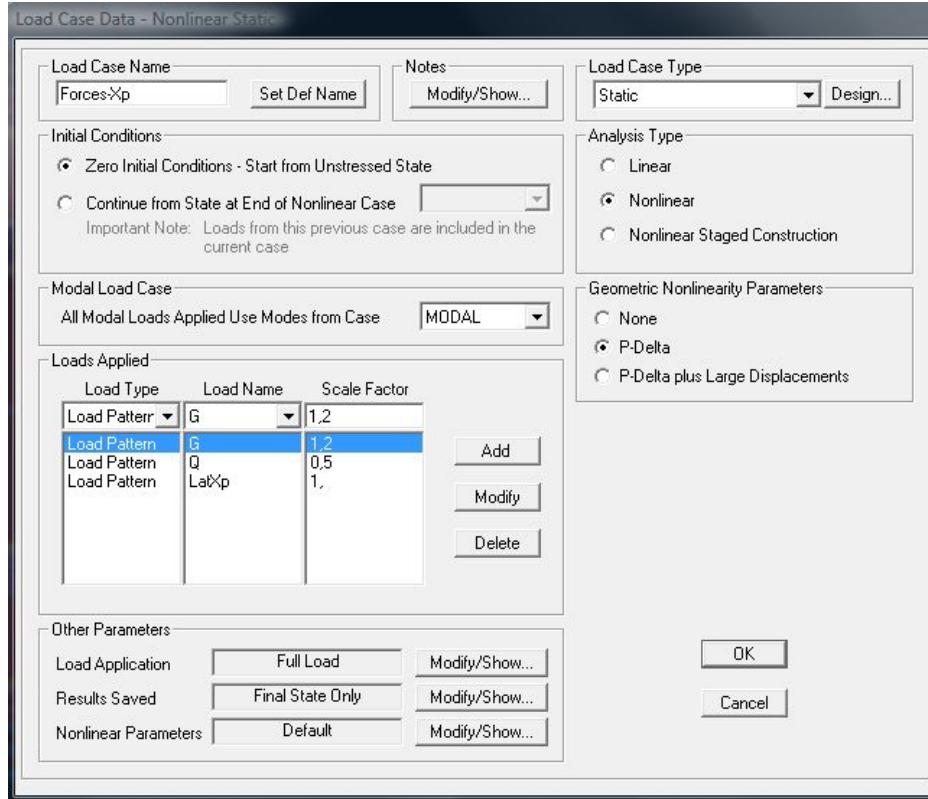
[Add] [Modify] [Delete]

[OK] [Cancel]

Şekil 6.3 : İlerlemeli çökme analizi için yatay yüklerin girilmesi

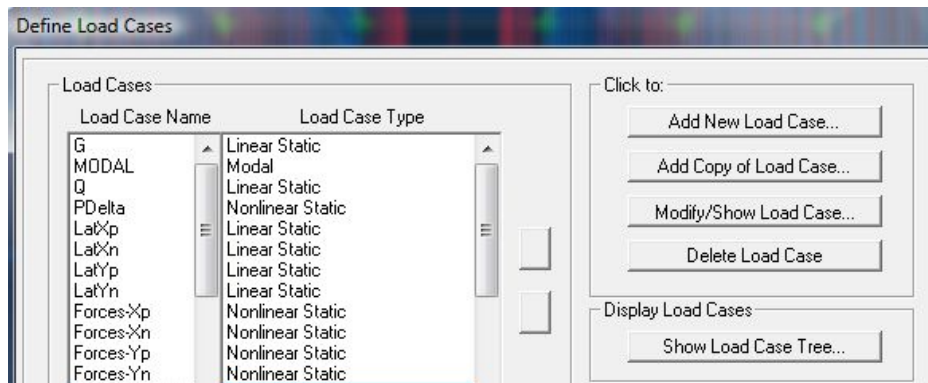
Şimdi ise bulunan düşey ve yatay yük durumlarını birleştiren Load Case'ler oluşturulacaktır. Yatay yüklerin sayısı kadar olacak olan bu yük durumlarında doğal olarak 4 adet olacaktır. Bunlar *Forces-Xp*, *Forces-Xn*, *Forces-Yp* ve *Forces-Yn*

olarak SAP 2000'de isimlendirilecektir. Bu yükler SAP 2000'e, statik, lineer olmayan ve P-Delta geometrik özellikleriyle Şekil 6.4'de görüldüğü gibi girilir. Dolayısıyla *Forces-Xp*, *Forces-Xn*, *Forces-Yp* ve *Forces-Yn* adı altında 4 adet yeni Load Case daha tanımlanmış olur.



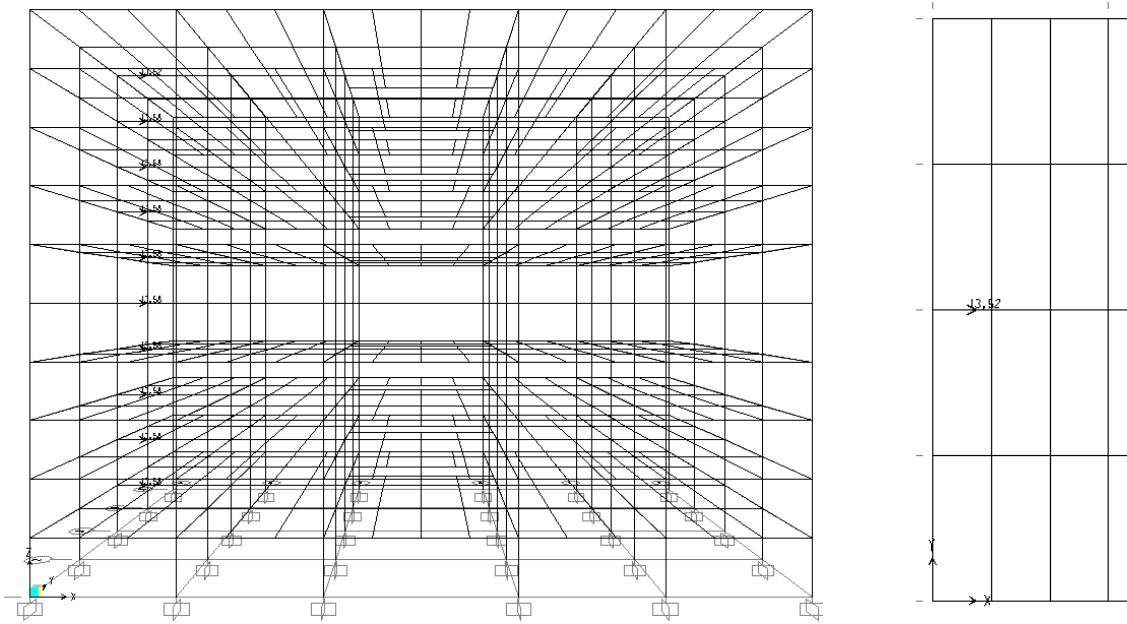
Şekil 6.4 : Dinamik analiz için düşey ve yatay yüklerin birleştirilmesi

Bütün bu yeni yük durumlarının tanımlanması sonucunda SAP 2000 Define Load Cases ekranındaki tanımlanmış yükleme durumlarının Şekil 6.5'deki gibi görünmesi gerekmektedir.



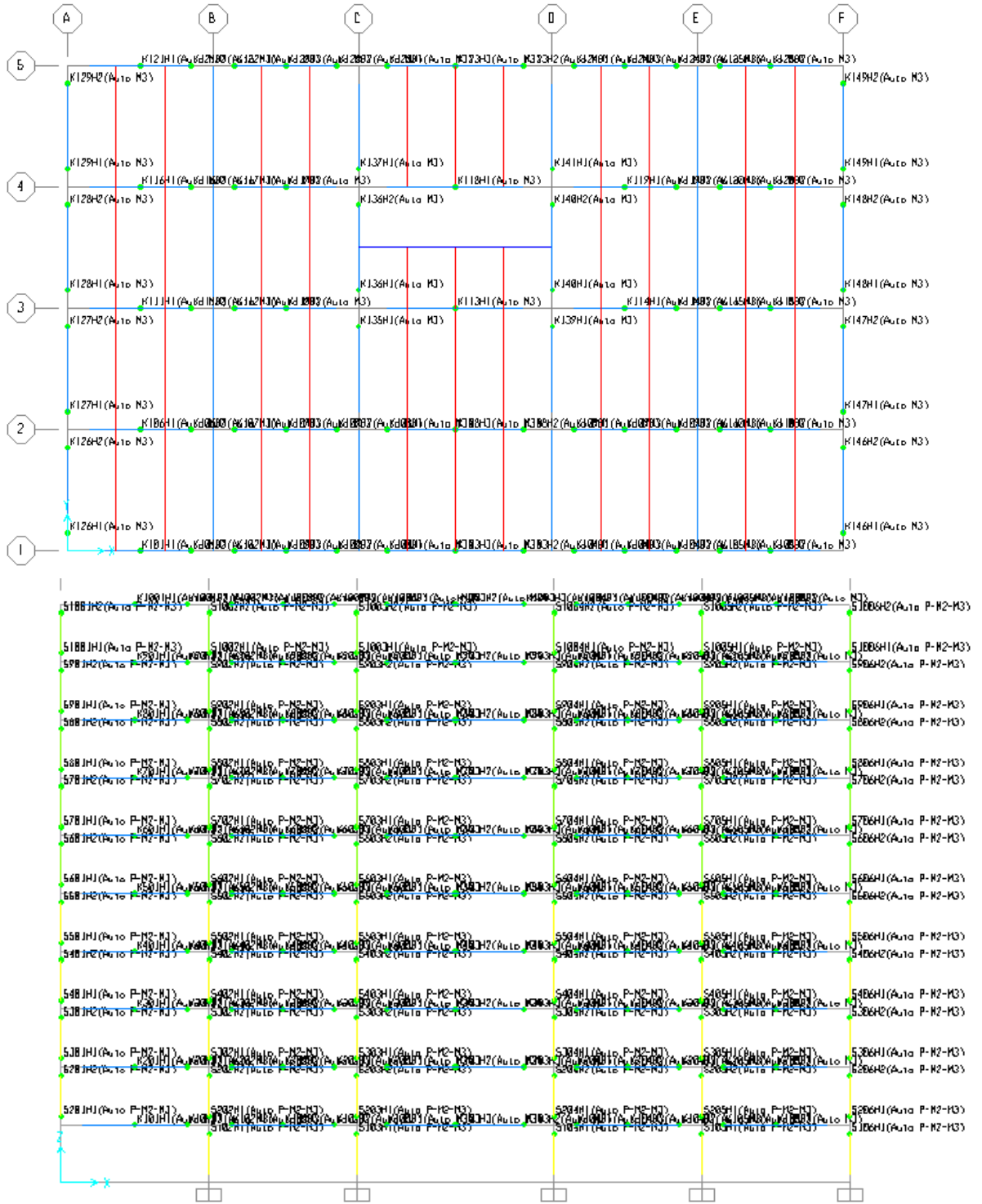
Şekil 6.5 : Düşey, yatay yüklemelerin ve birleşiminin görünümü

