İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

49 KATLI BİR YAPININ ÇELİK VE KOMPOZİT OLARAK TASARLANIP, YAPISAL DAVRANIŞ VE MALİYET AÇISINDAN KARŞILAŞTIRILMASI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Yetkin ÇİLİNGİR

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Yapı Mühendisliği

Tez Danışmanı: Y. Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN

TEMMUZ 2010

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

49 KATLI BİR YAPININ ÇELİK VE KOMPOZİT OLARAK TASARLANIP, YAPISAL DAVRANIŞ VE MALİYET AÇISINDAN KARŞILAŞTIRILMASI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Yetkin ÇİLİNGİR
(501071146)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 07 Mayıs 2010
Tezin Savunulduğu Tarih : 11 Haziran 2010

Tez Danışmanı : Y. Doç. Dr. Barlas Ö. ÇAĞLAYAN (İTÜ)

Diğer Jüri Üyeleri : Doç. Dr. Filiz PİROĞLU (İTÜ)

Y. Doç. Dr. Meltem ŞAHİN (MSÜ)

TEMMUZ 2010

Üzerimde emeği geçen herkese,

ÖNSÖZ

Lisans ve yüksek lisans öğrenimim sırasında kendisinden almış olduğum dersler sayesinde, bana bir mühendislik bakış açısı kazandıran, tez çalışmam süresince bana değerli vaktini ayıran ve her konuda yardımını esirgemeyen danışmanım Sayın Y. Doç. Dr. Barlas Özden ÇAĞLAYAN' a sonsuz teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmam sırasında, zaman ayırıp yardımcı olan büyük şefim Tolga YAZAN, format danşmanım N. Deniz GEZEN, en zor zamanlarımda desteğini esirgemeyen Meltem AKER, emeği geçen arkadaşlarım Tarık SULKALAR ve Utku ÇUKURLUOĞLU, sizlere sonsuz teşekkür ederim. Uzaktan desteğini, mesleki bilgi ve tecrübelerini esirgemeyen Hüdai KAYA' ya teşekkürü borç bilirim.

Beni bu Dünya' ya getiren ve kahrımı çeken, eğitim sürecimde hiçbir fedakarlıktan kaçınmayan, umudumun azaldığı zamanlarda ışığı gösteren canım ailem… Kimse yokken siz vardınız, biliyorum herkes gitse yine siz var olacaksınız. Kepimi göremediniz, bu nacizane tezi rafınızda görmek varmış.

Temmuz 2010 Yetkin ÇİLİNGİR

(İnşaat Mühendisi)

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ ..... **v**
İÇİNDEKİLER ..... **vii**
KISALTMALAR ..... **xi**
ÇİZELGE LİSTESİ ..... **xiii**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xv**
ÖZET ..... **xvii**
SUMMARY ..... **xix**
1. GİRİŞ **1**
1.1 Konu 1
1.2 Konu İle İlgili Yapılan Çalışmalar 2
2. YAPI TANITIMI VE YÜK ANALİZİ **9**
2.1 Çelik Çaprazlı Perdeli Yapının(ÇÇPY) Tanıtımı 9
2.1.1 Genel bilgiler 9
2.1.2 Taşıyıcı sistem özelliği 10
2.1.3 Tasarımda sağlanması gereken koşullar 15
2.2 Betonarme Perde Çekirdekli Kompozit Yapının(BPÇKY) Tanıtımı 16
2.2.1 Genel bilgiler 16
2.2.2 Taşıyıcı sistem özelliği 18
2.2.3 Tasarımda sağlanması gereken koşullar 21
2.3 Genel Tasarım Parametreleri 22
2.3.1 Proje genel bilgileri ve analiz parametreleri 22
2.3.2 Tasarım genel bilgileri 23
2.3.3 Analiz ve tasarımda kullanılan yönetmelikler 26
2.4 Maksimum Kazık Taşıma Gücü Hesabı 27
2.5 Yük Analizi 28
2.5.1 Düşey yükler 28
2.5.1.1 Kat döşemesi kaplama yükü 28
2.5.1.2 Apartman holü kaplama yükü 29
2.5.1.3 Bahçe döşemesi kaplama yükü 29
2.5.1.4 Asma tavan yükü 29
2.5.1.5 Çatı kaplama yükü 29
2.5.1.6 Cephe kaplama yükü 29
2.5.1.7 İç ve dış duvar yükü 29
2.5.1.8 Hareketli yükler 30
2.5.1.9 Kar ve buz yükü 30
2.5.2 Yatay yükler 31
2.5.2.1 Toprak itkisi 31
2.5.2.2 Rüzgar yükleri 32
2.5.2.3 Deprem yükleri 32
2.6 Yük Kombinasyonları 33

2.7 Malzeme Özellikleri 37
2.7.1 Beton ve donatı çeliği özellikleri 37
2.7.2 Yapı çeliği malzeme özellikleri 38
3. ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELİ YAPI ANALİZ SONUÇLARI 39
3.1 Yapı Davranışının Değerlendirilmesi 39
3.1.1 Periyod ve mod şekilleri 39
3.1.2 Taban kesme kuvvetleri 41
3.1.3 Göreli kat ötelemesi kontrolü 42
3.1.4 Yatay deplasman kontrolü 43
3.2 Düzensizlik Kontrolleri 43
3.3 DBYBHY 2007' ye Göre Kontroller 44
3.3.1 Madde 4.3.1.1 44
3.3.2 Madde 4.3.1.2 46
3.3.3 Madde 4.3.2.1 46
3.3.4 Madde 4.6.1.2 47
3.3.5 Madde 4.6.2 47
3.3.6 Madde 4.8.2 47
3.3.7 Madde 4.8.3 (Bağ kirişinin yanal doğrultuda mesnetlenmesi) 49
3.3.8 Madde 4.8.4 (Bağ kirişi dönme açısı) 49
3.3.9 Madde 4.6.4 (Özel çapraz düzenleri için ek koşullar) 49
3.4 Çelik Elemanların Tasarımı 50
3.5 Bodrum Perdelerinin Tasarımı 58
3.6 Kompozit Döşeme Tasarımı 59
3.7 Temel Tasarımı 63
3.7.1 Zemin emniyet gerilmesi 63
3.7.2 Temel betonarme hesabı 65
3.8 Metraj ve Yaklaşık Kaba İnşaat Keşfi 66
4. BETONARME PERDE ÇEKİRDEKLİ KOMPOZİT YAPI ANALİZ SONUÇLARI 69
4.1 Yapı Davranışının Değerlendirilmesi 69
4.1.1 Periyod ve mod şekilleri 69
4.1.2 Taban kesme kuvvetleri 71
4.1.3 Göreli kat ötelemesi kontrolü 72
4.1.4 Yatay deplasman kontrolü 73
4.2 Düzensizlik Kontrolleri 73
4.3 DBYBHY 2007' ye Göre Kontroller 74
4.3.1 Madde 4.3.1.1 80
4.3.2 Madde 4.3.1.2 80
4.3.3 Madde 4.3.2.1 81
4.3.4 Madde 4.6.1.2 81
4.4 Çelik Elemanların Tasarımı 82
4.5 Betonarme Kiriş Tasarımı 85
4.5.1 B30/70 betonarme kirişinin tasarımı 85
4.5.2 B40/70 betonarme kirişinin tasarımı 86
4.5.3 86
4.5.4 B50/70 betonarme kirişinin tasarımı 86
4.5.5 B60/70 betonarme kirişinin tasarımı 87
4.6 Bodrum Perdelerinin Tasarımı 87
4.7 Betonarme Deprem Perdelerinin Tasarımı 87
4.7.1 P30/580 perdesinin tasarımı 88

4.7.2 P40/580 perdesinin tasarımı ... 88
4.7.3 P50/580 perdesinin tasarımı ... 89
4.7.4 P30/400 perdesinin tasarımı ... 90
4.7.5 P40/400 perdesinin tasarımı ... 90
4.7.6 P50/400 perdesinin tasarımı ... 91
4.7.7 P30/180 perdesinin tasarımı ... 92
4.7.8 P40/180 perdesinin tasarımı ... 92
4.7.9 P50/180 perdesinin tasarımı ... 93
4.7.10 P30/380 perdesinin tasarımı ... 94
4.7.11 P60/380 perdesinin tasarımı ... 94
4.8 Kompozit Döşeme Tasarımı ... 95
4.9 Temel Tasarımı ... 95
4.9.1 Zemin emniyet gerilmesi ... 95
4.9.2 Temel betonarme hesabı ... 97
4.10 Metraj ve Yaklaşık Kaba İnşaat Keşfi ... 98
5. SONUÇ VE ÖNERİLER ... 101
5.1 Sonuçların Karşılaştırılması ... 101
5.1.1 Periyod ve mod şekilleri ... 101
5.1.2 Taban kesme kuvvetleri ... 103
5.1.3 Göreli kat ötelemeleri ... 103
5.1.4 Yatay deplasmanlar ... 104
5.1.4.1 ÇÇPY yatay deplasman değeri 104
5.1.4.2 BPÇKY yatay deplasman değeri 104
5.1.5 Zemin gerilmeleri ve kazık boyları ... 104
5.1.5.1 ÇÇPY zemin gerilmesi ve gerekli kazık boyu 104
5.1.5.2 BPÇKY zemin gerilmesi ve gerekli kazık boyu 105
5.1.6 Temel tasarımları ... 105
5.1.7 Yaklaşık metraj ve keşif bedelleri ... 106
5.2 Öneriler ... 106
5.2.1 Yangın koruma ... 106
5.2.2 Projelendirme önerisi ... 107
5.3 Sonuç ve Değerlendirme ... 108
KAYNAKLAR ... 109
EKLER ... 111

KISALTMALAR

DBYBHY '07: Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik '07
İYBDY : İstanbul Yüksek Binalar Derpem Yönetmeliği
İYBRY : İstanbul Yüksek Binalar Rüzgar Yönetmeliği
ÇÇPY : Çelik Çaprazlı Perdeli Yapı
BPÇKY : Betonarme Perde Çekirdekli Kompozit Yapı
THY : Türk Hava Yolları
HABOM : Havacılık Bakım Onarım ve Modifikasyon Merkezi
TS : Türk Standardı
AISC : American Institute of Steel Construction
ASD : Allowable Stress Design
ACI : American Concrete Institute
IBC : International Building Code
NBC : National Building Code
BS : Beton Sınıfı
BÇ : Beton Çeliği
MKK : Modal Kütle Katılımı
DY : Deprem Yönetmeliği
RHS : Rectengular Hollow Section (İçi boş kutu profil)

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1 : Yüksek binalar için performansa göre tasarım aşamaları [3]..... 6

Çizelge 2.1 : Yük azaltma katsayıları [7] 23
Çizelge 2.2 : 1 kazık için maksimum taşıma gücü 28
Çizelge 2.3 : Çelik çaprazlı perdeli yapı yük kombinasyonları..... 36
Çizelge 2.4 : Betonarme perde çekirdekli kompozit yapı yük kombinasyonları..... 37

Çizelge 3.1 : Modal kütle katılımları ve periyod değerleri..... 41
Çizelge 3.2 : Karşılaştırmalı taban kesme kuvvetleri 42
Çizelge 3.3 : DBYBHY 2007' ye göre düzensizlik kontrolleri [11] 43
Çizelge 3.4 : DBYBHY 2007 tablo 4.3 [11] 44
Çizelge 3.5 : Kesit narinlik koşulları - 1..... 45
Çizelge 3.6 : Kesit narinlik koşulları - 2..... 45
Çizelge 3.7 : Arttırılmış deprem etkilerine göre kolon kontrolleri..... 46
Çizelge 3.8 : Güçlü kolon - zayıf kiriş kontrolü 47
Çizelge 3.9 : Eleman narinlik koşulları 47
Çizelge 3.10 : Bağ kirişi tasarım kuvvetleri 48
Çizelge 3.11 : Bağ kirişi tasarımı (çaprazlar olmadan) 50
Çizelge 3.12 : Çelik eleman tasarımı - 1.1..... 51
Çizelge 3.13 : Çelik eleman tasarımı - 1.2..... 51
Çizelge 3.14 : Çelik eleman tasarımı - 2.1..... 52
Çizelge 3.15 : Çelik eleman tasarımı - 2.2..... 52
Çizelge 3.16 : Çelik eleman tasarımı - 3.1..... 53
Çizelge 3.17 : Çelik eleman tasarımı - 3.2..... 53
Çizelge 3.18 : Çelik eleman tasarımı - 4.1..... 54
Çizelge 3.19 : Çelik eleman tasarımı - 4.2..... 54
Çizelge 3.20 : Çelik eleman tasarımı - 5.1..... 55
Çizelge 3.21 : Çelik eleman tasarımı - 5.2..... 55
Çizelge 3.22 : Çelik eleman tasarımı - 6.1..... 56
Çizelge 3.23 : Çelik eleman tasarımı - 6.2..... 56
Çizelge 3.24 : Çelik eleman tasarımı - 7.1..... 57
Çizelge 3.25 : Çelik eleman tasarımı - 7.2..... 57
Çizelge 3.26 : Temel donatı seçimi 66
Çizelge 3.27 : ÇÇPY kaba inşaat metrajı ve keşfi..... 67

Çizelge 4.1 : Modal kütle katılımları ve periyod değerleri..... 71
Çizelge 4.2 : Karşılaştırmalı taban kesme kuvvetleri 72
Çizelge 4.3 : DBYBHY 2007' ye göre düzensizlik kontrolleri [11] 73
Çizelge 4.4 : Betonarme normal kirişlerin tasarım listesi..... 74
Çizelge 4.5 : Betonarme kısa kirişlerin tasarım listesi 75
Çizelge 4.6 : Betonarme deprem perdeleri tasarım listesi - 1/4..... 76
Çizelge 4.7 : Betonarme deprem perdeleri tasarım listesi - 2/4..... 77