Düşey yükler tezin 2. bölümünde çoktan modele etkitildiğinden, İlerlemeli Çökme Analizi için Şekil 6.2'deki gibi tanımlanması yeterli olmuştur. Ancak yatay yüklerin modele tekrardan etkitilmesi gerekmektedir. Bulunan bu yatay yükler her kat için $LatXp$, $LatXn$, $LatYp$ ve $LatYn$ olmak üzere 4 adettir. $LatXp$: x doğrultusunda pozitif yönde, $LatXn$: x doğrultusunda negatif yönde, $LatYp$: y doğrultusunda pozitif yönde, $LatYn$ ise : y doğrultusunda negatif yönde olduğunu gösterir. Şekil 6.6 bu yatay yüklerden sadece $LatXp$ 'nin SAP 2000 modeline girilimini göstermektedir. Diğer yüklerde gene uygun doğrultu ve yönlerde girilir.



Şekil 6.6 : $LatXp$ yatay yükünün yapının SAP 2000 modeline etkitilmesi

Son olarak sistem Lineer Olmayan Dinamik Analiz olarak çözüleceği için plastik mafsallarının oluşturulması gerekmektedir. Bütün kiriş ve kolon rijit bağlantı noktalarına plastik mafsallar atanır. Döşeme kirişlerinin böldüğü kat kirişlerinde plastik mafsallar daha iyi bir hassasiyet için kirişin ortasında atanır (Şekil 6.7). Atanan bu mafsalların SAP 2000'de yer alan otomatik (auto) mafsal olması yeterlidir ancak, bu otomatik mafsalların kirişlerde eğilmeye (M3) çalışan, kolonlarda da aksenal kuvvet ve eğilmeye (P-M2-M3) çalışan mafsallar olmalarına dikkat edilmelidir.

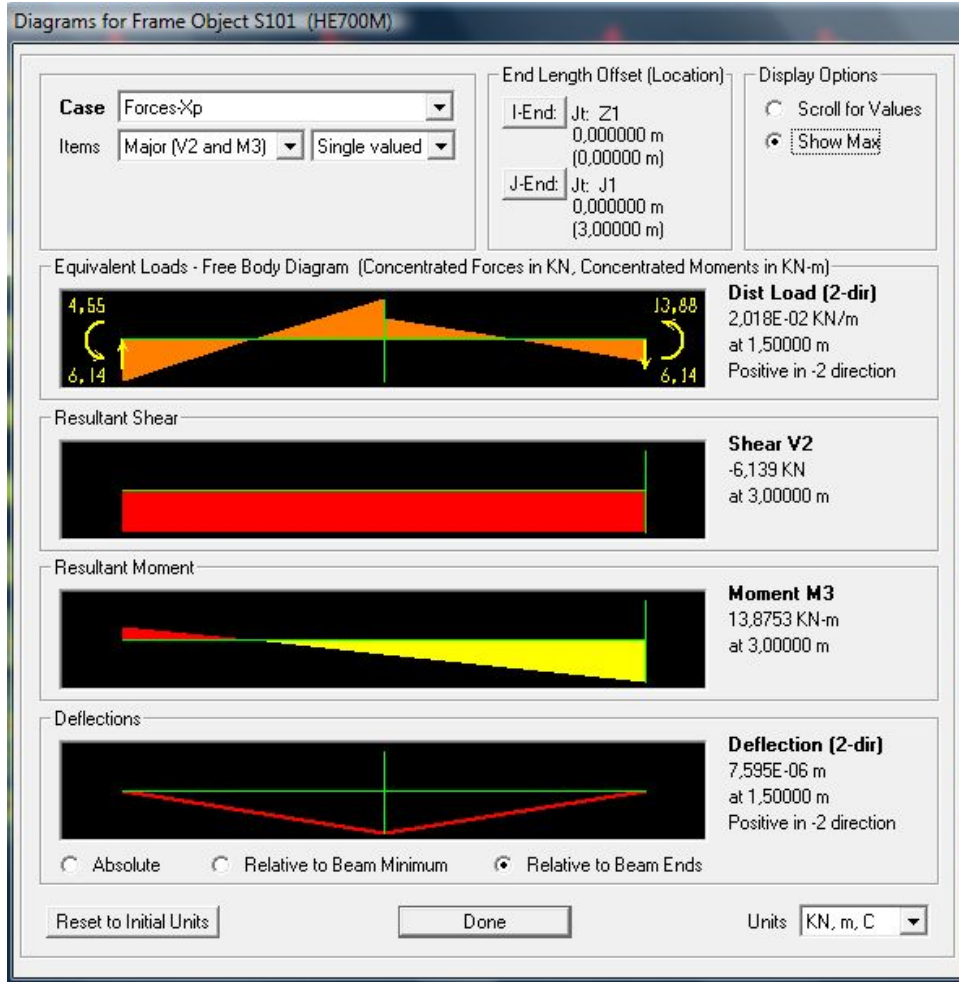


Şekil 6.7 : Dinamik analiz için plastik mafsalların kiriş ve kolonlara atanması

Şimdiye kadar olan adımlar bütün A1, B2, A3 ve C1 kolon kaldırımları için geçerlidir. Dolayısıyla bu işlemler sadece bir kez yapılacaktır. Sistem bu aşamada kaydedilebilir. Bundan sonra ilk olarak A1 kolonu, sonra diğer kolonlar kaldırılarak, Lineer Olmayan Dinamik İlerlemeli Çökme Analizi anlatımı devam edecektir.

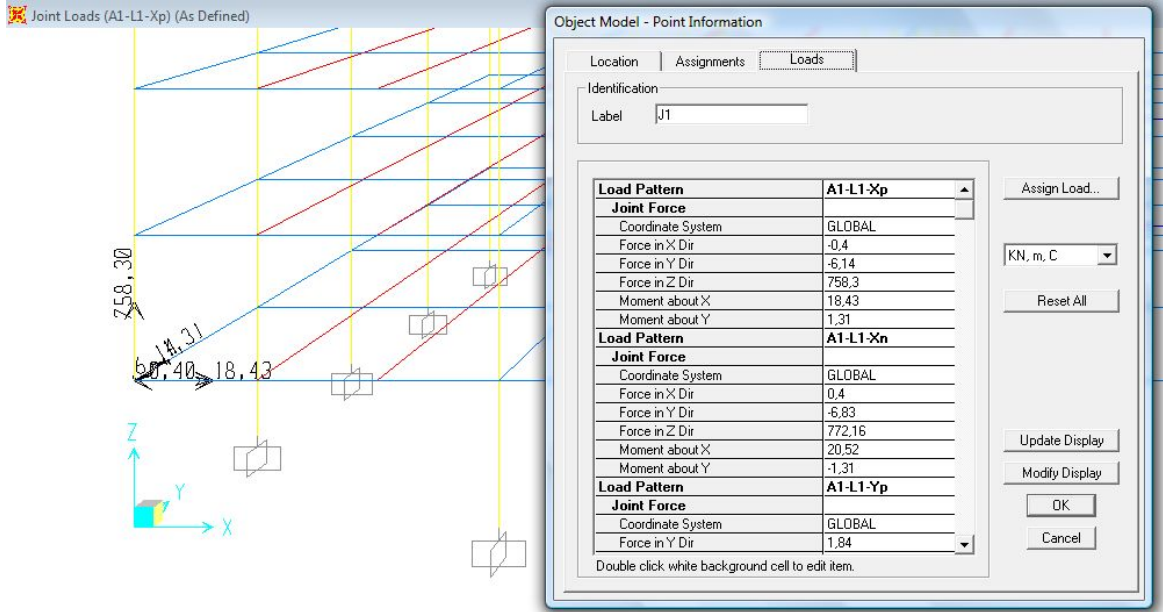
6.3 A1 Kolonunun Kaldırılması

Öncelikle sistem hiçbir kolon kaldırılmadan SAP 2000'de analiz edilerek kaldırılacak olan A1 kolonunun kesit tesirleri (M,N,V) okunur. Bu okuma *Forces-Xp*, *Forces-Xn*, *Forces-Yp* ve *Forces-Yn* için ayrı ayrı yapılacaktır (Şekil 6.8).



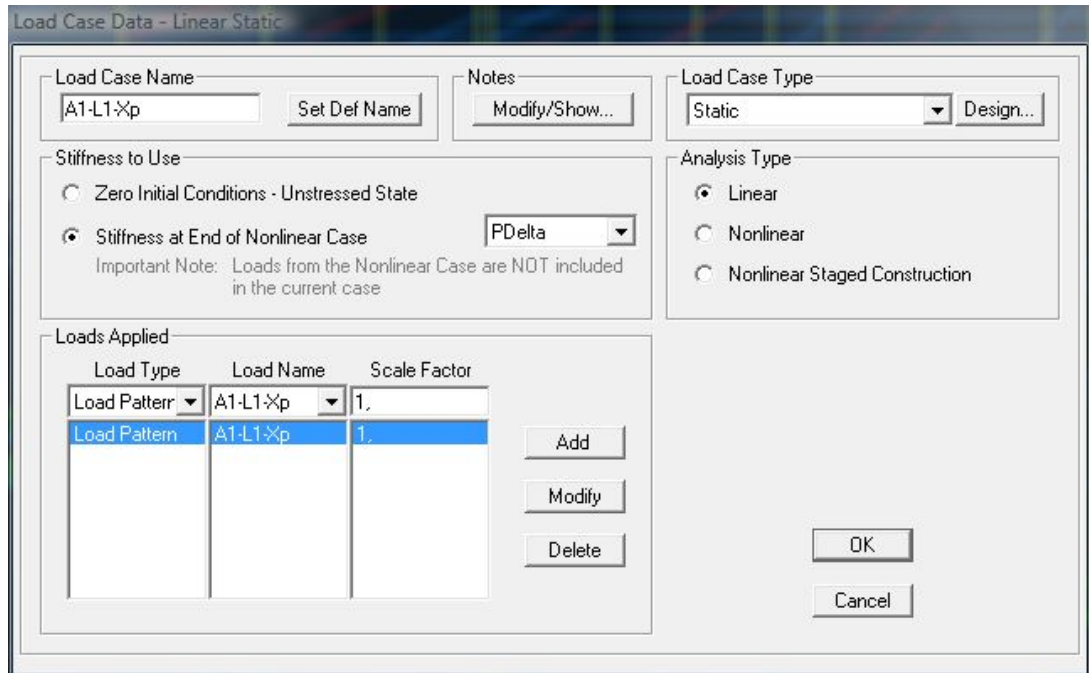
Şekil 6.8 : Kaldırılacak olan A1 kolonu kesit tesirleri

Daha sonra sistemin kilidi kaldırılarak kaldırılacak olan A1 elemanı yapısal modelden silinir ve normal dengedeki modelden elde edilen kesit tesirleri (Şekil 6.8), A1 kolonunun üst ucuna uç kuvvetler olarak aktarılır (Şekil 6.9). Bu işlem Bölüm 5.5.1'de anlatılan kiriş sürekliliğini sağlamak amacıyla yapılmıştır. Bu aktarılan uç kuvvetler gene 4 adet olacaktır çünkü X_p , X_n , Y_p ve Y_n için ayrı ayrıdır. Bunlar SAP2000'de $A1-L1-X_p$, $A1-L1-X_n$, $A1-L1-Y_p$ ve $A1-L1-Y_n$ olarak adlandırılacaktır. Şekil 6.9'da sadece $A1-L1-X_p$ gösterilmiştir.



Şekil 6.9 : A1 kolonu üst ucuna etki eden uç kuvvetlerin görünümü (A1-L1-Xp)

Bu uç kuvvetler ise SAP 2000'e A1-L1-Xp yük durumu başlığı altında statik, lineer ve önceden tanımlanmış olan PDelta rijitliği şeklinde Şekil 6.10'da görüldüğü gibi girilir. Dolayısıyla A1-L1-Xp, A1-L1-Xn, A1-L1-Yp ve A1-L1-Yn adı altında 4 adet daha yeni Load Case tanımlanmış olur.



Şekil 6.10 : İlerlemeli çökme analizi için kolon uç kuvvetlerinin girilmesi

Şimdi ise önceden oluşturulan *Pre* yükleme durumları, kaldırılan A1 kolonunun uç kuvvetlerini de işin içine katacak şekilde güncellenmesi gerekmektedir. *Forces-Xp*, *Forces-Xn*, *Forces-Yp* ve *Forces-Yn* olarak adlandırılan Load Case'ler artık *Pre-Xp*, *Pre-Xn*, *Pre-Yp* ve *Pre-Yn* olarak adlandırılan Load Case'lere dönüştürülecektir.

Bu kuvvet durumları ise SAP 2000'e *Pre-Xp* yük durumu başlığı altında statik, lineer olmayan ve P-Delta geometrik özellikleriyle Şekil 6.11'de görüldüğü gibi girilir. Dolayısıyla *Pre-Xp*, *Pre-Xn*, *Pre-Yp* ve *Pre-Yn* adı altında 4 adet daha yeni Load Case tanımlanmış olur. Bunların eski *Forces-Xp*, *Forces-Xn*, *Forces-Yp* ve *Forces-Yn* Load Case'lerinden farkı artık *A1-L1-Xp*, *A1-L1-Xn*, *A1-L1-Yp* ve *A1-L1-Yn* uç kuvvetlerini de içeriyor oluşlarıdır.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Pre-Xp [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case []

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

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL []

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1.2
Load Pattern	Q	0.5
Load Pattern	LaXp	1.
Load Pattern	A1-L1-Xp	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

- None
- P-Delta
- P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

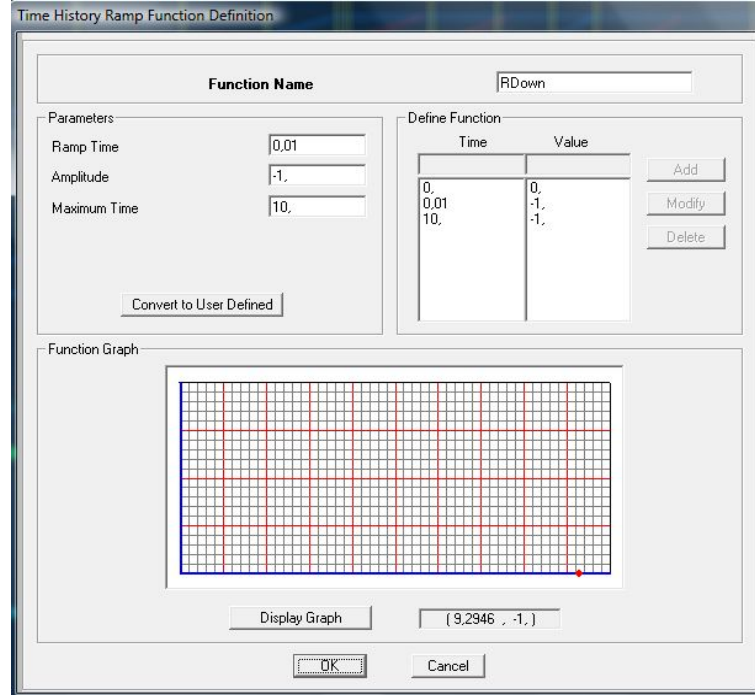
Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Şekil 6.11 : *Forces-Xp* yükleme durumunun *Pre-Xp* yükleme durumuna dönüştürülmesi

6.4 Lineer Olmayan Dinamik İlerlemeli Çökme Analizi (DNL-PC Analizi)

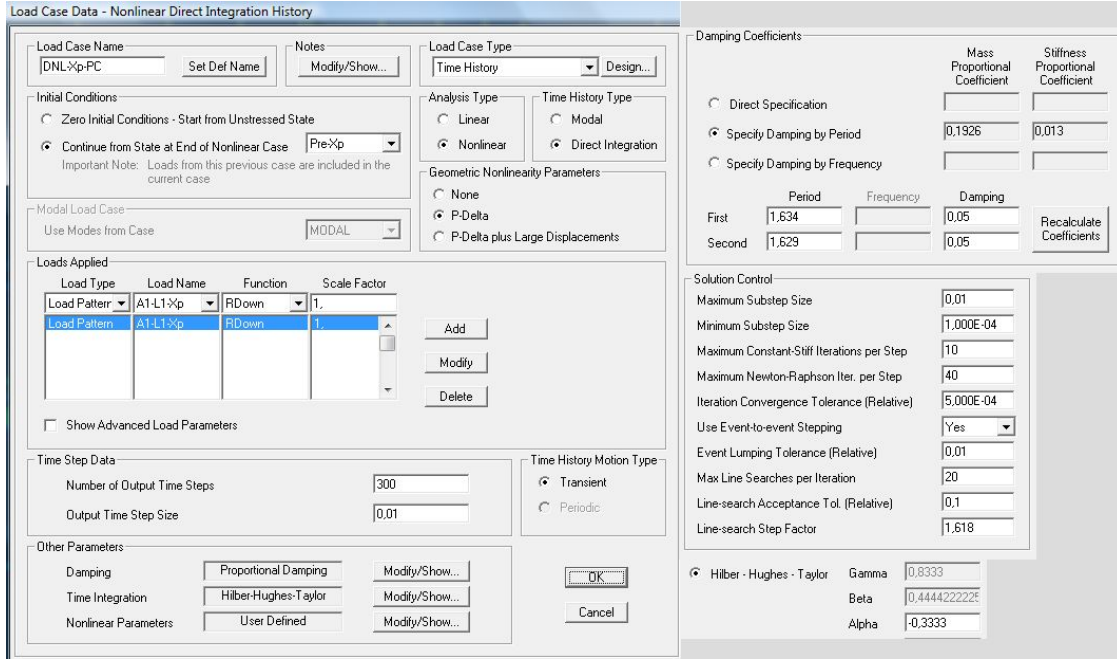
UFC 4-023-03'e göre, $AI-LI-Xp$ vb. uç kuvvetlerinde modele etkilmesiyle giriş sürekliliği sağlandıktan sonra, yapının çökmeye karşı göstereceği tepki periyodunun $1/10$ 'nun dan daha az sürede kolon kuvvetleri *RampDown* edilerek, kolonlar kaldırılmalıdır (Şekil 6.12). Yani özetle kolonlar sistemden aniden kaldırılmalıdır. Bu olayı SAP2000'de simule etmek için *RampDown* fonksiyonu kullanılır.