Çizelge 4.8 : Betonarme deprem perdeleri tasarım listesi - 3/4 78
Çizelge 4.9 : Betonarme deprem perdeleri tasarım listesi - 4/4 79
Çizelge 4.10 : Kesit narinlik koşulları - 1 80
Çizelge 4.11 : Kesit narinlik koşulları - 2 80
Çizelge 4.12 : Arttırılmış deprem etkilerine göre kolon kontrolleri 81
Çizelge 4.13 : Güçlü kolon – zayıf kiriş kontrolü 81
Çizelge 4.14 : Eleman narinlik koşulları 81
Çizelge 4.15 : İçyapı kolonu (H400x383) 82
Çizelge 4.16 : Cephe ana dikmesi (RHS600x1100/60x70) 82
Çizelge 4.17 : Cephe çaprazı (RHS600x1100/60x70) 83
Çizelge 4.18 : Yatay stabilite çaprazı (RHS600x1000/40x60) 83
Çizelge 4.19 : Cephe ara dikmesi (HE800A) 84
Çizelge 4.20 : İçyapı çerçeve kirişi (HE360A) 84
Çizelge 4.21 : B30/70 betonarme kiriş tasarımı 85
Çizelge 4.22 : B40/70 betonarme kiriş tasarımı 86
Çizelge 4.23 : B50/70 betonarme kiriş tasarımı 86
Çizelge 4.24 : B60/70 betonarme kiriş tasarımı 87
Çizelge 4.25 : Temel donatı seçimi 98
Çizelge 4.26 : BPÇKY kaba inşaat metrajı ve keşfi 99

Çizelge 5.1 : ÇÇPY taban kesme kuvvetleri 103
Çizelge 5.2 : BPÇKY taban kesme kuvvetleri 103
Çizelge 5.3 : ÇÇPY temel donatı alanları 105
Çizelge 5.4 : BPÇKY temel donatı alanları 105

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1 : 21st Century Tower maket görünüşü [2] 3
Şekil 1.2 : 21st Century Tower 3d model görünüşü 4
Şekil 1.3 : 21st Century Tower bahçe katı planı [1] 7

Şekil 2.1 : 1. kat planı (ÇÇPY) 10
Şekil 2.2 : 13. kat planı (bağlantı katı) (ÇÇPY) 11
Şekil 2.3 : Aradaki katların tipik kat planı (ÇÇPY) 12
Şekil 2.4 : 7 ve 2 aks görünüşleri (cephe çaprazları) (ÇÇPY) 13
Şekil 2.5 : 3 ve C aks görünüşleri (iç yapı çaprazları) (ÇÇPY) 14
Şekil 2.6 : Zemin kat planı (ÇÇPY) 15
Şekil 2.7 : 3. bodrum kat planı (BPÇKY) 16
Şekil 2.8 : 1. kat planı (BPÇKY) 17
Şekil 2.9 : 13. kat planı (Bağlantı katı) (BPÇKY) 18
Şekil 2.10 : Aradaki katların tipik kat planı (BPÇKY) 19
Şekil 2.11 : 3a ve 4 aks görünüşleri (BPÇKY) 20
Şekil 2.12 : 4a ve D aks görünüşleri (BPÇKY) 21
Şekil 2.13 : Toprak itkisi yük şeması 31
Şekil 2.14 : İYBDY ivme spektrumu tanımı [3] 32
Şekil 2.15 : D1 deprem düzeyi için S_{MS} değeri [3] 34
Şekil 2.16 : D1 deprem düzeyi için S_1 değeri [3] 35

Şekil 3.1 : ÇÇPY 1. mod şekli 39
Şekil 3.2 : ÇÇPY 2. ve 3. mod şekilleri 40
Şekil 3.3 : Bağ kirişi dönme açısı kontrolü 49
Şekil 3.4 : Bodrum perde tasarımı 58
Şekil 3.5 : Kompozit döşeme hesabı (ekran görüntüsü) 59
Şekil 3.6 : Kompozit döşeme kirişi kesit özellikleri 60
Şekil 3.7 : Kompozit döşeme ana kiriş kesit özellikleri 62
Şekil 3.8 : Kazık yerleşim planı 64
Şekil 3.9 : Kolon aplikasyon planı 65

Şekil 4.1 : BPÇKY 1. mod şekli 69
Şekil 4.2 : BPÇKY 2. ve 3. mod şekilleri 70
Şekil 4.3 : P30/580 donatı düzeni 88
Şekil 4.4 : P30/580 tasarım sonucu 88
Şekil 4.5 : P40/580 donatı düzeni 88
Şekil 4.6 : P40/580 tasarım sonucu 89
Şekil 4.7 : P50/580 donatı düzeni 89
Şekil 4.8 : P50/580 tasarım sonucu 89
Şekil 4.9 : P30/400 donatı düzeni 90
Şekil 4.10 : P30/400 tasarım sonucu 90
Şekil 4.11 : P40/580 donatı düzeni 90

Şekil 4.12 : P40/400 tasarım sonucu 91
Şekil 4.13 : P40/400 donatı düzeni 91
Şekil 4.14 : P40/400 tasarım sonucu 91
Şekil 4.15 : P30/180 donatı düzeni 92
Şekil 4.16 : P30/180 tasarım sonucu 92
Şekil 4.17 : P40/180 donatı düzeni 92
Şekil 4.18 : P40/180 tasarım sonucu 93
Şekil 4.19 : P50/180 donatı düzeni 93
Şekil 4.20 : P50/180 tasarım sonucu 93
Şekil 4.21 : P30/380 donatı düzeni 94
Şekil 4.22 : P30/380 tasarım sonucu 94
Şekil 4.23 : P60/380 donatı düzeni 94
Şekil 4.24 : P60/380 tasarım sonucu 95
Şekil 4.25 : Kazık yerleşim planı 96
Şekil 4.26 : Kolon aplikasyon planı 97

Şekil 5.1 : 1. mod şeklerinin karşılaştırması 101
Şekil 5.2 : 2. mod şeklerinin karşılaştırması 102
Şekil 5.3 : 3. mod şeklerinin karşılaştırması 102

49 KATLI BİR YAPININ ÇELİK VE KOMPOZİT OLARAK TASARLANIP, YAPISAL DAVRANIŞ VE MALİYET AÇISINDAN KARŞILAŞTIRILMASI

ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak sunulan bu çalışmada, 49 katlı bir yapının tamamen çelik taşıyıcı sistem ile çelik ve betonarme birlikte (kompozit) kullanılarak kurulan taşıyıcı sistemlerin, yapı davranışı ve maliyet açısından karşılaştırılması yapılmıştır.

Birinci bölüm giriş kısmı olup, konu hakkında genel bilgiler sunulmuştur. Yüksek yapılar ile ilgili birkaç görüşün ardından, bölümün ilerleyen kısımlarında tez çalışması için seçilen bina ve hesap yöntemi kısaca ifade edilmiştir. İzlenen hesap adımları ve değinilen konular kısaca bu bölümde verilmiştir.

İkinci bölümde, taşıyıcı sistem türüne göre iki ayrı yapı hakkında genel bilgiler verilmiştir. Sistemlere etkitilen yükler, yük analizleri ve yük kombinasyonları da yine bu bölümde verilmiştir.

Üçüncü bölüm içerisinde, çelik çaprazlı perdeli yapının analizleri yapılmış, sonuçları gösterilmiştir. Vurgulanan başlıklar kısaca; yapı davranışının değerlendirilmesi, DBYBHY 2007' ye göre düzensizlik kontrolleri, yine aynı yönetmeliğe göre sağlanması gereken koşullar ve eleman boyutlandırmalarıdır. Bölüm sonunda ise; temel tasarımı, kazık boyutlandırılması ve ardından tezin konusunu oluşturan maliyet analizi yer almaktadır.

Dördüncü bölümde ise; betonarme perde çekirdekli kompozit yapı için analiz sonuçları üçüncü bölümdeki alt başlıklar altında incelenmiştir.

Beşinci ve son bölümde, çelik çaprazlı perdeli yapı ile betonarme perde çekirdekli kompozit yapının, gerek yapısal davranışları; gerekse, boyutlandırma esaslarına göre inşaat maliyetlerinin karşılaştırılmasına yer verilmiştir. Son olarak da imalat - montaj aşaması ve yangın koruması için bazı önerilerde bulunulmuştur.

STEEL AND COMPOSITE DESIGN OF A 49 STORY BUILDING AND THEIR COMPARSION WITH RESPECT TO STRUCTURAL BEHAVIOR AND CONSTRUCTION COST

SUMMARY

In this study presented as a master's thesis, a comparsion is made with respect to behavior and cost of structural systems for a 49 story building, initially designed as a structral steel system and latter design as an RC and steel composite system.

The first chapter is the introduction of the study where general information about the subject is presented. Following brief information on high buildings, the chapter continues with data on the building studied and the method of analysis. This chapter includes the steps of analysis that are conducted and subjects which are presented in this study.

The second chapter provides general information on the two buildings with respect to the types of their structural system. Loads on the systems, load analysis and combinations ara presented in this chapter.

Analyses of the building with steel braced structure are made and the results are presented in the third chapter. The subjects that are emphasized are as follows: Evaluation of structural behavior, irregularity checks in line with Turkish Eaertquake Regulation (DBYBHY 2007), the conditions which shall be fulfilled and the designing of members according to this regulation. At the end of the chapter, design of foundation and pile depth calculations are implemented and the cost analysis is presented.

In the fourth chapter, composite building with concrete core is analyzed and results are presented with the same subtitles provided in the third chapter.

A compersion of the systems based on structural behavior and construction cost is given in the final chapter. The study is finalised with recommadations on construction – erection processes and fire protection.

1. GİRİŞ

1.1 Konu

Geçmişten günümüze kadar insanlık önce barınmak, sonrasında ise yerleşim alanlarını genişletmek amacıyla çeşitli yapılar inşa etmiştir. Belirli bir amaç uğruna başlayan bu uzmanlık alanı; yani yapı yapmak, insanoğlunun elindeki mevcut malzemeyle orantılı olarak tarihsel değişim göstermiştir. Ancak, tüm bu süreç içerisinde değişmeyen bazı şeyler vardır. Bunların başında, büyük ve yüksek yapı yaratma hırsı gelir. M.Ö. yaşamış olan İnka ve Mısır Uygarlıklarında ihtişam ve güç sembolü olarak görülen devasa yapılar, günümüzde de benzer amaçlar ile tercih edilmektedir. Her ne kadar şehir merkezlerinde yer sıkıntısı çekildiğinden dolayı çok katlı yapıların tercih edildiği iddia edilse de; bilinir ki en yükseğini yapmaya çalışmak ihtiyaçtan doğan bir gereklilik değildir. Özellikle son 20 yılda yarışan gökdelenlere bakıldığında, kat sayılarından çok anten boyları ile fark yaratabildikleri görülmektedir.

Ancak, tüm bunlara rağmen hızlı şehirleşmenin yaşandığı ve merkezlerde yer sıkıntısı çekildiği gerçeği de yadsınamaz. Merkezde yerleşilecek alan sıkıntısı çekilen Tokyo, New York, Shanghai, Singapur ve yeni yeni İstanbul gibi metropollerde yüksek yapılar sıkça görülmektedir. Yine söylenebilir ki; bu yapıların sayıları önümüzdeki yıllarda artış gösterecektir.

İşveren kesimi yapılarının yüksek olmasını talep etmekle beraber, bu yüksekliğin getireceği yüksek olan bütçeleri de mümkün mertebede kısmak isteyeceklerdir. İşte bu noktada inşaat mühendisleri; maliyet - kat sayısı optimizasyonunu sağlamak için devreye girmektedir.

İnşaat mühendislerinin günümüzde seçebileceği 3 çeşit taşıyıcı sistem türü vardır. Bunlardan birincisi, yapıyı tamamen betonarme yapmaktır ki, günümüzde özellikle 35 katın üzerinde bu seçim yüksek maliyetler doğurmaktadır. İkinci seçenek yapıyı tamamen yapısal çelik ile tasarlamaktır. Bu seçenek, kat sayısı ve yapının yük alanları dikkate alındığında mantıklı bir seçenek olabilir. Fakat, üçüncü ve son

seçenek kendine has artı ve eksileri olan bu malzemeleri bir arada kullanarak ortaya kompozit bir yapı çıkarmaktır. Bazı yapılarda kompozit tasarım gerçek anlamda ekonomiklik getirmektedir. Bu durum elbette mimari ile birebir alakalıdır.

Mühendis, taşıyıcı sistemini seçerken yapı alanı, kat sayısı ve taşıyıcı sistem arasındaki optimum dengeyi kurmaya çalışacaktır. Ancak, kat sayısını ve kat alanlarını değiştirmek her zaman mümkün olmamaktadır. Nitekim bu tezde ele alınan 49 katlı bina da mimari tasarımı belirli olan bir yapıdır. Burada mühendisin yapabileceği çalışma, yapı sistemini maliyet bazlı olarak seçmektir.

Mimari avan projesi tamamlanan ve ofis olarak düşünülen yapı 4 bodrum + zemin + 49 normal kata sahiptir. Eğer statik projesi tamamlanıp, Shanghai' da 21st Century Tower (21. Yüzyıl Kulesi) adıyla rezidans olarak hizmete girse idi; yüksekliği temel üst kotundan itibaren 198.75m olacaktı. Ancak, projenin ilerlemesi 2008 yılında çeşitli sebeplerden dolayı durdurulmuştur.

Tez konusu olarak; 21st Century Tower binası eğer Maslak/İstanbul' da avan mimari projesine göre inşa edilseydi; mimari sınırlamalar ışığında "yapıyı tamamen çelik tasarlamak mı, yoksa kompozit olarak tasarlamak mı daha ekonomik olur?" sorusunun cevabı aranmıştır. Gerçekleştirilen çalışmanın ardından iki farklı taşıyıcı sistemin davranış farklılıklarına da değinilmiştir. Sonuç kısmında da sistem seçimine dair bazı önerilerde bulunulmuştur.

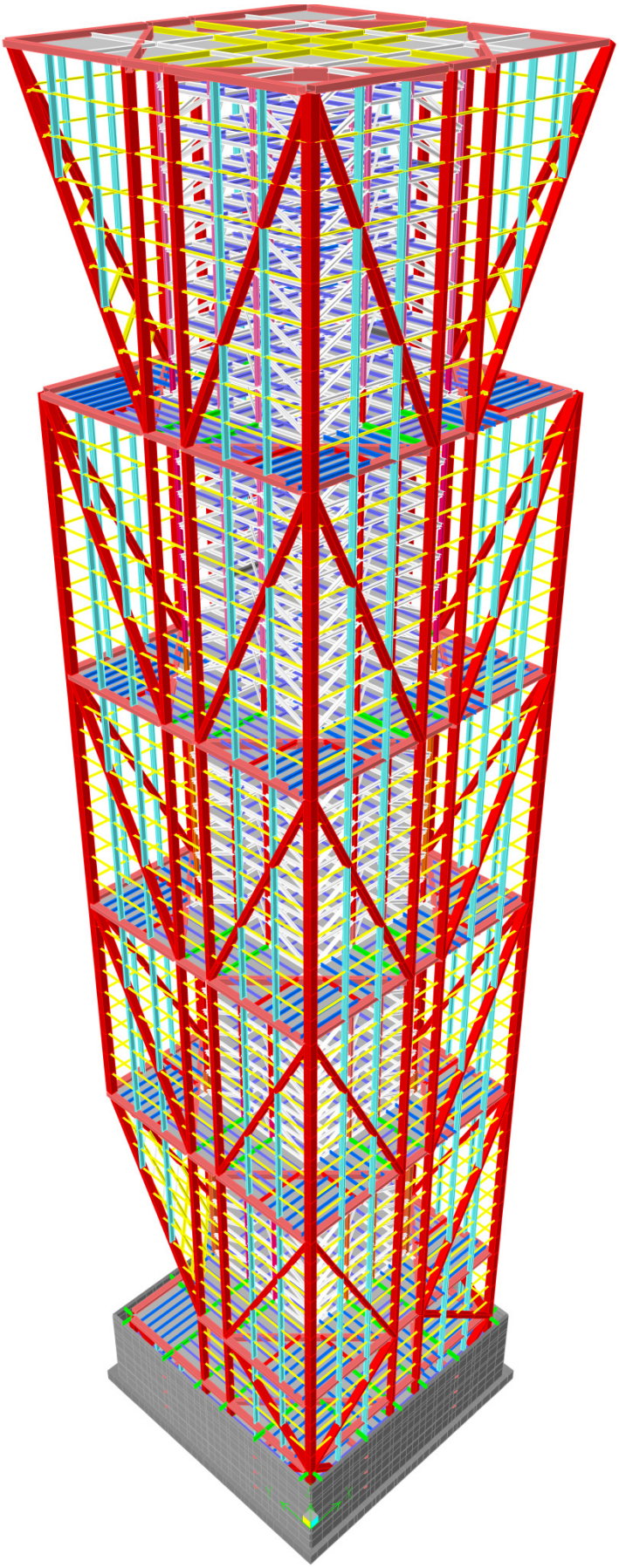
1.2 Konu İle İlgili Yapılan Çalışmalar

Tez çalışması için Çin' in Shanghai kentinde rezidans (konut) amaçlı yapılmak üzere mimari avan projeleri tamamlanış olan 21st Century Tower seçilmiştir [1]. 1997 yılında çalışmalara başlanılan bu proje çeşitli sebeplerden dolayı 2008 yılında durdurulmuştur. 4 bodrum + zemin + 49 normal kattan oluşan yapının temel üst kotundan itibaren yüksekliği 198.75m' dir. Bu yapı, mimarisi açısından alışılagelmiş kullanımın dışında bir proje anlayışıyla ele alınmıştır. Yapının dış cephe sınırları 40.6m x 40.6m iken, kullanılan kat boyutu 21m x 21m olmaktadır. 4. kattan itibaren yapı 9 katlı modüller halinde bölünmüştür. Ayrıca yapılan tasarıma göre zemin kattan 4. kata kadar dar olarak yükselen yapı, bu kattan itibaren genişleyerek 40.6m x 40.6m ebatına ulaşmaktadır. Ayrıca, 40. kattın üzerindeki modülde kuzeybatı ve güneydoğu cephelerinde kış bahçeleri düşünülmüştür. Bu kısımlarda cephe taşıyıcı

elemanları kullanılmayarak sistemin düşey cepheyi taşıyan elemanları kesintiye uğramıştır.

21st Century Tower yatay etkileri karşılaması bakımından farklı bir tasarım mantığı ile oluşturulmuştur. Yapı, normal kat olarak kullanılan iç yapı ve 9 katta bir iç yapıyla yatay çapraz sistemi ile bağlı dış cephe olarak iki bölüme ayrılmıştır.

Şekil 1.1 : 21st Century Tower maket görünüşü [2]



Şekil 1.2 : 21st Century Tower 3d model görünüşü

Dış yapı, süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdelerden oluşmaktadır. Bu çalışmada cephe bölümündeki mimari tercihlerden dolayı, düzenleme veya sistem değişikliği yapılamaması sebebi ile; iç yapının çekirdeği önce merkezi ve dışmerkez çelik çaprazlı perdeler birlikte kullanılarak, ikinci aşamada ise süneklik düzeyi betonarme perdeli olarak statik analizi yapılmıştır. Elde edilen sonuçlar sistem davranışı olarak karşılaştırılmış ve gerekli boyutlandırmaların ardından metraj ve maliyet analizine dökülmüştür.

Yapının deprem yüklemelerinde, henüz resmi olarak yürürlüğe girmemiş olan *İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği (İYBDY ver. IV mayıs2008)* esas alınmıştır. Bu yönetmelik performansa dayalı tasarıma göre düzenlenmiş bir yönetmeliktir. *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY 2007)*' den temel farklılığı deprem bölgesi değil, deprem düzeyi tanımlanmış olmasıdır. Seçilen deprem düzeyine ve zemin türüne göre belirlenen parametrelerden yola çıkılarak, İstanbul için hazırlanmış deprem tehlike haritalarından spektral ivme değerleri belirlenerek tasarım ivme spekturmu oluşturulur. Bu ivme spektrumunda etkin yer ivmesi katsayısı terimi bulunmaz, çünkü; haritalar zaten İstanbul için hazırlanmış olduğundan bu terim denklemlerin içerisinde gömülü olarak yer almıştır.

Tasarım aşamaları da DBYBHY' ye göre farklılık göstermektedir. Farklı deprem düzeylerine ve hedef performansa göre tasarımda kriterler ve analiz yöntemi değişmektedir. 21st Century Tower için ele alırsak, D1 deprem düzeyi ve kesintisiz kullanım hedef performansı (Normal sınıf binalar ve D1 deprem düzeyi için yönetmelikçe öngörülen hedeftir, Çizelge 1.1) için mod birleştirme yöntemi ile 3 boyutlu doğrusal analiz uygun görülmüştür. Deprem yükü azaltma katsayısı R=1.5 alınıp, kabul kriteri olarak ortalama dayanım ve göreli kat ötelemesi esas alınmaktadır. Analizde P-Δ ektileri göz önünde bulundurulmaktadır.

Yapının rüzgar yükleri henüz resmi olarak yürürlükte olmayan *İstanbul Yüksek Binalar Rüzgar Yönetmeliğine (İYBRY ver. V ağustos2009)* göre esas alınarak yapılmıştır. Bu yönetmelikte rüzgar yükleri, binanın rüzgar altında yaptığı statik ve maksimum dinamik yer değiştirmelerin toplamına eşit statik yer değiştirmeye karşı gelen statik yükler olarak ifade edilmiştir.

İYBRY' ye göre yüksekliğe bağlı doğrusal olarak artan rüzgar yükü, esme yönüne göre farklı cephelerin, farklı alan dilimlerinde değişik değerler almaktadır. Bu yönetmelik ayrıca yapının bulunduğu çevrenin ve çevredeki binaların yükseklik ve uzaklığına göre alt rüzgar yüksekliği ötelemesi gibi olanaklar sunmaktadır.

Çizelge 1.1 : Yüksek binalar için performansa göre tasarım aşamaları [3]

Tasarım Aşaması	Tasarım Aşaması I – A	Tasarım Aşaması I – B	Tasarım Aşaması II	Tasarım Aşaması III
Tasarım Türü	Ön Tasarım (Boyutlama)	Tasarım	Gerçelleme	Gerçelleme
Deprem Düzeyi	Normal sınıf binalarda (D2) depremi	Normal sınıf binalarda (D2) depremi	Normal sınıf binalarda (D1) depremi	Normal sınıf binalarda (D3) depremi
	Özel sınıf binalarda (D3) depremi	Özel sınıf binalarda (D3) depremi	Özel sınıf binalarda (D2) depremi	
Hedef performans	Can Güvenliği	Can Güvenliği	Kesintisiz Kullanım	Göçmeme Güvenliği
Analiz türü	Mod Birleştirme Yöntemi ile Lineer Üç Boyutlu Analiz	Zaman Tanım Alanında Nonlineer Üç Boyutlu Analiz (2*7 çözüm ort)	Mod Birleştirme Yöntemi ile Lineer Üç Boyutlu Analiz	Zaman Tanım Alanında Nonlineer Üç Boyutlu Analiz (2*7 çözüm ort)
Taıyıcı Sistem Davranış Kats.	R ≤ 7	–	R = 1.5	–
Göreli Kat Ötelemesi Oranı Limiti	% 2	% 2.5	% 1	% 3.5
B/A çubuk elemanlarda kesit rijitliği	Etkin rijitlik (DBYBHY 2007'den)	Etkin rijitlik (momenteğrilik eğrisinden)	Etkin rijitlik (momenteğrilik eğrisinden)	Etkin rijitlik (momenteğrilik eğrisinden)
Dayanım parametresi	Karakteristik dayanım	Ortalama (Expected) dayanım	Ortalama (Expected) dayanım	Ortalama (Expected) dayanım
Kabul kriteri	Dayanım – Göreli kat ötelemesi oranı	Birim Şekildeğitirme – Göreli kat ötelemesi oranı	Dayanım – Göreli kat ötelemesi oranı	Birim Şekildeğitirme – Göreli kat ötelemesi oranı

Son olarak da vorteks titreşimlerinin büyüklüğü ve bu titreşimlerin dinamik etkilerinin yapıyı tehdit edip etmeyeceği kontrolünü de içermektedir.

Bu tez çalışmasında, döşeme tipi olarak kompozit döşeme seçilmiştir. Bu döşemelerin en çok zorlananları için boyutlandırma yapılmıştır. Ayrıca hareketli yükler altında döşeme titreşim analizine de kısaca yer verilmiştir.

Yapının temel hesabı yapılırken zemin emniyet koşulları ve yapı büyüklüğü göz önüne alınarak, kazıklı temel uygulaması yapılması önerilmiştir. Bu kazıkların çapı ve çakılma derinlikleri de ayrıca çalışma dahilinde hesaplanmıştır.

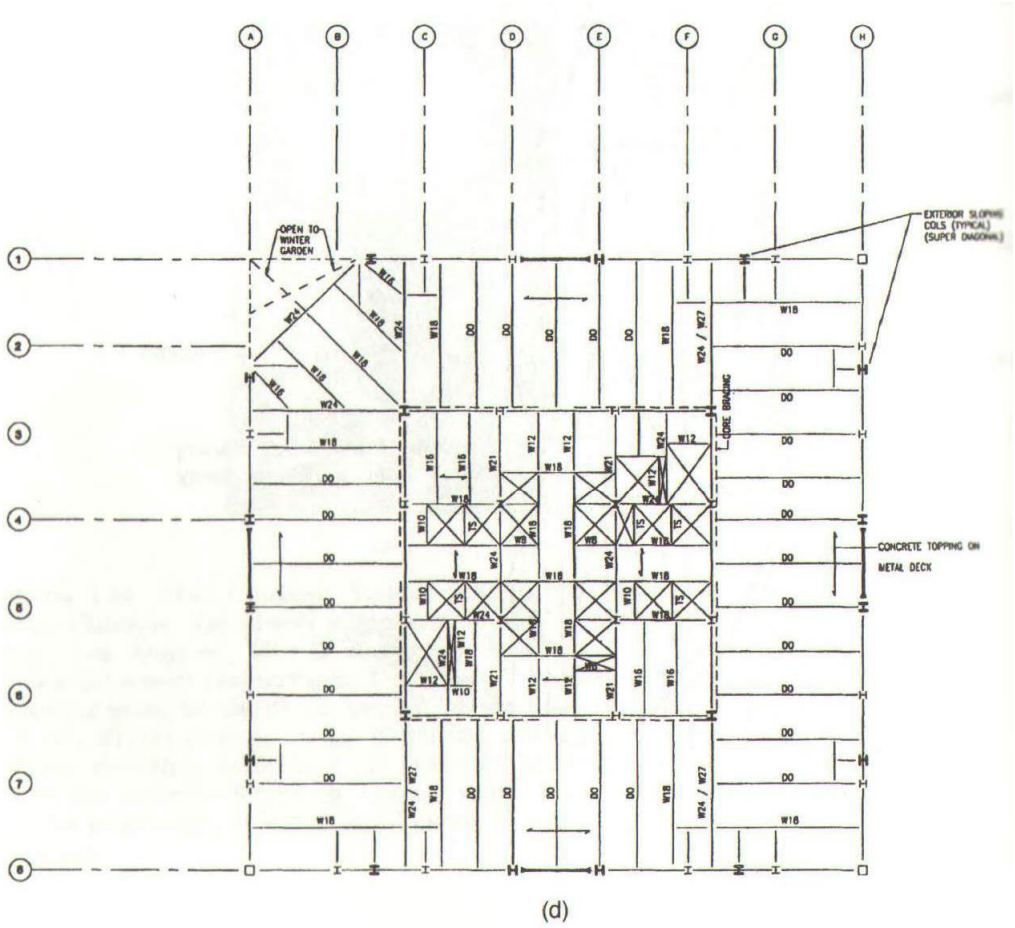


Figure 1.39 (*Continued*).