Şekil 6.12 : *RampDown* fonksiyonun SAP 2000'de tanımlanması

Lineer Olmayan Dinamik İlerlemeli Çökme Analizi (Non-linear Dynamic Progressive Collapse Analyses) SAP 2000'e *DNL-Xp-PC* yük durumu başlığı altında zamana bağlı (Time History), lineer olmayan, P-Delta geometrik özellikleriyle Şekil 6.13'de görüldüğü gibi girilir.

Başlangıç koşulu olarak *Pre-Xp* (kolonun kaldırılmasından sonraki yükleme durumu) seçilmelidir. Şekil 6.12'de görülen *RampDown* fonksiyonunda mutlaka seçilmelidir. Zaman aralığı $0.01s$ olarak alınmalı ve zaman adımı sayısı 300 olarak seçilmelidir. Bu değerler bize $0.01 \times 300 = 3s$ 'lik bir yapı davranışının, toplam 300 adımda ve her adımın boyutu $0.01s$ olacak şekilde görüntüsünü verecektir. Sönüm parametresi 0.05 ve binanın I. ve II. Doğal Titreşim Periyotları sırasıyla $1.634s$ ve $1.629s$ olarak alınmalıdır. Diğer alınacak değerler ise Şekil 6.13'de gösterilmiştir



Şekil 6.13 : İlerlemeli çökme analizi için DNL-XP-PC yükleme durumunun SAP2000’de oluşturulması

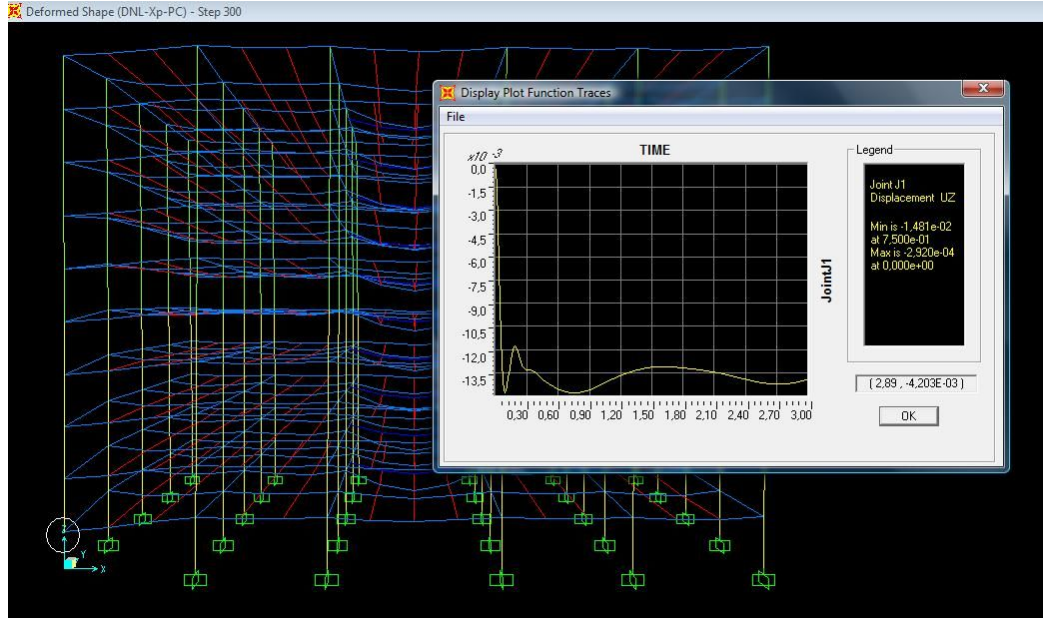
Tüm bu işlemler sonucu *DNL-Xp-PC* adı altında yeni bir Load Case tanımlanmış olur. Bu işlemler tek tek *DNL-Xn-PC*, *DNL-Yp-PC* ve *DNL-yn-PC* içinde ayrı ayrı tekrarlanarak diğer Load Case’lerde oluşturulmuş olur. Artık sistem Lineer Olmayan Dinamik İlerlemeli Çökme Analizi için hazır durumdadır ve analiz koşturularak sonuçlar incelenecektir. Analiz, kolonun çıkarıldığı düğüm noktasının hareketinde maksimum deplasmana ulaşılan veya bir düşey hareket çevrimi tamamlanana kadar devam etmelidir.

6.5 Ayrı Ayrı Kaldırılan Kolonlar İçin İlerlemeli Çökme Analizi Sonuçları

6.5.1 A1 kolonu için sonuçlar

A1 kolonunun kaldırılması ile yapılan Lineer Olmayan Dinamik İlerlemeli Çökme Analizi sonucu Şekil 6.14’de görülmektedir. Açıkça görülmektedir ki, herhangi bir plastik mafsall oluşmamış, düğüm noktası 1.39cm ’lik bir düşey deplasman göstermiş ve yapının geometrik davranışı elastik sınırlar içinde kalmıştır. Kolonunun kaldırılması yapının kendi kendini ayakta tutabilme kabiliyetini etkilememiş ve yapı ayakta kalmaya devam etmiştir. Bu nedenle modelin bu durum için yeniden dizaynı söz konusu değildir.

Şekil 6.14’de ayrıca düğüm noktasının ilk 3s içindeki salınımı gösterilmektedir. Düğüm noktası denge haline gelmeden gelmeden bir kaç salınım yapmış olup daha sonra denge konumuna ulaşmıştır ki bu kolonun kaldırılması sonucu oluşan salınımın yapı tarafından güvenli bir şekilde sönmüldürildiğini göstermektedir.

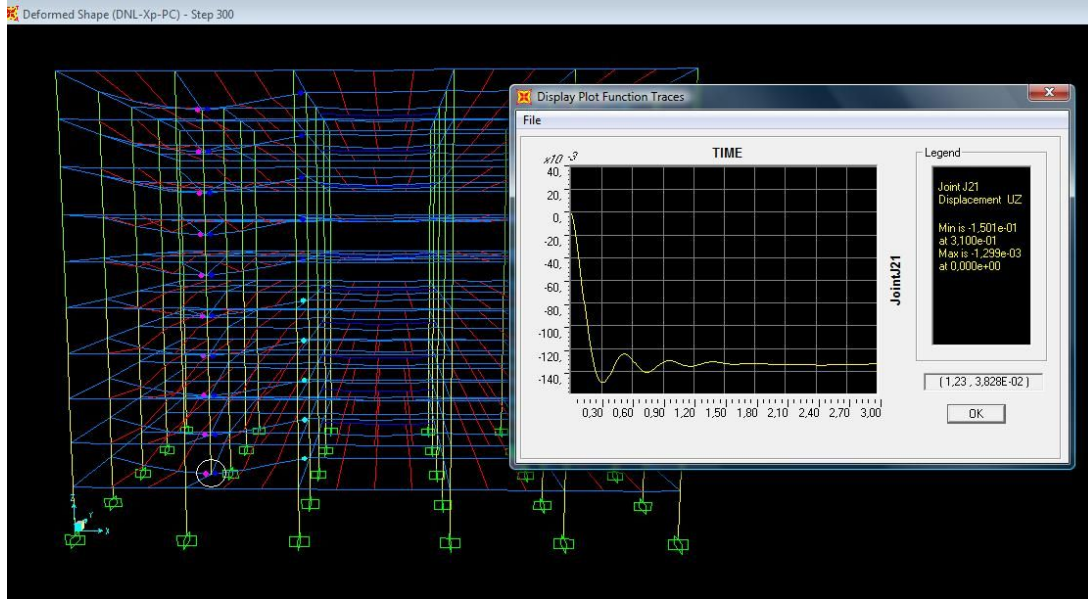


Şekil 6.14 : A1 kolonu kaldırılması sonucu *DNL-XP-PC* analizi sonucu

6.5.2 B2 kolonu için sonuçlar

Bölüm 6.1 – 6.5 arası anlatılan adımların hepsi tek tek B2 kolonu içinde uygulanarak sistem yeniden çözülür. Bu kolon için Lineer Olmayan Dinamik İlerlemeli Çökme Analizi sonucu Şekil 6.15’de görülmektedir. Açıkça görülmektedir ki, plastik mafsallar oluşmuş ancak göçme sınırına ulaşan herhangi bir plastik mafsal yoktur (sarı renkli mafsal yok) ve düğüm noktası 13.3cm ’lik bir düşey deplasman göstermiştir. Kolonunun kaldırılması yapının kendi kendini ayakta tutabilme kabiliyetini etkilememiş ve yapı ayakta kalmaya devam etmiştir. Bu nedenle modelin bu durum için yeniden dizaynı söz konusu değildir.