Şekil 1.3 : 21st Century Tower bahçe katı planı [1]

2. YAPI TANITIMI VE YÜK ANALİZİ

2.1 Çelik Çaprazlı Perdeli Yapının(ÇÇPY) Tanıtımı

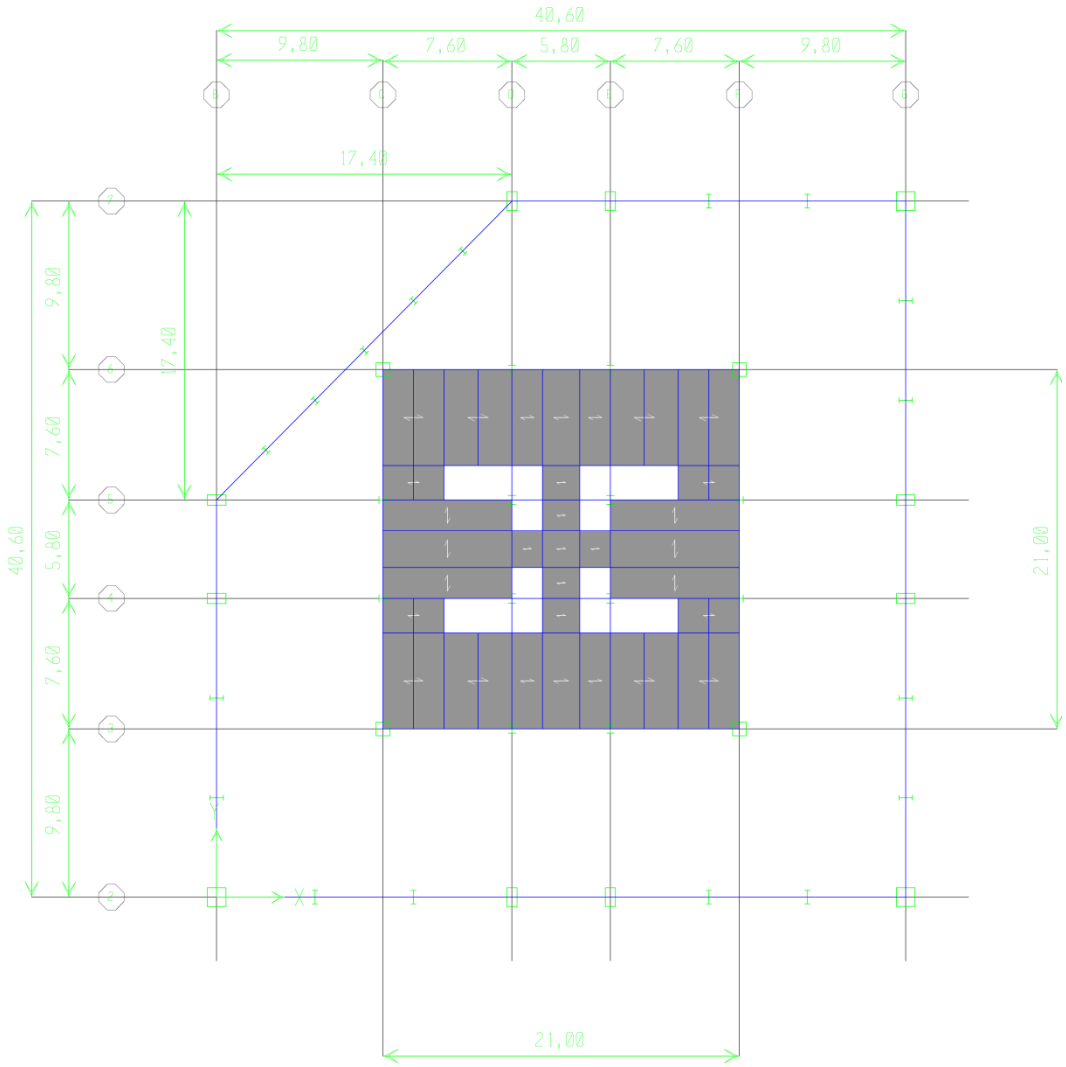
2.1.1 Genel bilgiler

Konut olarak hizmet vermek üzere tasarlanmış olan 21st Century Tower, mimari hacimlerin kullanımı bakımından eşsiz bir duruşa sahiptir. Deniz seviyesinden yüksekliği 60m (Maslak/İstanbul) olup, zemin kattan itibaren 183.75m, temel üst kotundan itibaren ise, 198.75m' dir [4]. 49 normal katın altında, yapı rijit bodrum perdeleriyle çevrili 4 bodrum kata sahiptir. 3.75m kat yüksekliği olan bodrum katları, her katta çelik elemanlarla rijit diyaframın elemanı olan dikmelere bağlanmaktadır. Yani bodrum perdeleri yanal olarak tutulmuş durumdadır. Yapı zemin kattan 4. kata kadar kuzeybatı cephesinden 17.4m x 17.4m boyutlarına sahip bir dik üçgen kadar daralmış bir şekilde gitmektedir.

4. kattan 13. kata kadar planda genişleyerek giden yapı, 13. kata gelindiğinde plan alanı 40.6m x 40.6m haline gelmektedir. Bu kattan itibaren yapı 4 adet 9 katlı modül halinde çatıya kadar devam etmektedir.

Yapının ±0.00 kotundan itibaren; 4, 13, 22, 31, 40, 49. katlarında yatay çapraz sistemi ile modüller dış cephe sistemine bağlanmaktadır. Ara kat değerlerinde ise; 21m x 21m iç yapı sürekli olarak devam etmektedir ve yapının normal kullanım alanı olarak da kullanılan kısmını oluşturmaktadır. Bağlantı katlarında, iç yapı ile cephe arasında kompozit döşemeler ile bağlanmıştır. Ancak, bu döşemelerin diyafram özelliğinden 4. katın yukarısındaki bağlantı katlarında yararlanılmayıp; C, F, 3 ve 6 numaralı akslarda derz ile iç yapıdan ayrılmıştır. Bunun sebebi, iç yapının cepheye göre aşırı ağır olması ve cephe ile iç yapının farklı oturma yapmasıdır. Bu soruna imalat aşamasında çelik elemanlara ters sehim verilerek, yapının servis koşulları sağlanacak şekilde önlem alınacaktır. Bu sebepten, döşemenin altında teşkil edilmiş yatay stabilite çaprazları, iç yapı ile cephe arasında iki ucu mafsallı biçimde tasarımda dikkate alınmıştır. Ancak, kompozit döşemede mafsal bırakmanın tek yolu inşaat derzi oluşturmak olduğundan, bu çözüme gidilmiştir. Derz bıraklınca, bu

katlarda döşemenin diyafram özelliğinden de faydalanılamamaktadır. Bu konu *bölüm 5.2, öneriler* içerisinde ayrıntılı olarak açıklanmıştır.



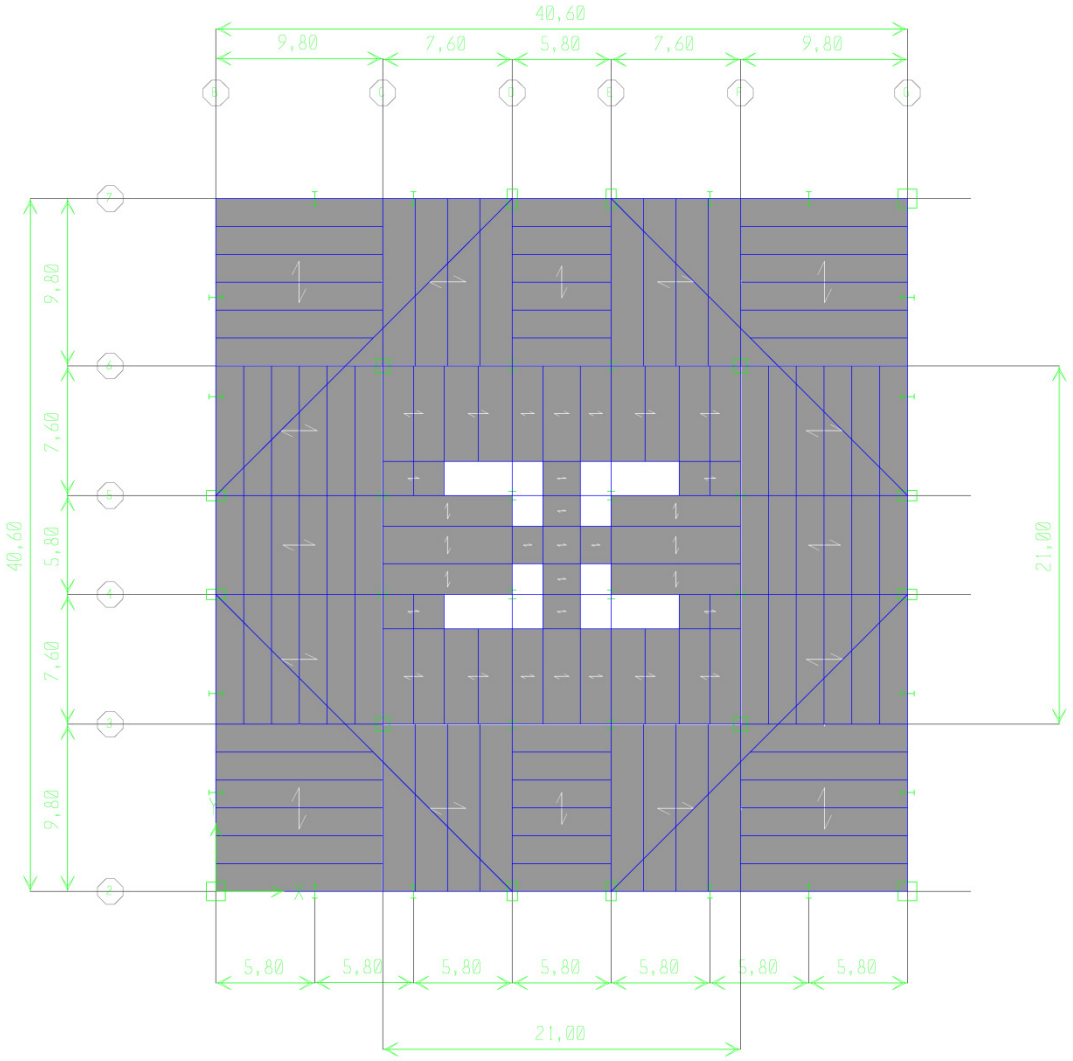
Şekil 2.1 : 1. kat planı (ÇÇPY)

2.1.2 Taşıyıcı sistem özelliği

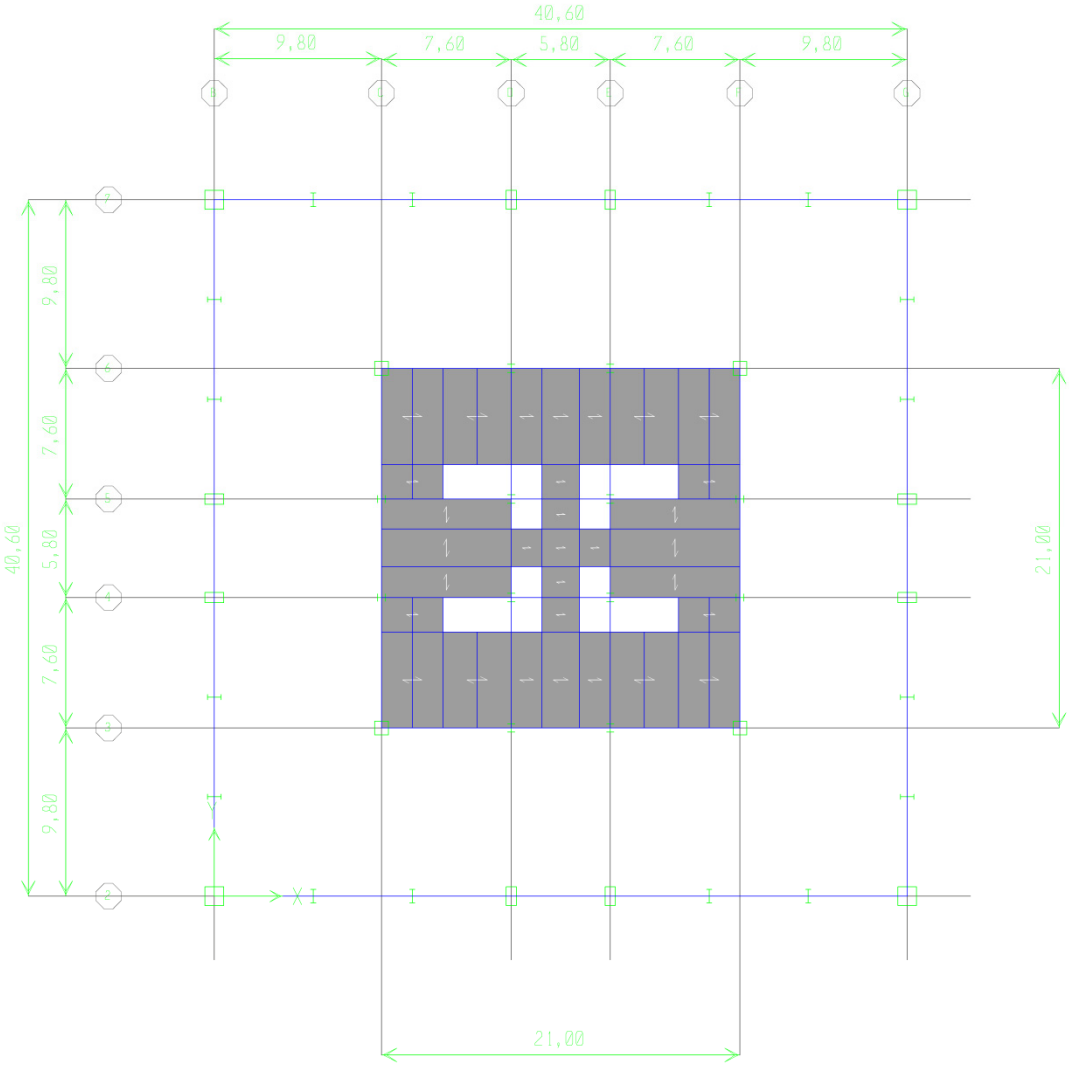
Taşıyıcı sistemin yük aktrama prensipleri şöyle açıklanabilir:

- İç yapı aks kesişimlerinde kutu veya I profil olmak üzere 16 adet kolon (4x4 karolaj) koyulmuştur. Bu kolonlar süneklik düzeyi yüksek kirişlerle bağlanıp, süneklik düzeyi yüksek çerçeveler oluşturulmuştur. C, F, 3 ve 6 akslarında bu çerçeveler 1. ile 2. ve 3. ile 4. Kolonlar arasına, dışmerkez çapraz teşkil edilerek, süneklik düzeyi yüksek çelik çaprazlı perdeler haline getirilmiştir.

- Dış cephe, güçlü yönlerinde 9 kat geçen dikdörtgen kutu profilden dikme ve çaprazlardan oluşmaktadır. Dikmeler çatı düzlemine kadar sürekli teşkil edilirken, yabancı literatürde "*super brace*" olarak nitelendirilen 37 metre uzunluğundaki dev kutu çaprazlar; uçları mafsallı olarak modellenmiştir.
- Binanın her cephesi kendi içinde düşey olarak yerleştirilmiş paralel başlıklı iki makasın birleşiminden oluşan, düzlem taşıyıcı sistem şeklinde çalışmaktadır. Bu sistem aslında süneklik düzeyi yüksek merkezi çelik çaprazlı perdeli sistemden ibarettir. Dikme ve diyagonallerin arasına, cephe ve rüzgar yüklerini ilk olarak karşılayan, uçları mafsallı şekilde modellenmiş çubuk elemanlar bağlanmıştır.

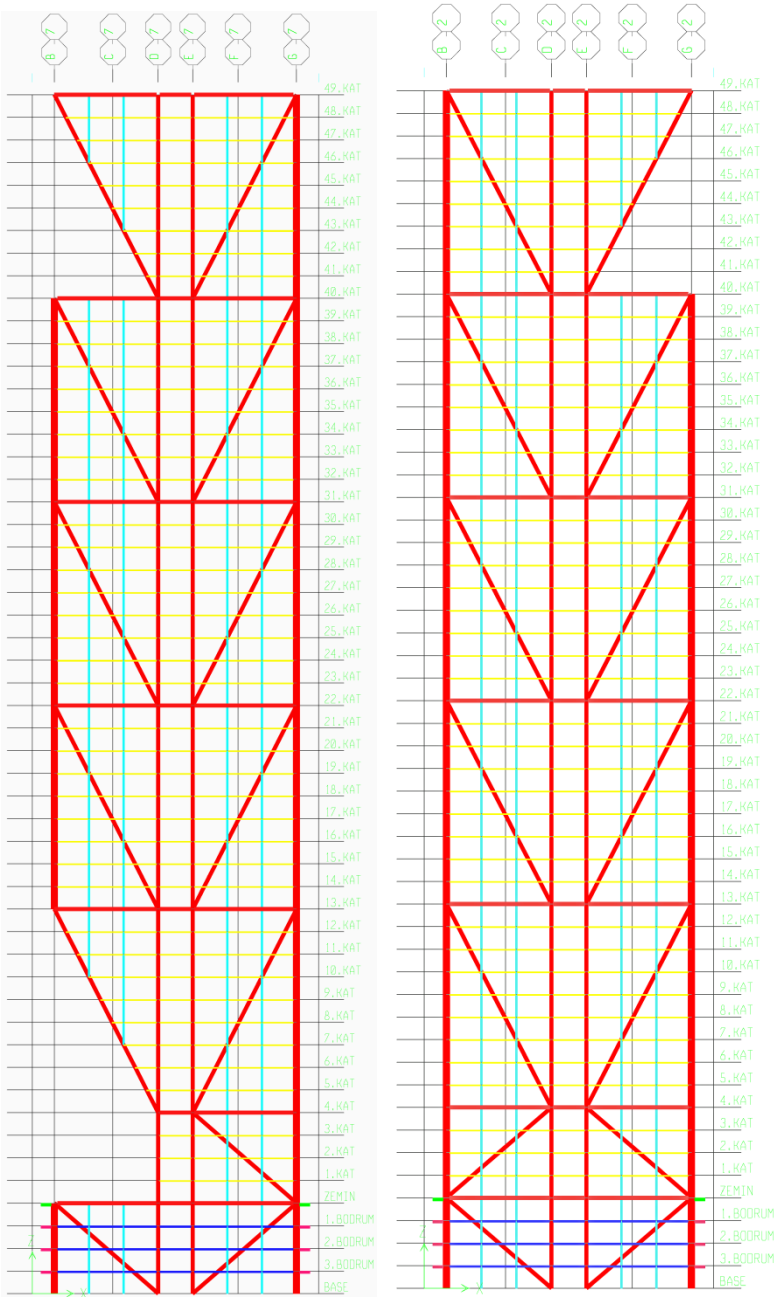


Şekil 2.2 : 13. kat planı (bağlantı katı) (ÇÇPY)



Şekil 2.3 : Aradaki katların tipik kat planı (ÇÇPY)

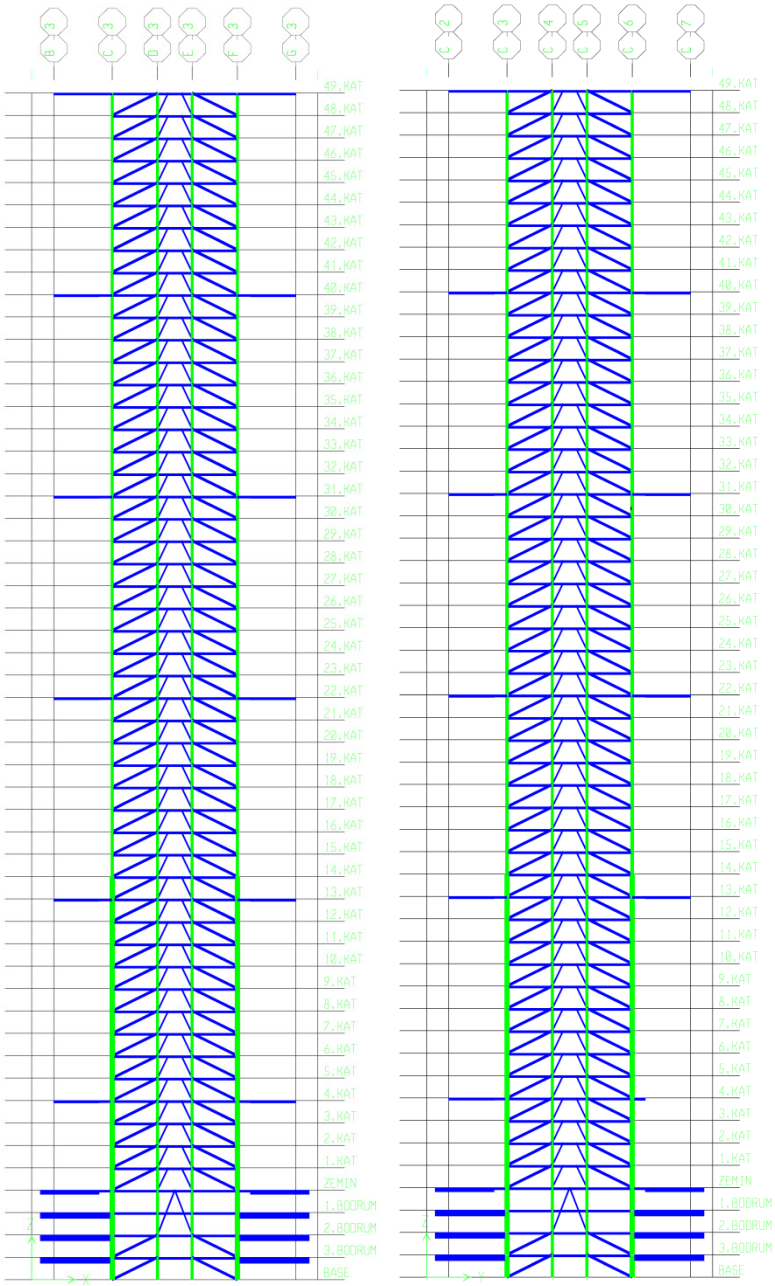
- Dış cephe ile iç yapı taşıyıcı sistemi, bağlantı katı adı verilen belirli katlar aracılığı ile birbirlerine bağlanmıştır. Bu katlar, sırası ile; 4, 13, 22, 31, 40 ve 49' dur. Bu katlarda, yatay stabilite çaprazları ile iç ve dış sistem birbirine bağlanmıştır. Yatay yüklerin sistemler arası aktarımı bu yolla sağlanmaktadır.
- Yapının hane halkı tarafından kullanılacak bölümü iç yapı kısmıdır. Bu kısımda düşey yükler kat kolonları tarafından temele aktarılmaktadır.
- Cephe kısmının yapısal çelik ve cam cephe kaplama yükleri, dikmeler yoluyla çaprazlara ve bağlantı katlarındaki cephe ana kirişlerine, oradan ana dikmeler vasıtasıyla temele aktarılmaktadır. Bu dikmeler 5.8m ara ile yerleştirilmiştir.



Şekil 2.4 : 7 ve 2 aks görünüşleri (cephe çaprazları) (ÇÇPY)

- Zemin itkisi, rijit bodrum perdeleri tarafından karşılanarak, bağlı olduğu noktalardan çelik kutu profilleri ile bodrum kat diyaframlarına aktarılmaktadır.

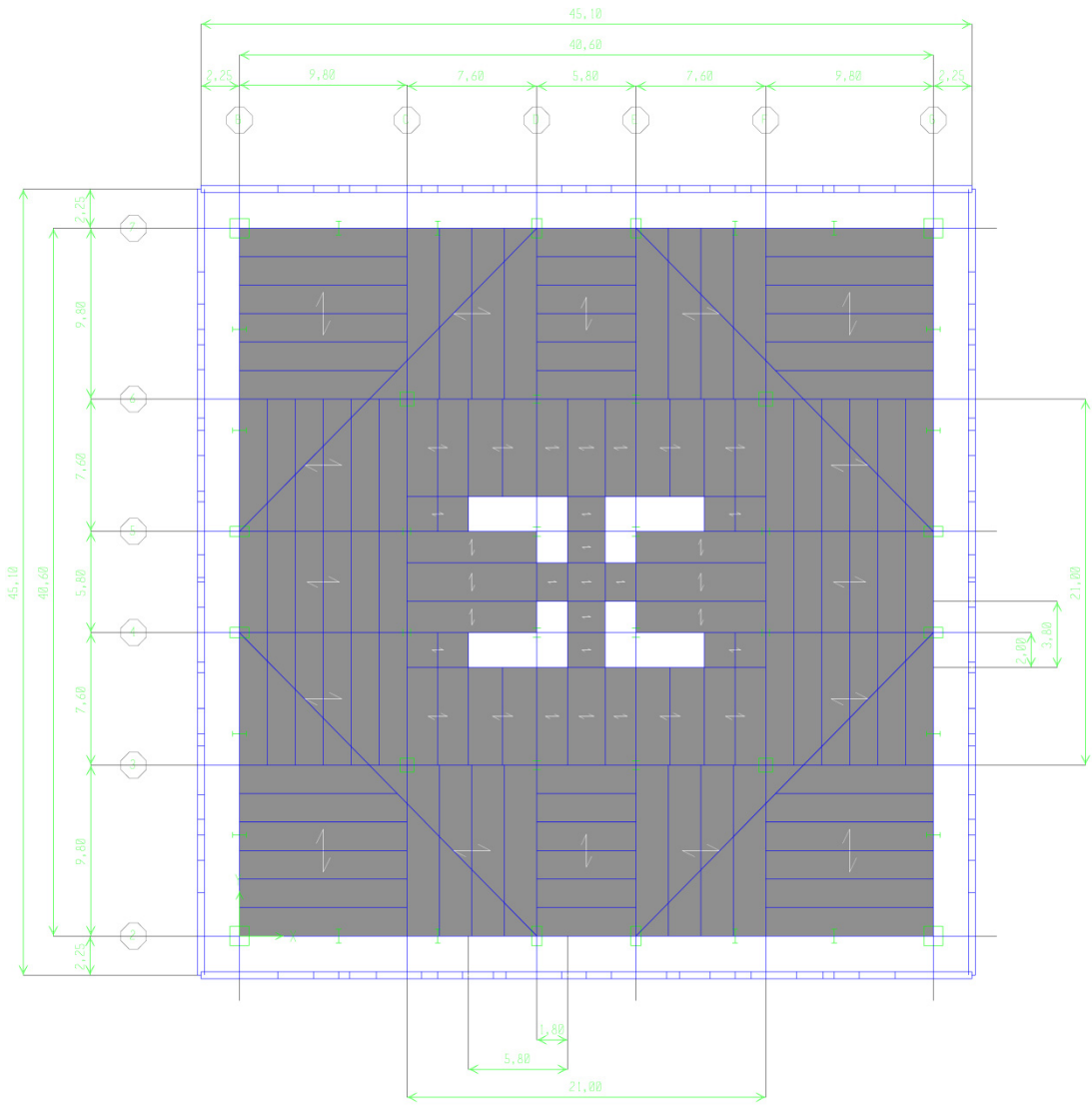
- Rüzgar yükleri, cephe ara dikmelerine, dikmeler aracılığı ile de cephe çaprazları ve kirişlerine iletilmektedir. Bu yüklerin bir kısmı rüzgar yönüne paralel cephe makaslarının düzleminde taşınırken, büyük bir kısmı da bağlantı katları ile iç yapının çelik çaprazlı çekirdeğine aktarılıp, temele indirilirler.



Şekil 2.5 : 3 ve C aks görünüşleri (iç yapı çaprazları) (ÇÇPY)

- Deprem yükleri, rüzgar yüklerinden farklı olarak kütlesel yükler oldukları için, kütlenin yoğun olarak toplandığı iç yapıda meydana gelirler. Oluşan yüklerin bir kısmı iç yapının çaprazları ile karşılanırken, bir kısmı da cephe sistemine aktarılmaktadır.

- Sonuç olarak, yapının yatay yükler altındaki davranışına bakıldığında, iç yapı ile dış cephenin birbirine bağlı bileşik bir sistem oluşturduğu görülmektedir.