Şekil 6.15’de ayrıca düğüm noktasının ilk 3s içindeki salınımı gösterilmektedir. Düğüm noktası denge haline gelmeden bir kaç salınım yapmış olup daha sonra denge konumuna ulaşmıştır ki bu kolonun kaldırılması sonucu oluşan salınımın yapı tarafından güvenli bir şekilde sönmüldürildiğini göstermektedir.

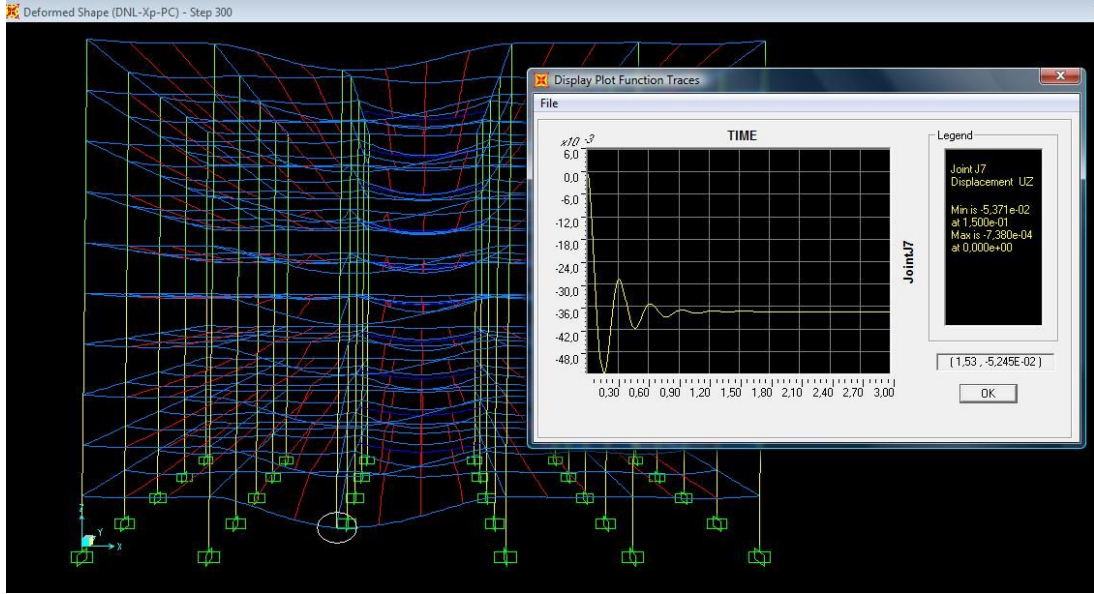


Şekil 6.15 : B2 kolonu kaldırılması sonucu *DNL-XP-PC* analizi sonucu

6.5.3 A3 kolonu için sonuçlar

Bölüm 6.1 – 6.5 arası anlatılan adımların hepsi tek tek A3 kolonu içinde uygulanarak sistem yeniden çözülür. Bu kolon için Lineer Olmayan Dinamik İlerlemeli Çökme Analizi sonucu Şekil 6.16’da görülmektedir. Açıkça görülmektedir ki, herhangi bir plastik mafsal oluşmamış, düğüm noktası 3.75cm ’lik bir düşey deplasman göstermiş ve yapının geometrik davranışı elastik sınırlar içinde kalmıştır. Kolonunun kaldırılması yapının kendi kendini ayakta tutabilme kabiliyetini etkilememiş ve yapı ayakta kalmaya devam etmiştir. Bu nedenle modelin bu durum için yeniden dizaynı söz konusu değildir.

Şekil 6.16’da ayrıca düğüm noktasının ilk $3s$ içindeki salınımı gösterilmektedir. Düğüm noktası denge haline gelmeden bir kaç salınım yapmış olup daha sonra denge konumuna ulaşmıştır ki bu kolonun kaldırılması sonucu oluşan salınımın yapı tarafından güvenli bir şekilde sönümlendirildiğini göstermektedir.

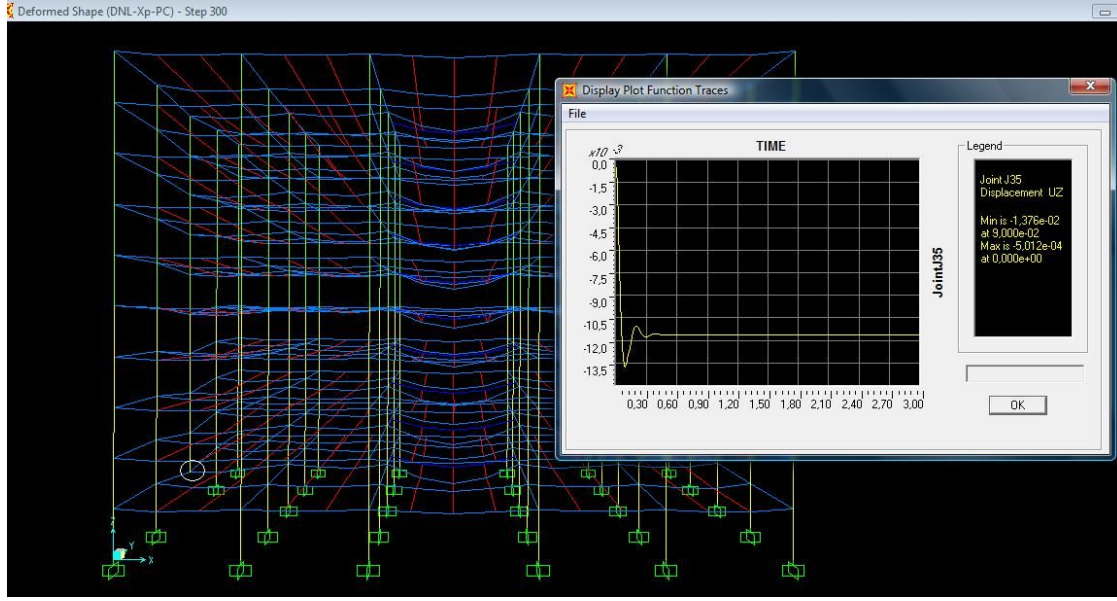


Şekil 6.16 : A3 kolonu kaldırılması sonucu *DNL-XP-PC* analizi sonucu

6.5.4 C1 kolonu için sonuçlar

Bölüm 6.1 – 6.5 arası anlatılan adımların hepsi tek tek C1 kolonu içinde uygulanarak sistem yeniden çözülür. Bu kolon için Lineer Olmayan Dinamik İlerlemeli Çökme Analizi sonucu Şekil 6.17’de görülmektedir. Açıkça görülmektedir ki, herhangi bir plastik mafsall oluşmamış, düğüm noktası 1.16cm ’lik bir düşey deplasman göstermiş ve yapının geometrik davranışı elastik sınırlar içinde kalmıştır. Kolonunun kaldırılması yapının kendi kendini ayakta tutabilme kabiliyetini etkilememiş ve yapı ayakta kalmaya devam etmiştir. Bu nedenle modelin bu durum için yeniden dizaynı söz konusu değildir.

Şekil 6.17’de ayrıca düğüm noktasının ilk $3s$ içindeki salınımı gösterilmektedir. Düğüm noktası denge haline gelmeden bir kaç salınım yapmış olup daha sonra denge konumuna ulaşmıştır ki bu kolonun kaldırılması sonucu oluşan salınımın yapı tarafından güvenli bir şekilde sönmüldüğünü göstermektedir.

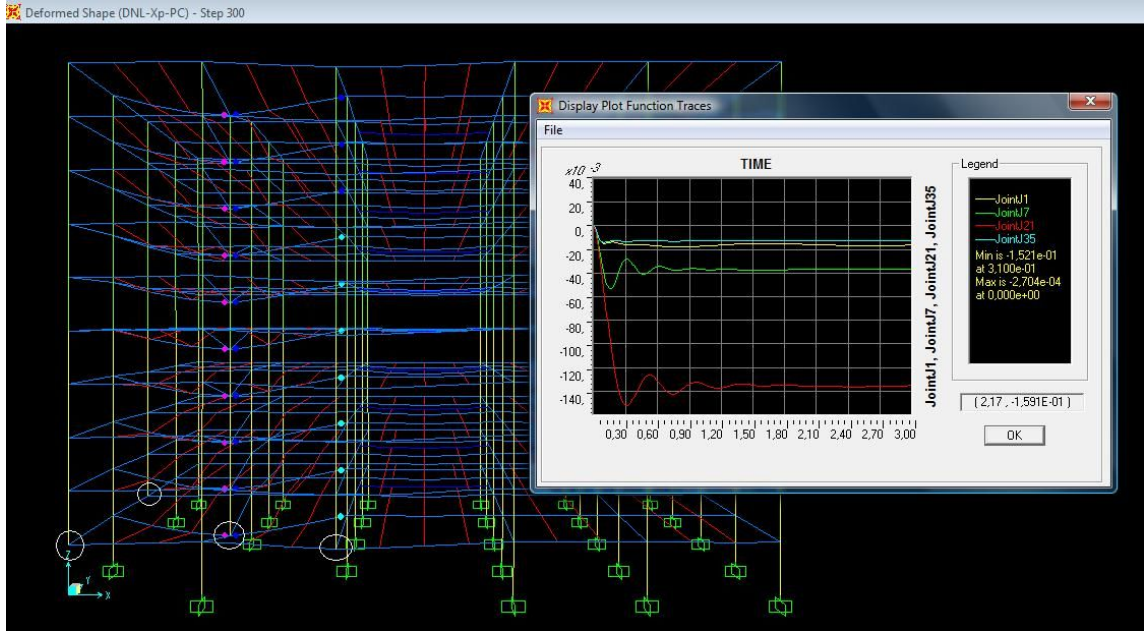


Şekil 6.17 : C1 kolonu kaldırılması sonucu *DNL-XP-PC* analizi sonucu

6.6 Aynı Anda Kaldırılan Kolonlar İçin İlerlemeli Çökme Analizi Sonuçları

Bölüm 6.1 – 6.5 arası anlatılan adımların hepsi tüm kolonların aynı anda kaldırılmasının incelenmesi için aynı anda bütün kolonlara uygulanarak sistem yeniden çözülür. Çoklu kaldırma için Lineer Olmayan Dinamik İlerlemeli Çökme Analizi sonuçları Şekil 6.18’de görülmektedir. Açıkça görülmektedir ki, plastik mafsallar oluşmuş ancak göçme sınırına ulaşan herhangi bir plastik mafsal yoktur (sarı renkli mafsal yok) ve düğüm noktaları maksimum 13.5cm’lik (B2’nin kaldırıldığı nokta) bir düşey deplasman göstermiştir. Böylelikle A1, B2, A3 ve C1 kolonlarının hem teker teker hem de aynı anda kaldırılması yapının kendi kendini ayakta tutabilme kabiliyetini etkilememiş ve yapı ayakta kalmaya devam etmiştir. Bu nedenle modelin şu ana kadar olan durumlar için yeniden dizaynı söz konusu değildir.

Şekil 6.18’de ayrıca düğüm noktalarının ilk 3s içindeki salınımları gösterilmektedir. Düğüm noktaları denge haline gelmeden bir kaç salınım yapmış olup daha sonra denge konumuna ulaşmıştır ki bu kolonların kaldırılması sonucu oluşan salınımların yapı tarafından güvenli bir şekilde söndürüldüğünü göstermektedir.



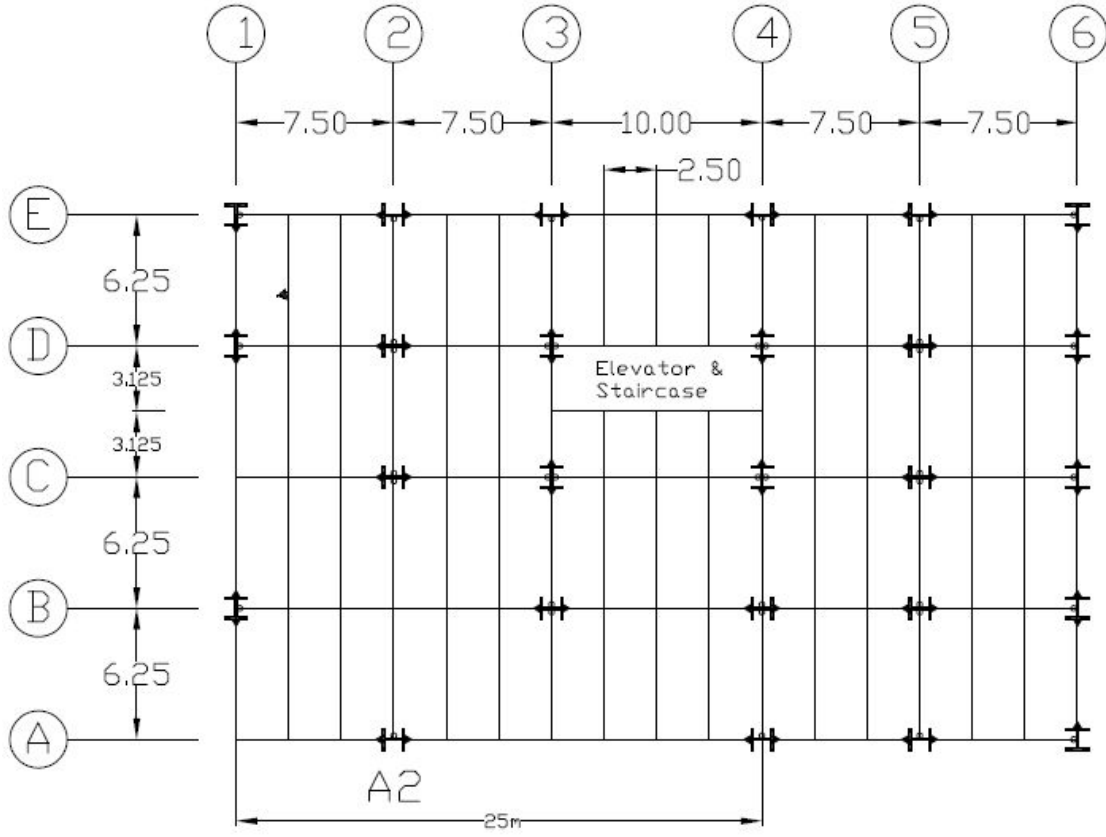
Şekil 6.18 : Seçilen bütün kolonların kaldırılması sonucu *DNL-XP-PC* analizi sonucu

6.7 Yapının Çökme Durumu

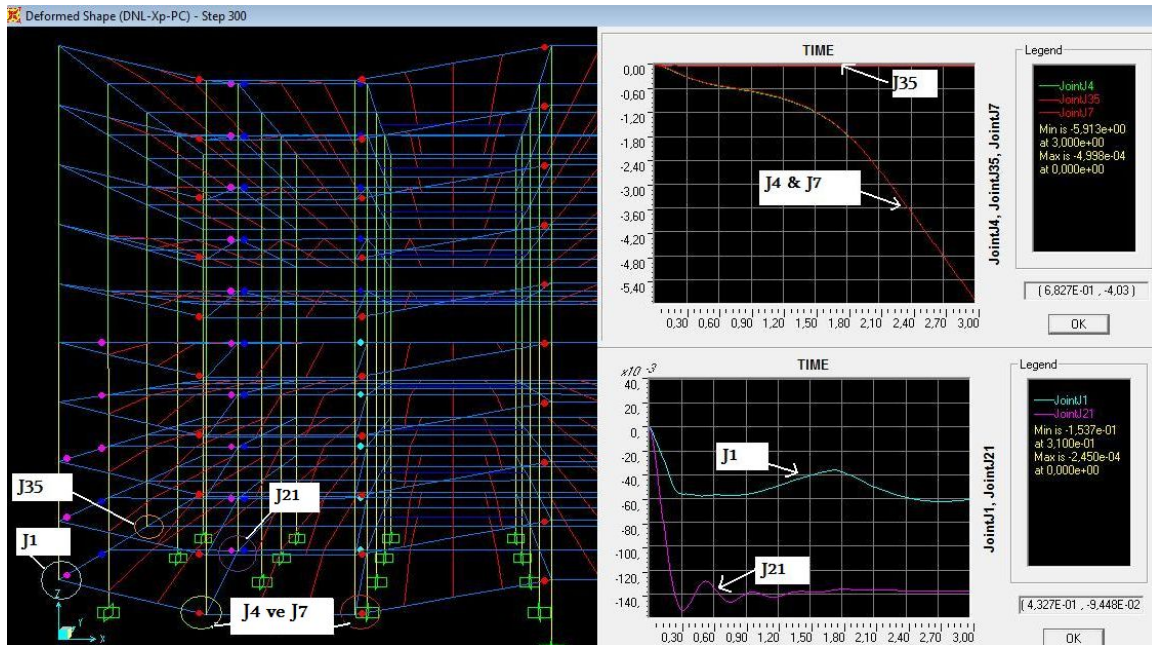
Şu ana kadar ayrı ayrı ya da beraber kaldırılan A1, B2, A3 ve C1 kolonları yapının çökmesine neden olmamıştır. Yapının geri kalan kolonları çökmeye karşı koymuş ve yapı ayakta kalmaya devam etmiştir. Son olarak diğer kolonlar haricinde Şekil 6.19’da görülen A2 kolonu kaldırılarak yapının çöküp çökmeyeceği incelenmiştir.

A2 kolonunun kaldırılması sonucu oluşan 25m açıklığı yapı karşılayamayacak duruma gelmiştir ve Şekil 6.20’de görüldüğü gibi plastik mafsallar göçme sınırını geçmiştir (kırmızı renkli) ve sonuç olarak yapı çökmüştür. Düşey yerdeğiştirmeler, J4 ve J7 düğüm noktalarında 6m olarak okunmuştur ki bu sonuç yapının çöktüğünü açıkça göstermektedir. Ayrıca J4 ve J7 düğüm noktalarının herhangi bir sönüm davranışı göstermediği gene Şekil 6.20’deki eğrilerde açıkça görülmektedir.

Böylelikle yapının herhangi bir köşesinde veya kenarında, iki veya üç kolon ardı ardına herhangi bir dış etken nedeni ile (patlama, çarpma vs.) yıkılırsa, yapının ilerlemeli çökmeye başlayacağı, ancak tekli kolon yıkılmalarında yapının güvenli bir şekilde ayakta kalmaya devam edeceği, sonuçlarına varılmıştır. Eğer yapı ilerlemeli çökmeye karşı yeniden dizayn edilecekse (bu çalışmada gerek görülmemiştir) bu durum göz önüne alınmalıdır. Kuşkusuz yapı kesitleri artırılarak yapının daha rijit bir hale getirilmesi sonucu bu yıkımların daha da önüne geçmek mümkündür.