Şekil 2.6 : Zemin kat planı (ÇÇPY)

2.1.3 Tasarımda sağlanması gereken koşullar

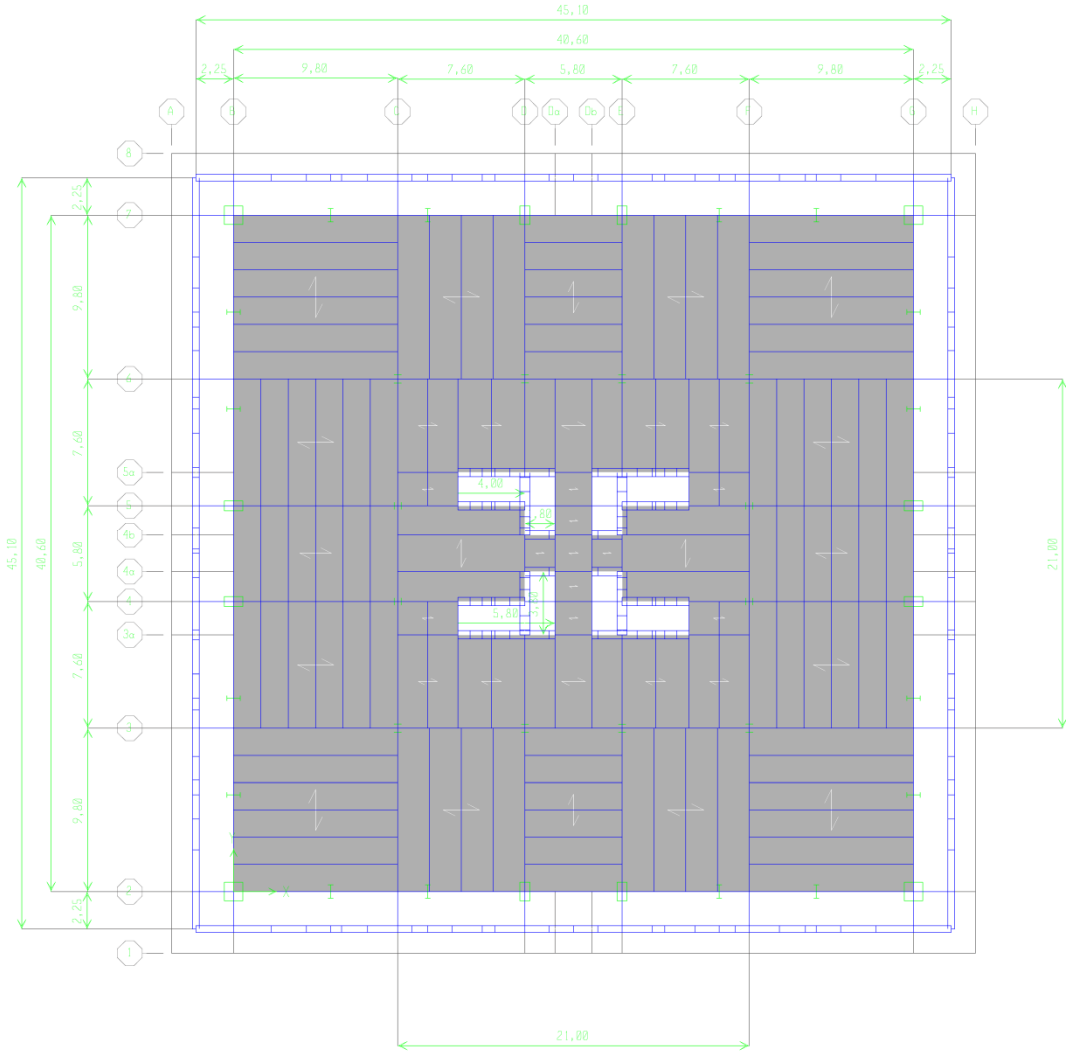
- Tasarım yükleri altında çelik, betonarme ve kompozit elemanlar yeterli dayanım parametrelerini sağlamalıdır.
- Deprem yükleri altında, maksimum %1 göreli kat ötelemesi sınır değeri aşılmamalıdır.
- Rüzgar yükleri altında h/500 yanal öteleme sınır değeri aşılmamalıdır.
- Kompozit döşemelerde l/300 maksimum kompozit kiriş sehimi ile öngörülen döşeme titreşim frekansı aşılmamalıdır.
- Arttırılmamış yükler altında maksimum kazık taşıma gücü, arttırılmış yükler altında ise maksimum kazık taşıma gücünün 1.5 katı aşılmamalıdır.

2.2 Betonarme Perde Çekirdekli Kompozit Yapının(BPÇKY) Tanıtımı

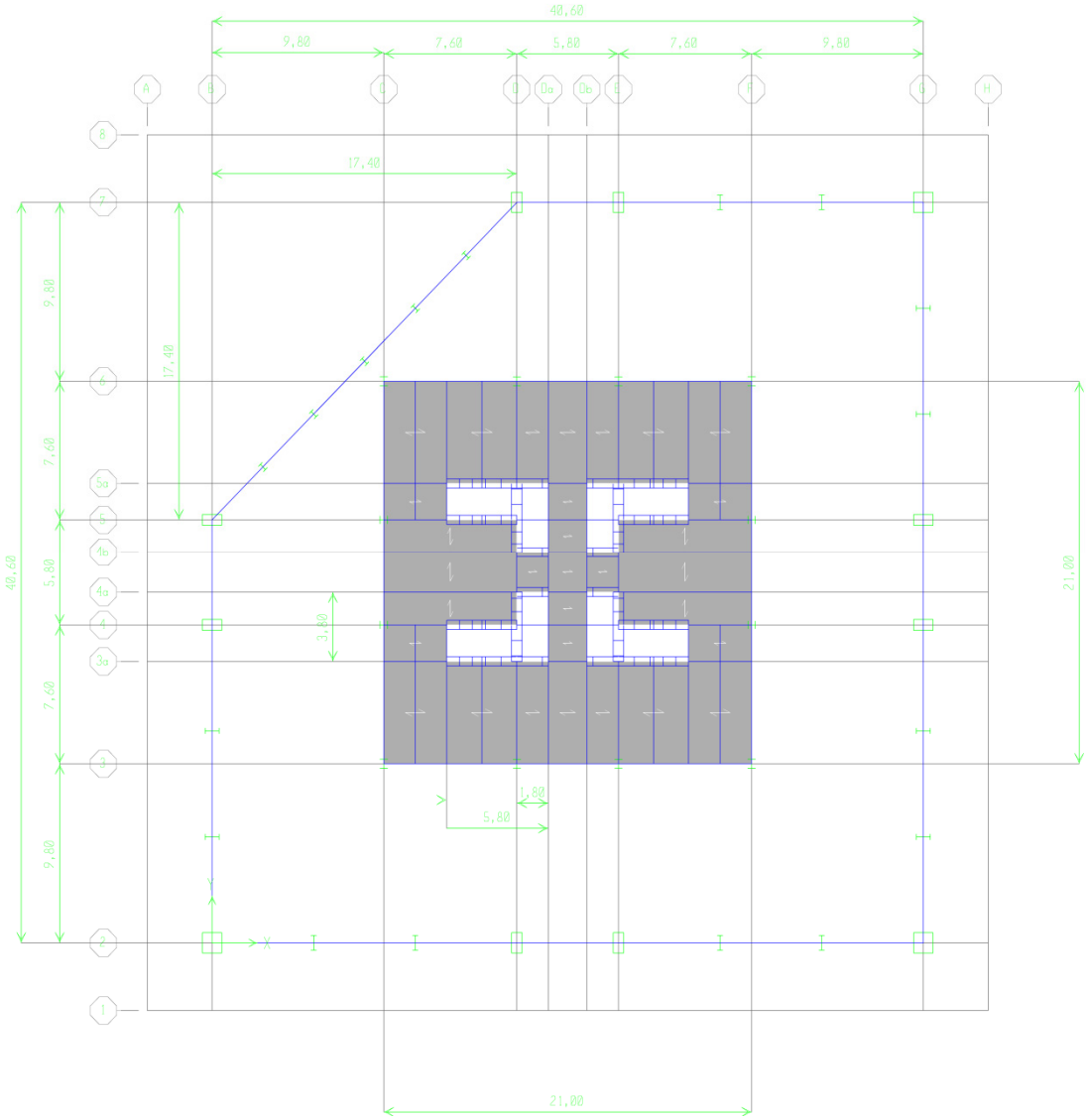
2.2.1 Genel bilgiler

Bu tezde 21st Century Tower binası, ilk olarak iç yapı çelik çaprazlı perdeli olarak modellenmiştir. Yapısal sistem çözümlemesinde ikinci öneri; bu çelik çaprazların kaldırılmasıdır. Kaldırılan bu çaprazların deprem yüklerinin aktarılmasındaki görevini, betonarme perdelerden iç yapıda oluşturulacak çekirdek ile üstlenip, yapıyı kompozit bir sistem haline dönüştürmektir.

Bu bağlamda, tamamı çelik yapıdaki C, F, 3 ve 6 akslarındaki çaprazlar kaldırılmıştır. Betonarme perdeler, 3a, 4, 5, 5a, D ve E akslarındaki merdiven ve asansör boşluğu çevrelerinde oluşturulmuştur. Çelik çaprazların bulunduğu akslar yapının iç cephesini oluşturduğu için; mimari olarak bu bölgelere perde konulması mümkün olmamaktadır.



Şekil 2.7 : 3. bodrum kat planı (BPÇKY)



Şekil 2.8 : 1. kat planı (BPÇKY)

Betonarme perdeler tabandan itibaren belirli katlarda kesitleri değişerek yükselmektedir. Bunlardan, 3a ve 5 akslarında bulunan 5.8m plan uzunluğuna sahip olan perdeler ile 4 ve 5 akslarında 4.0m plan uzunluğuna sahip olanlar, 3. bodrum - 5. kat arası 50cm, 5. - 23. katlar arası 40cm ve daha sonrasında 30cm kalınlığında teşkil edilmişlerdir. D ve E akslarındaki 3.8m uzunluğunda olanlar; 3. Bodrum - 23. kat arasında 60cm, üst katlarda 30cm olarak tasarlanmıştır. 4a ve 4b akslarında 1.8m planda uzunluğu olan, gerçekte kolon sınıfına giren, ancak modellenirken perde olarak kabul edilen elemanlar; 3. bodrum - 5. kat arası 40cm, 5. - 23. katlar arasında 35cm ve devamında 25cm olarak tasarlanmışlardır.

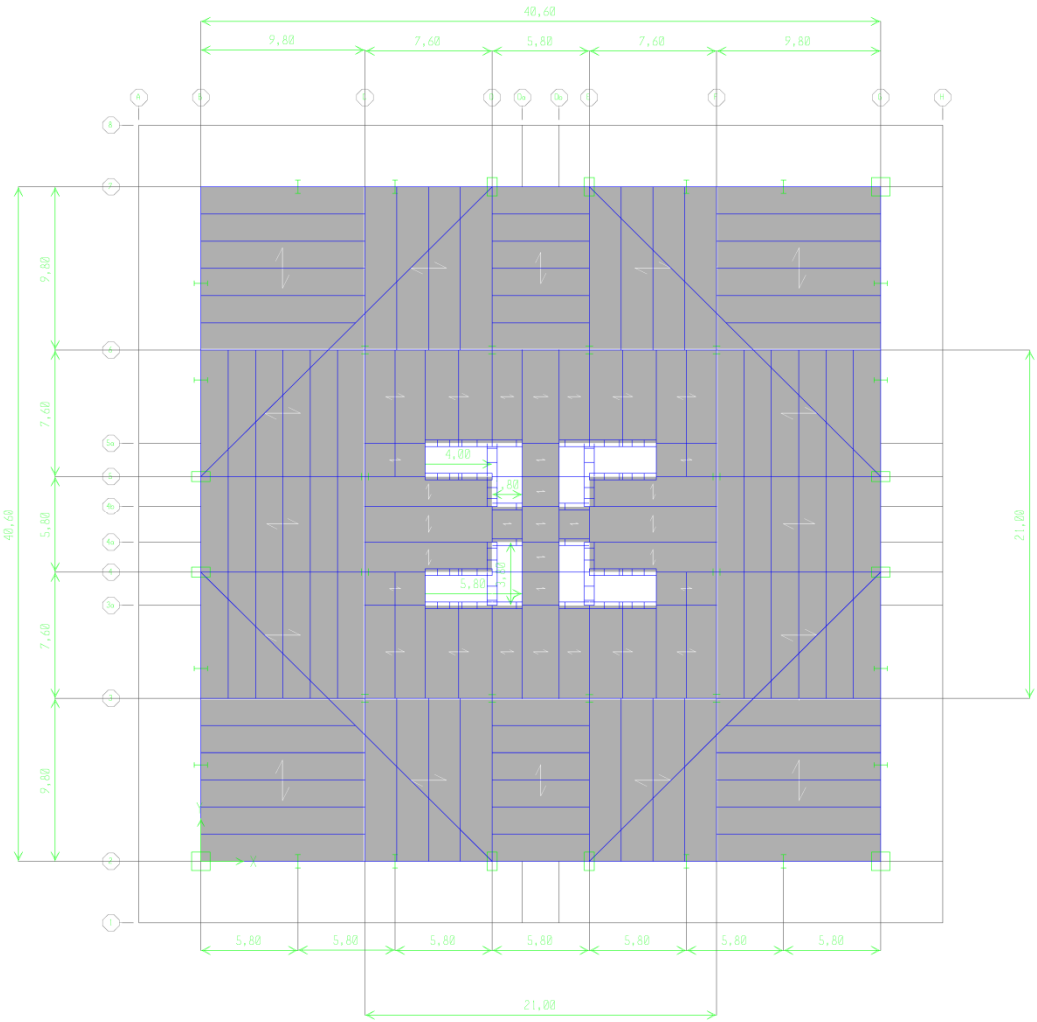
Rijit bordum perdeleri 40cm kalınlığında tipik olarak ele alınmıştır.

Bordum perdeleri dışında oluşturulan perdelerin hepsi, kendi kalınlıklarında ve 70cm yüksekliğinde kirişler ile birbirlerine bağlanmışlardır.