Şekil 6.19 : A2 kolonunun yeri ve kaldırım sonrası oluşacak açıklık



Şekil 6.20 : Yapının çökme durumu için DNL-XP-PC analizi sonucu

7. SONUÇLAR

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, 10 katlı bir ofis binasının TS 648 ve DBYBHY 2007'ye göre boyutlandırılması yapılmış olup, Amerikan Savunma Bakanlığı'nın UFC 4-023-03 kistasına göre ilerlemeli çökmeye karşı davranışı incelenmiştir.

1. bölümde, yapısal model hakkında genel bilgi verilmiştir. Buna göre yapı normal süneklik özelliği gösteren, kompozit döşeme sisteminde teşkil edilen ve genel hatlarıyla rijit çerçevelerden oluşan bir yapıdır. Kolonların yerleşim özelliklerine göre yapı x ve y doğrultularında yatay kuvvetleri karşılamaktadır. 1. bölümde ayrıca yapının deprem karakteristik özellikleri üzerinde durulmuştur ve yapıda kullanılacak olan malzemeler hakkında bilgi verilmiştir.

2. bölümde, yapıya etki eden düşey ve yatay yüklerin analizi TS 498'e göre yapılmıştır. Düşey yükler olan ölü ve hareketli yüklerin hesabı ve yapı üzerinde dağılımı anlatılmıştır. Yapılan hesap sonucu çatı katında birim alana düşen ölü yüklerin, çatıdaki karkas ve kaplama malzemeleri göz önüne alındığında, ara katlara göre daha fazla olduğu sonucuna varılmıştır. Kolon ve kiriş yükleride ölü yüklere dahil edilmiş olup yapının SAP 2000'deki hesabında ağırlığı sıfır alınmıştır. Ayrıca ara kat bölme duvar ağırlıklarında hareketli yüklere dahil edilmiştir.

Yapının deprem yükü hesabının Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'ne göre yapılacağı sonucuna varılmış ve taban kesme kuvvetleri x ve y yönünde hesaplanmıştır. Katlara etki eden eşdeğer deprem yükü SAP 2000'de her rijit diyaframın kütle merkezine etki edecek şekilde modellenmiştir. Rüzgar yükü hesabı ise gene TS 498'in öngördüğü şekilde yapılmıştır ve SAP 2000'de katlara etki eden yanal yayılı yükler olarak modellenmiştir.

2. bölüm yapı sisteminin analizi ile sonlandırılmış ve yapının en üst kat maksimum deplasmanı bulunmuştur. Daha sonra yapı görelî kat ötelemelerinin ve II. Mertebe etkilerinin kontrolü yapılarak gereken sınırlar içinde kaldıkları sonucuna varılmıştır.

3. bölümde, yapı elemanlarının boyutlandırılması anlatılmıştır. Döşeme kirişlerinin IPE 270, kat kirişlerinin HE 450B, kolonların ise HE 600B ve HE 700M profilleri kullanılarak boyutlandırılacağı sonucuna varılmıştır. Döşeme kirişlerinin kompozit kiriş olarak boyutlandırılırsa IPE 270, basit kiriş olarak boyutlandırılır ise IPE 330 profili kullanılması gerektiği sonucuna varılmış bu nedenle daha ekonomik olan kompozit döşeme sistemi yapı için seçilmiştir. Ayrıca gene malzeme tasarrufu açısından, azalan yüklerle paralellik göstererek, 5. kattan sonrası için kolon kesitlerinin düşürülmesi yoluna gidilmiştir.

4. bölümde, yapı birleşim detaylarının hesabı ve temel hesabı anlatılmıştır. Yapılan hesaplar sonucunda döşeme kirişi ile kat kirişi birleşimlerinde yüksek mukavemetli bulonlu birleşim tercih edilmiştir. Kat kirişi ile kolonların mafsallı birleşimde gene yüksek mukavemetli bulonlu birleşim ancak rijit birleşiminde ise DBYBHY 2007 – Ek 4A’da verilen kaynaklı birleşim detayı tercih edilmiştir. Kuşkusuz birleşim detaylarında kullanılacak yöntem o yapı için gereken en optimum ve en güvenli yöntem olmalıdır ve buda mühendisin tecrübesi ve takdiri ile doğru orantılıdır.

Bunlara ek olarak kolon eklerinde önerilmeli yüksek mukavemetli bulonlar kullanılmıştır. Ankastre kolon ayaklarında ise uygun ve yeter miktarda ankraj bulonları kullanılmış olup bunların temele bağlantısı ankraj profilleri ile sağlanmıştır. Temel hesabı ise TS 500’e göre yapılmış olup temel yüksekliğinin 1.5m olarak alınması uygun görülmüştür.

5. bölümde, Almanya’da, Hamburg Teknik Üniversitesi’nde yürütülen ilerlemeli çökmeye karşı yapının incelenmesi ile ilgili çalışmanın teorisi anlatılmıştır. İlerlemeli çökmenin öneminden bahsedilmiş, uygulanması gereken yollar ve seçilecek analiz prosedürleri açıklanmıştır. Ayrıca yapıya uygulanması gereken yeni yüklerin hesabı anlatılmıştır.

6. ve son bölümde ise, yapının ilerlemeli çökmeye karşı yeniden dizaynının gerekli olup olmadığı incelenmiştir. 5. bölümde anlatılanlar ışığında, yapının Bina Önem Katsayısı, OC II Opsiyon 2 olarak belirlenmiş ve çözüm metodu olarak Alternatif

Yol Metodu seçilmiştir. Bu metod seçilmiştir çünkü amaç herhangi bir yapısal elemanın yokluğunda yapının, o eksik olan parçanın üstesinden gelerek ayakta kalma kabiliyetini gösterebilmesini saptamaktır. Ayrıca Lineer Olmayan Dinamik Prosedür'ün İlerlemeli Çökme Analizi için kullanılması gerektiği sonucuna varılmıştır çünkü amaç diğer analiz prosedürlerine kıyasla en yakınsak ve hassas sonucu bulmaktır. Ayrıca yük artım faktöründen kurtularak işlem kolaylığı sağlamaktır.

Öncelikle A1, B2, A3 ve C1 kolonları teker teker yapısal sistemden kaldırılmış ve yapının çöküp çökmeyeceği incelenmiştir. Ancak kolonun kaldırıldığı düğüm noktasında maksimum deplasmana ulaşılmış ve salınımın yapı tarafından sönümlenerek herhangi bir çökme durumu oluşmamıştır. Daha sonra A1, B2, A3 ve C1 kolonları aynı anda yapısal sistemden kaldırılmış ve sonuçlar incelenmiştir. Ancak gene kolonların kaldırıldığı düğüm noktalarında maksimum deplasmana ulaşılmış ve salınımlar yapı tarafından sönümlenerek herhangi bir çökme durumu oluşmamış ve yapı güvenle ayakta kalmaya devam etmiştir.

Son olarak diğer kolonlara ek olarak A2 kolonu rastgele seçilmiş ve yapının bu kolonda diğerleri ile birlikte kaldırıldığı zaman ayakta kalıp kalmayacağı analiz edilmiştir ve bu sefer yapının çöktüğü sonucuna varılmıştır. Yapı, cephesinde ki 25m'lik bir açıklığa karşılık verememiş ve sonuç olarak ilerlemeli olarak çökmeye başlamıştır. Yapının dışarıdan içeri doğru olarak, adeta domino taşlarının birbirlerini devirmesi gibi (zipper type), ilerleyen bir mekanizma şeklinde çökeceği varsayımı yapılmıştır. Varsayım denmektedir çünkü bu çökme mekanizması devam etmeyip yapının orta kısımlarında da son bulabilir. Bunun örnekleri gerçek hayatta Alfred P. Murrah Binasında olduğu gibi görülmüştür. Yapının ilerlemeli çökme mekanizmasının nasıl devam edeceği ayrı bir inceleme ve tez konusudur.

Böylelikle yapının, herhangi bir köşesinde veya kenarında (yapı simetrik olduğu için sonuç genelleştirilebilir), iki veya üç kolon ardı ardına, herhangi bir dış etken nedeni ile (patlama, çarpma vs.) yıkılırsa, yapının ilerlemeli çökmeye başlayacağı, ancak tekli kolon yıkılmalarında yapının güvenli bir şekilde ayakta kalmaya devam edeceği, sonuçlarına varılmıştır. Eğer yapı ilerlemeli çökmeye karşı yeniden dizayn edilecekse bu durum göz önüne alınmalıdır. Ancak bu çalışmada, tekli kolon yıkılmalarına karşı binanın ayakta kalma kabiliyeti yeterli görülmüş ve yapı yeniden

dizayn edilmemiştir. Kuşkusuz, kolon ve kiriş kesitleri arttırılarak yapının daha rijit bir hale getirilmesi sonucu bu yıkımların daha da önüne geçmek mümkündür. Belki ekonomik açıdan olumlu sonuçlar alınmayacak ancak olası insan kayıpları mümkün olduğunca azaltılacaktır.