2.2.2 Taşıyıcı sistem özelliği

Taşıyıcı sistemin yük aktrama prensipleri şöyle açıklanabilir:

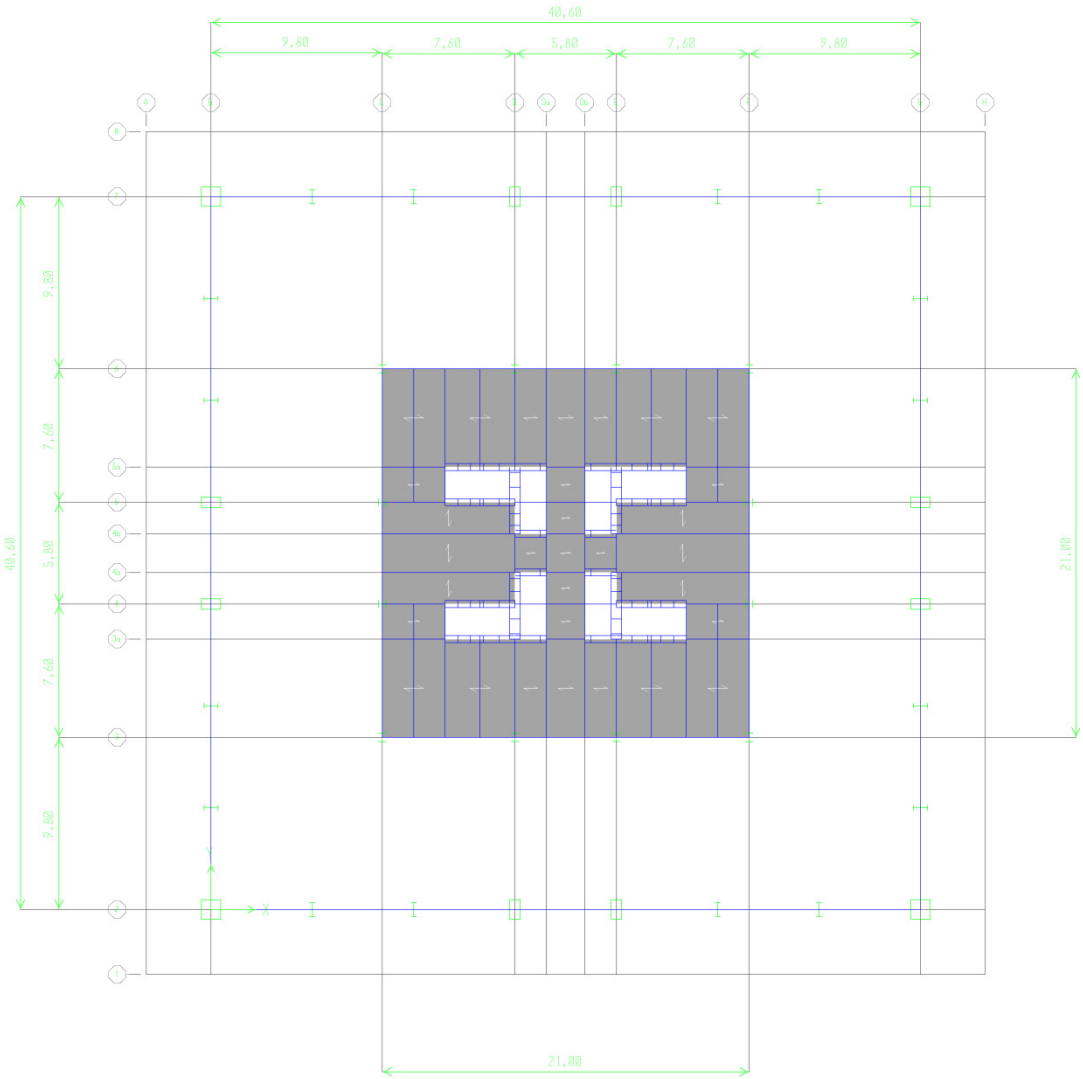
- ÇÇPY' nin iptal edilen elemanlarının yerini perdeler almıştır. İptal edilen elemanlar; 5/D, 5/E, 4/D ve 4/E aks kesişimlerindeki I kolonlar ile C, F, 3 ve 6 akslarındaki I çelik çaprazlardır.



Şekil 2.9 : 13. kat planı (Bağlantı katı) (BPÇKY)

- Yapının cephesi tamamen aynı olduğundan dolayı, *bölüm 2.1.2* dahilinde açıklanan cephe sistemininin yapısı ve sistem içi yük aktarımına (yatay ve düşey) katkısı, aynı şekilde BPÇKY için de geçerlidir. 4, 13, 22, 31, 40 ve 49. katlarda oluşturulan bağlantı katları, yatay yük aktarımında yine aynı şekilde davranmaktadır.

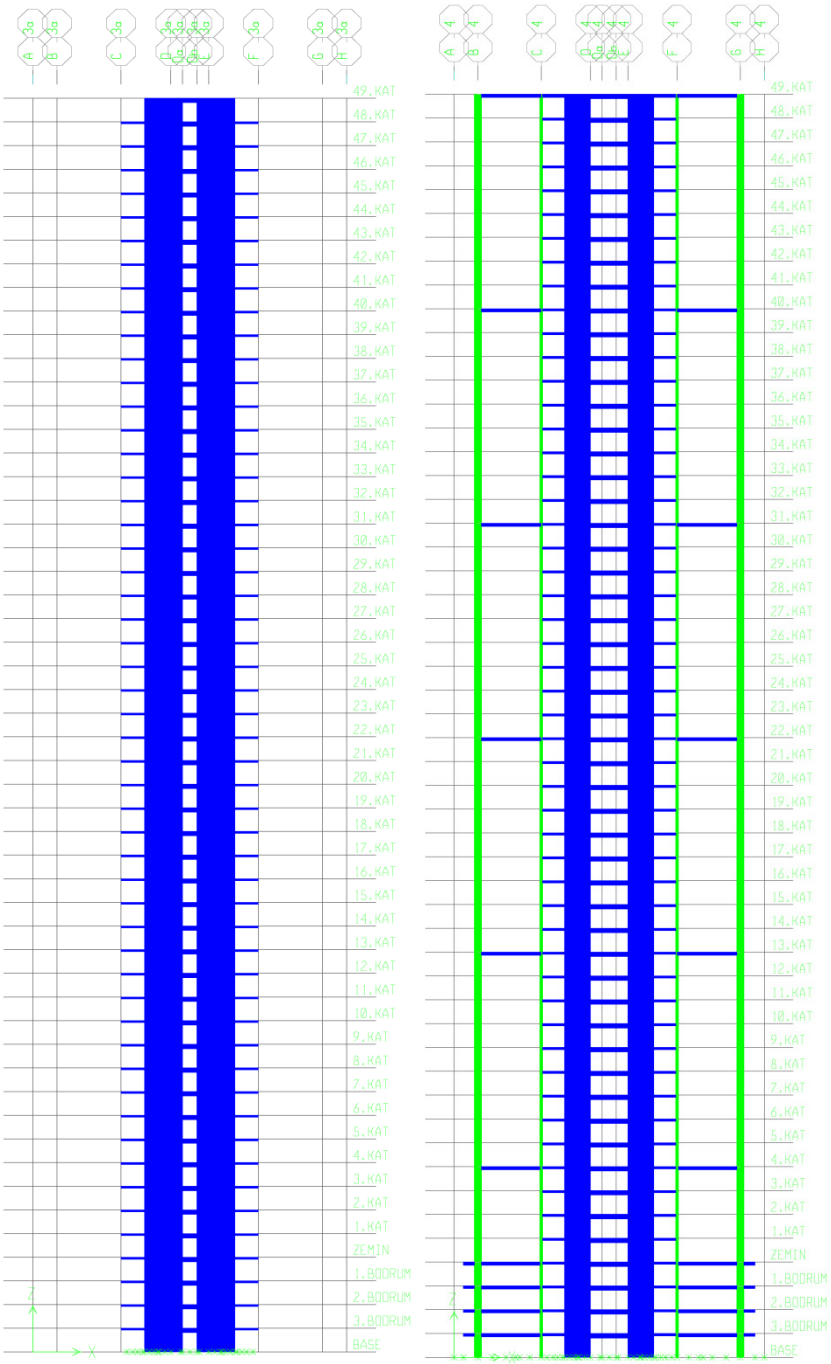
- Gerçek yapısal sistem farklılığı iç yapıda oluşturulmuştur. İç yapının cephe aksları olan C, F, 3 ve 6 akslarındaki çaprazlı çerçeveler, moment aktaran basit çerçeveler haline gelmişlerdir. Çelik kirişler ise; betonarme perdelere rijit olarak bağlanmıştır.
- Betonarme perdeler yatay yüklerin aktarımında kendi içlerinde betonarme kiriş ve betonarme bağ kirişleri ile birbirlerine bağlanmışlardır. Deprem ve rüzgar gibi yatay yük etkisinde, iç yapının çelik ve betonarme elemanları rijit çerçeve ve perdeli rijit çerçevelerin davranış bütünleşmesi ile kompozit bir davranış göstermektedir.



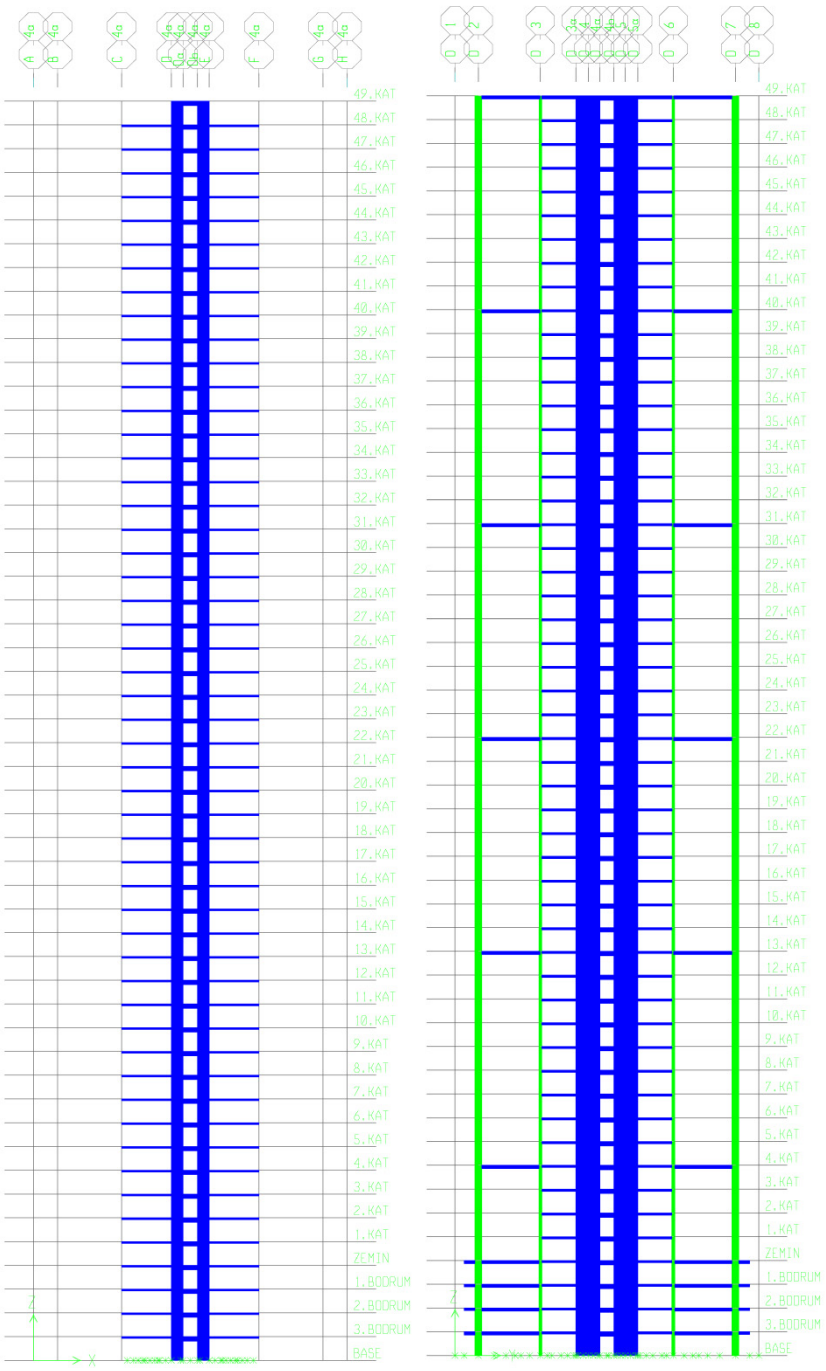
Şekil 2.10 : Aradaki katların tipik kat planı (BPÇKY)

- Dış cephe örtüsünün yükleri ÇÇPY ile aynı düzende temele aktarılırken, iç yapınının düşey yükleri kat kolonları ve perdeler tarafından temele aktarılmaktadır.

- Dış cephe dikmeleri de bu yapısal sistemde farklılık göstermediği için yatay ve düşey yükleri aynı prensiple aktarmaktadır.
- Zemin itkisi, rijit bodrum perdeleri tarafından karşılanarak, bağlı olduğu noktalardan çelik kutu profilleri ile bodrum kat diyaframlarına aktarılmaktadır. Diyaframdan betonarme perdelere aktarılan yükler kesme kuvveti olarak temele inmektedir.



Şekil 2.11 : 3a ve 4 aks görünüşleri (BPÇKY)



Şekil 2.12 : 4a ve D aks görünüşleri (BPÇKY)

2.2.3 Tasarımda sağlanması gereken koşullar

- Tasarım yükleri altında çelik, betonarme ve kompozit elemanlar yeterli dayanım parametrelerini sağlamalıdır.
- Deprem yükleri altında, maksimum %1 göreli kat ötelemesi sınır değeri aşılmamalıdır.
- Rüzgar yükleri altında h/500 yanal öteleme sınır değeri aşılmamalıdır.

- Kompozit döşemelerde l/300 maksimum kompozit kiriş sehimi ile öngörülen döşeme titreşim frekansı aşılmamalıdır.
- Arttırılmamış yükler altında maksimum kazık taşıma gücü, arttırılmış yükler altında ise maksimum kazık taşıma gücünün 1.5 katı aşılmamalıdır.

2.3 Genel Tasarım Parametreleri

2.3.1 Proje genel bilgileri ve analiz parametreleri

- Yapının yeri: Maslak, İSTANBUL
- Yapının deniz seviyesinden yüksekliği: 60 m (Maslak yaklaşık rakımı)
- Kat dağılımı: 4 bodrum, zemin ve 49 normal kat
- Kat yüksekliği: Tipik olarak 3.75 m
- Toplam bina yüksekliği: 198.75 m
- ±0.00 kotundan yüksekliği: 183.75 m
- Kat alanları:
    - Bodrum katlar: 40.6m x 40.6m x 4 = 6593.44 m²
    - Zemin kat: 40.6m x 40.6m = 1648.36 m²
    - Normal katlar: 21m x 21m x 43 = 18963 m²
    - Bağlantı katları: 40.6m x 40.6m x 6 - 17.4² / 2 = 9738.74 m²

Brüt inşaat alanı = 36943.54 m² olarak hesaplanır.

- Temel boyutları: 48m x 48m = 2304 m²
- Zemin parametreleri:
    - Zemin emniyet gerilmesi [5] = 500 kN/m²
    - Zemin yataklama katsayısı [5] = 68670 kN/m³
    - Kazık düşey yay katsayısı [6] = 200 MN/m³ x 0.785 m² = 157 MN/m
    - Zemin sınıfı [6] = İYBDY' ye göre zemin sınıfı C olarak belirlenmiştir.
- Deprem düzeyi: D1

- Deprem yükü azaltma katsayısı (R): 1.5
- Yapı önem katsayısı: 1.0
- Rüzgar bölgesi: İYBRY' ye göre arazi tipi IV olarak belirlenmiştir.
- Kar bölgesi: II
- Dinamik kütle katılımları: Sabit yüklerin %100'ü, hareketli yüklerin %10' u
- Hareketli yük azaltma katsayıları, çizelge 2.1' de verilmiştir.
- Pas payı: Temellerde donatı çapından 7cm, perde ve kirişlerde 4cm' dir.