KAYNAKLAR

- DASt**, 1976. Deutschen Ausschuss für Stahlbau, Richtlinie 10
- DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- Deren, H.**, (1995). *Çelik Yapılar*, II. Baskı, İTÜ Rektörlüğü, Maslak, İstanbul
- DIN 18800 Part 7**, 1990. Fabrication, Verification of Suitability for Welding
- Ersoy, U., Özcebe, G.** (2001). *Betonarme*, Evrim Yayınevi, Kadıköy, İstanbul
- Kaplan, A., S.** (2003). *Betonarme*, Bilbeyki Yayınları, İstanbul
- Kaplan, A., S.** (2004). *Betonarme Yapı Elemanları*, Bilbeyki Yayınları, İstanbul
- TS-498**, 1987. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- TS-648**, 1980. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- TS-3357**, 1980. Çelik Yapılarda Kaynaklı Birleşimlerin Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- UFC 4-023-03**, 2009. Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria, *Department of Defense*, USA.
- Url-1** <<http://www.kentbaby.co.uk>>, alındığı tarih : 11.11.2011.
- Url-2** <<http://www.wikipedia.org>>, alındığı tarih : 11.11.2011.
- Url-3** <<http://www.oklahomacitynationalmemorial.org>>, alındığı tarih : 23.11.2011.
- Url-4** <<http://www.historycommons.org>>, alındığı tarih : 23.11.2011.

EKLER

EK A – DBYBHY 2007’den Alıntı Çizelgeler

Çizelge A.1 : Etkin Yer İvmesi Katsayısı (A_0)

<i>Deprem Bölgesi</i>	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

Çizelge A.2 : Bina Önem Katsayısı (I)

<i>Binanın Kullanım Amacı veya Türü</i>	<i>Bina Önem Katsayısı (I)</i>
1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1.5
2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler	1.4
3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1.2
4. Diğer binalar Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1.0

Çizelge A.3 : Spektrum Karakteristik Periyotları (T_A, T_B)

<i>Tablo 6.2'ye göre Yerel Zemin Sınıfı</i>	T_A (saniye)	T_B (saniye)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

Çizelge A.4 : Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)

<i>BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ</i>	<i>Süneklik Düzeyi Normal Sistemler</i>	<i>Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler</i>
(1) YERİNDE DÖKME BETONARME BİNALAR		
(1.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	4	8
(1.2) Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı binalar.....	4	7
(1.3) Deprem yüklerinin tamamının boşluksuz perdelerle taşındığı binalar.....	4	6
(1.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar..	4	7
(2) PREFABRİKE BETONARME BİNALAR		
(2.1) Deprem yüklerinin tamamının bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen çerçevelerle taşındığı binalar	3	7
(2.2) Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar.....	—	3
(2.3) Deprem yüklerinin tamamının prefabrike veya yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı, çerçeve bağlantıları mafsallı olan prefabrike binalar..	—	5
(2.4) Deprem yüklerinin, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen prefabrike çerçeveler ile yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar	3	6
(3) ÇELİK BİNALAR		
(3.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar.....	5	8
(3.2) Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar.....	—	4
(3.3) Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu.....	4	5
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu.....	—	7
(c) Betonarme perdelerin kullanılması durumu.....	4	6
(3.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar		
(a) Çaprazların merkezi olması durumu.....	5	6
(b) Çaprazların dışmerkez olması durumu.....	—	8
(c) Betonarme perdelerin kullanılması durumu.....	4	7

Çizelge A.5 : Eşdeğer Deprem Yüğü Yönt. Uygulanacağı Binalar

<i>Deprem Bölgesi</i>	<i>Bina Türü</i>	<i>Toplam Yükseklik Sınırı</i>
1, 2	Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı binalar	$H_N \leq 25$ m
1, 2	Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı ve ayrıca B2 türü düzensizliğinin olmadığı binalar	$H_N \leq 40$ m
3, 4	Tüm binalar	$H_N \leq 40$ m

Çizelge A.6 : Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n)

<i>Binanın Kullanım Amacı</i>	<i>n</i>
Depo, antrepo, vb.	0.80
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0.60
Konut, işyeri, otel, hastane, vb.	0.30

Çizelge A.7 : Arttırma Katsayıları (D_a)

Yapı Çeliği Sınıfı ve Eleman Türü	D_a
Fe 37 çeliğinden imal edilen hadde profilleri	1.2
Diğer yapı çeliklerinden imal edilen hadde profilleri	1.1
Tüm yapı çeliklerinden imal edilen levhalar	1.1

Çizelge A.8 : Büyütme Katsayıları (Ω_0)

Taşıyıcı Sistem Türü	Ω_0
Süneklik düzeyi yüksek çerçeveler	2.5
Süneklik düzeyi normal çerçeveler	2.0
Merkezi çelik çaprazlı perdeler (süneklik düzeyi yüksek veya normal)	2.0
Dışmerkez çelik çaprazlı perdeler	2.5

Çizelge A.9 : Enkesit Koşulları

<i>Eleman Tanımı</i>	<i>Narinlik Oranları</i>	<i>Sınır Değerler</i>	
		<i>Süneklik Düzeyi Yüksek Sistem</i>	<i>Süneklik Düzeyi Normal Sistem</i>
Eğilme ve Eksenel basınç etkisindeki I Kesitlerinde U Kesitlerinde	$b/2t$ b/t	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$0.5\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Eğilme etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$3.2\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$5.0\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Basınç etkisindeki T Kesitleri L Kesitleri	h/t_w	$0.3\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$0.5\sqrt{E_s/\sigma_s}$
Eğilme ve eksenel basınç etkisindeki I Kesitleri U Kesitleri	h/t_w	$ N_d/\sigma_s A \leq 0.10$ için $3.2\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_s A \leq 0.10$ için $5.0\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(1 - 1.7 \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$
		$ N_d/\sigma_s A > 0.10$ için $1.33\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$	$ N_d/\sigma_s A > 0.10$ için $2.08\sqrt{E_s/\sigma_s} \left(2.1 - \left \frac{N_d}{\sigma_s A} \right \right)$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dairesel halka kesitler (borular)	D/t	$0.05 \frac{E_s}{\sigma_s}$	$0.08 \frac{E_s}{\sigma_s}$
Eğilme veya eksenel basınç etkisindeki dikdörtgen kutu kesitler	b/t veya h/t_w	$0.7\sqrt{E_s/\sigma_s}$	$1.2\sqrt{E_s/\sigma_s}$

EK B – TS 498 ve TS 500'den Alıntı Çizelgeler

Çizelge B.1 : Yükseliğe Bağlı Olarak Rüzgar Hızı ve Emme

Zeminden Yükseklik m	Rüzgar Hızı v m/s	Emme q (kN/m ²)
0 - 8	28	0,5
9 - 20	36	0,8
21 - 100	42	1,1
> 100	46	1,3

Çizelge B.2 : Donatı Çeliği Mekanik Özellikleri

Mekanik Özellikler	Donatı Çubukları			Hasır Donatı		
	Doğal Sertlikte			Soğukta İşlem Görmüş		
	S220a	S420a	S500a	S420b	S500bs	S500bk
Minimum akma dayanımı f _{yk} (MPa)	220	420	500	420	500	500
Minimum kopma dayanımı f _{su} (MPa)	340	500	550	550	550	550
φ ≤ 32 Minimum kopma uzaması ε _{su} (%)	18	12	12	10	8	5
Minimum kopma uzaması ε _{su} (%)	18	10	10	10	8	5

Çizelge B.3 : Beton Sınıfları ve Dayanımları

Beton Sınıfı	Karakteristik Basınç Dayanımı, f _{ck} MPa	Eşdeğer Küp (150 mm) Basınç Dayanımı MPa	Karakteristik Eksenel Çekme Dayanımı, f _{ctk} MPa	28 Günlük Elastisite Modülü E _c MPa
C16	16	20	1,4	27 000
C18	18	22	1,5	27 500
C20	20	25	1,6	28 000
C25	25	30	1,8	30 000
C30	30	37	1,9	32 000
C35	35	45	2,1	33 000
C40	40	50	2,2	34 000
C45	45	55	2,3	36 000
C50	50	60	2,5	37 000

EK C – Deren, H.’den Alıntı Çizelgeler

Çizelge C.1 : SL ve SLP Tipi Birleşimlerde τ_{sem} gerilmeleri (kg/cm^2)

Birleşim	SL		SLP	
	H	HZ	H	HZ
Yükleme Hali	2400	2700	2800	3200

Çizelge C.2 : SL ve SLP Tipi Birleşimlerde σ_{lsem} gerilmeleri (kg/cm^2)

Birleşim Çeşidi	Birleştirilen Yapı Elemanlarının Malzemesi					
	ST 37		ST 44		ST 52	
	Yükleme Hali					
	H	HZ	H	HZ	H	HZ
SL	2800	3200	3250	3700	4200	4700
SLP	3200	3600	3730	4200	4800	5400

Çizelge C.3 : GV ve GVP Tipi Birleşimlerde σ_{lem} gerilmeleri (kg/cm^2)

Birleşim Çeşidi	Birleştirilen Yapı Elemanlarının Malzemesi			
	ST 37		ST 52	
	Yükleme Hali			
	H	HZ	H	HZ
GV ve GVP	4800	5400	7200	8100

ÖZGEÇMİŞ



- Ad Soyad :** Ahmet Serdar Şehirli
- Doğum Yeri ve Tarihi :** İstanbul - 23/08/1986
- Adres :** Dr. Muhit Tümerkan Sok. Abdullah Bey Apt. 6/10
Feneryolu - ISTANBUL
- E-Posta :** ahmetsehirali@gmail.com
- Lisans :** İstanbul Üniversitesi Jeofizik Mühendisliği (2008)
İstanbul Üniversitesi İnşaat Mühendisliği (2009)
- Ödüller :** Jeofizik Mühendisliği Bölüm Üçüncüsü