Çizelge 2.1 : Yük azaltma katsayıları [7]

TS498' e göre HAREKETLİ YÜK AZALTMA KATSAYILARI

Kat no.	45 +	44	43	42	41	40	39 -
Azaltma çarpanı	1.00	0.95	0.88	0.80	0.71	0.65	0.60

2.3.2 Tasarım genel bilgileri

- Yapısal analizinde ETABS-Nonlinear ver. 9.70 kullanılmıştır. Bu program dahilinde çelik elemanlar, TS648'e uygunluğundan dolayı ASD-2001 ile betonarme perde ve kirişler, ACI318-05/IBC2006 ile yapılmıştır.
- Temel tasarımında SAFE ver. 12.2 kullanılmıştır.
- Yapılan analizlerde ikinci mertebe etkileri (P-Δ) dikkate alınmıştır. İYBDY' ye göre; yapı geometrik şekil değiştirmeler bakımından doğrusal olmayan şekilde çözümlenirken, yapısal analiz doğrusal olarak yapılabilmektedir. Ancak, bu tez çalışmasında güvenli tarafta kalınması amacı ile "ω" (burkulma katsayıları), el ve bilgisayar hesaplarında dikkate alınmıştır.
- Yapının yüksek olmasından dolayı belirli yüksekliklerin üzerinde kaynak tercih edilmemektedir. Bu sebeple yapının gerek çelik - çelik, gerekse; çelik - betonarme birleşimleri bulonlu olarak öngörülmüştür. Bu kabulden dolayı spektrum eğrisi %5 sönüm oranına göre tanımlanmıştır.
- Yapının kuzeybatı ve güneydoğu kış bahçelerinde bulunan cephe dikmeleri, mesnetlenme koşulları (üst uç kayıcı mafsal, alt mesnetler sabit) ve buna bağlı olarak yük aktarım şekillerinden dolayı taşıyıcı sistemin türünün

değişiminden bağımsızdır. Taşıyıcı sistemin ve dış cephe konstrüksiyonunda yer alan ana çaprazlamanın davranışına da katkı sağlamamaktadır. Bu elemanlar yalnızca düşey kaplama yükünü ve yatay rüzgar yüklerini bağlı olduğu kat kirişi ve ana çapraza aktarmakla görevlidirler. Bu sebeplerden yapısal elemanlar değildirler. Bilgisayar modeline kendileri girilmeyip, taşıdıkları yükler noktasal olarak girilmiştir.

- Yapının yüksek oranda kullanılan iç yapı kısmı ile dış cephe arasındaki yük farkının fazla olmasından dolayı, yapının ve dış kısımları ölü yükler ile servis yükleri altında temel üstünde farklı oturmalar yapmaktadır. Bu fark bina kullanımını olumsuz etkileyecektir. Ayrıca, iç ve dış yapıyı birbirine bağlayan yatay dikmeler bu deplasmandan etkilenerek hesap dışı gerilmelere maruz kalacaklardır. Bunun önüne geçilebilmesi için yapım aşamasında, inşaat tamamlandıktan sonraki oturma değeri göz önüne alınarak; iç yapı kolonları kat yüksekliğinden daha uzun olarak imal edilmelidir. Modelleme tekniği olarak da, ek gerilmelerin önüne geçebilmek için, bağlantı katlarında bahçe döşemeleri diyaframdan çıkartılmış ve yatay stabilite dikmeleri iç yapıya mafsallı olarak bağlanmıştır.
- Çubuk elemanların mesnetlenme şartları sistem davranışını doğrudan etkilemektedir. Bu şartları şu şekilde sırıalayabiliriz:
    - İç yapı kolonları temel üstünden çatıya kadar iki yönde de ankastre bağlanmıştır.
    - İç yapı kirişleri iki yönde de rijit bağlanmıştır. DBYBHY 2007' ye göre arasında bağ kirişi ile bağlanan çerçevelerin rijit çerçeve olması gerekmektedir (madde 4.6.4.1).
    - İç yapı dışmerkez çelik çaprazların tamamı, iki ucu mafsallı olarak teşkil edilmiştir.
    - Bağlantı katlarında yatay rijitlik elemanlarının uçları mafsallı şekilde bağlanmıştır. Bunların, iç kolonlara bağlananları kolon yüzünde bölünerek uçları mafsallı teşkil edilmiştir.
    - Tüm döşeme kompozit ve kompozit olmayan kirişleri uçları mafsallı olarak teşkil edilmiştir.

- Dış cephe dikmeleri uçları mafsallı olarak modellenmiştir.
- Dış cephe ana dikmeleri temelde ve çatıda mafsallı mesnetlenmiştir. Bu arada rijit olarak devam etmektedirler.
- Dış cephe çaprazları uçları mafsallı modellenmiştir.
- Çelik kirişlerin betonarme perdelere bağlantıları ankastre kabul edilmiştir.
- Cephe kaplamasının mesnetlendiği yapısal olmayan yatay cephe elemanları ise; yine uçları mafsallı olarak modellenen elemanlar arasındadır.

- Programa yaptırılan tasarımlarda, yüksek yapı yönetmeliğinden gelen arttırılmış akma gerilmesi anlamına gelen ortalama dayanımlar kullanılmıştır. Bu dayanım emniyetini sağlayabilmek için katsayılar kombinasyonların içerisinde ayarlanmıştır. Aynı şekilde, rüzgar yüklemesini içeren ÇÇPY için düzenlemiş kombinasyonlarda da emniyet gerilmelerinde yapılan %15' lik artış kombinasyonların içinde gömülü olarak bulunmaktadır.
- Tasarım esası olarak, tasarım kombinasyonları ve yapısal analiz yük kombinasyonları, ÇÇPY ve BPÇKY için farklı katsayılar ile oluşturulmuştur.
- Yapılar kazıklı temelleriyle tümleşik olarak modellenmiştir. Kazıklar düşey etkilere reaksiyon gösteren yaylar olarak sistemde tanımlanmıştır. Yay katsayıları THY Teknik A.Ş.' ye ait HABOM projesinden alınmıştır [6]. Kazık imalatının ardından temel betonu dökülmeden önce kazık başlarına rijit başlık teşkil edileceğinden dolayı; modeldeki temelin kazık olan noktalarında δ_x, δ_y, θ_x, θ_y ve θ_z hareketleri engellenmiş, yalnızca δ_z serbest bırakılmıştır. Temelin içerisinde sonlu elemanlara bölünen ancak, kendisine kazık bağlı olmayan noktaların ise; δ_x, δ_y ve θ_z hareketleri tutulmuştur.

- BPÇKY' nin perdeleri arasındaki betonarme bağ kirişlerinin mesnet yüzlerinde, yapının ön boyutlandırması yapıldığında, yatay etkiler altında plastik mafsal oluştuğu gözlenmiştir. Bu sebepten tasarım gerçelleme aşamasında bu bağ kirişlerinin rijitlikleri $0.4EI_o$ olarak alınmıştır. Yine boyutlandırma aşamasında 5 - 23 katları arasında D ve E akslarınaki bağ kirişlerinin gereken kesme güvenliğinin sağlanmasının, mevcut mimari çözümleme dahilinde mümkün olmadığı görülmüştür. Bu kirişlerin, yapının deprem hedef performansını olumsuz etkilememesinden dolayı hasar almasına izin verilmiştir.
- Rüzgar etkisinde oluşan maksimum yatay deplasman sınır değeri için Türk yönetmeliklerinde yeterli bilgi yer almamaktadır. NBC gibi dünyada rüzgar alanında kabul görmüş yönetmeliklerde h/200 - h/600 arasında, yapı önemine göre farklı değerler önerilmektedir. Sınır değer ile ilgili hakim görüş ise; h/500 olarak şekillenmektedir [8]. Bu çalışmada da bu değer esas alınmıştır.
- Bilgisayar programında H olarak adı geçen profiller ARBED üretim kataloglarında "HD" olarak tanımlanan profillere karşılık gelmektedir [9].

2.3.3 Analiz ve tasarımda kullanılan yönetmelikler

DBYBHY 2007: Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik. Depreme dayanıklı tasarım kuralları bu yönetmelikten alınmıştır.

İYBDY ver. IV (Mayıs 2008): İstanbul yüksek binalar deprem yönetmeliği. Deprem yükleri analiz parametreleri bu yönetmelikten alınmıştır.

İYBRY ver. V (Ağustos 2009): İstanbul yüksek binalar rüzgar yönetmeliği. Rüzgar yükleri için gerekli parametreler bu yönetmelikten alınmıştır.

TS648: Çelik yapıların hesap ve yapım kuralları. Çelik yapı elemanların boyutlandırılmasında bu yönetmelik esas alınmıştır.

TS498: Yapı elemanlarının boyutlandırılmasında alıncak yüklerin hesap değerleri. Sabit, hareketli yükler ile, kar yükleri bu yönetmelikten alınmıştır. Rüzgar yüklerinden de İYBRY ile kıyaslama amacı ile faydalanılmıştır.

TS ISO 9194: Yapıların projelendirilme esasları - taşıyıcı olan ve olmayan elemanlar - depolanmış malzemeler - yoğunluk. Yapı malzemelerinin yoğunluk değerleri bu yönetmeliğe dayandırılmıştır.

TS500: Betonarme yapıların tasarım ve yapım kuralları. Betonarme elemanların boyutlandırılmasında bu yönetmelikteki parametrelerden yararlanılmıştır.

TS3167: Kazık temellerin hesap ve düzenlenmesinde genel kurallar. Kazık yerleşiminde bu yönetmelikteki esaslara uyulmuştur.

AISC-ASD2001: American Institute of Steel Costruction - Allowable Stress Design. Amerikan çelik yapı enstitüsü, emniyet gerilmelerine göre hesap anlamındadır. Bilgisayarın yaptığı çelik eleman tasarımları bu yönetmelik esaslarına göre yapılmaktadır. TS648' e uyumluluğu bakımından bu yönetmelik tercih edilmiştir.

ACI318-05/IBC2006: American Concrete Institute / International Building Code. Amerikan betonarme enstitüsü, uluslararası yapı yönetmeliği anlamındadır. Bilgisayarın yaptığı betonarme elemanların tasarımları bu yönetmelik esaslarına göre yapılmaktadır. TS500' e uygunluğu bakımından bu yönetmelik tercih edilmiştir.

NBC1985: National Building Code of Canada. Kanada ulusal yapı yönetmeliğidir. Rüzgar yüklerinin İYBRY ile kıyaslama amacı ile bu yönetmelikten de rüzgar yükü hesaplanmıştır.

2.4 Maksimum Kazık Taşıma Gücü Hesabı

21th Century Tower, oturduğu taban alanına göre yüksekliği fazla olan bir yapıdır. Literatürde bu tür yapılar, çok katlı yapılar (gökdelen) olarak adlandırılmaktadır.

Yüksekliği fazla ve temel alanları az olan bu tür yapıların temellerinde ani çökmelerin yanı sıra konsolidasyon oturmalarının olması da kaçınılmazdır. Gerçekte, bu iki oturma türü, her yapı için söz konusudur, ancak; genel olarak tasarımlarda dikkate alınmamaktadır. Fakat, çok katlı yapılarda bu deplasman değerleri ihmal edilemeyecek mertebelere ulaşmaktadır. Bu sebepten, yapının fiziksel ömrü boyunca farklı oturmaların önüne geçilebilmesi amacıyla, kazıklı temel uygulaması önerilmektedir. Bu çalışma kapsamında zemin emniyet gerilmesi hesaben yeterli olsa bile, yapı temeli kazıklı olarak modellenmiştir.

THY Teknik A.Ş' ye ait HABOM projesinden alınan parametrelere göre; belirli derinlikler için hesaplanan maksimum kazık taşıma güçleri çizelge 2.2 içerisinde verilmiştir.

Kazık çevre sürtünmesi aşağıdaki ifade ile hesaplanmaktadır,

$$Q_s = \alpha \times S_u \times A_s$$

Burada α adhezyon faktörü, As sürtünme meydana getiren zemin içine kazığın penetrasyon miktarı, su ortalama drenajsız kayma mukavemetidir.

Kazığın uç mukavemeti aşağıdaki ifade ile hesaplanır,

$$Q_p = N_c \times S_{ub} \times A_p$$

Burada N_c taşıma gücü faktörüdür. Kile sokulan kazıklarda değeri 9 olarak alınır. Sert kile giren veya kiltaşına giren kazıkların ortalama çevre sürtünmesi s_u = 200 kPa olarak alınabilir.

Bir kazığın toplam taşıma gücü emniyet faktörleriyle aşağıdaki ifade ile belirlenir,

$$Q_{all} = Q_s / 1.5 + Q_p /3$$

Burada Q_s toplam çevre sürtünmesi ve Q_p toplam uç kuvvetini göstermektedir [6].

Hesaplamalarda, zemin parametreleri Mashattan konutları projesinin zemin raporundan [5], kazık hesabı için gerekli parametreler ise; bu raporda mevcut olmadığı için THY Teknik A.Ş.' ye ait HABOM projesinden [6] alınmıştır. Mashattan projesi zemin raporu, sondaj loglarını içermemekle beraber, zemini genel olarak kil tabaka kabul etmiştir.

Çizelge 2.2 : 1 kazık için maksimum taşıma gücü

2. KAZIK KARAKTERİSTİKLERİ

D (çap)	:	1	m
L (boy)	:	50	m
α	:	0,35	
S_u	:	200	kN/m²
$A_{s\ (çevre)}$	:	157,08	m²
$A_{p\ (uç)}$	:	0,785	m²
N_c	:	9	
$S_{ub\ (50m\ kil)}$	:	490,5	kN/m²

1 kazığın taşıma gücü			
BOY (m)	arttırılmamış yükler	arttırılmış yükler	birim
20	3394	5091	kN
25	4243	6365	kN
30	5092	7638	kN
35	5940	8910	kN
40	6789	10184	kN
45	7637	11456	kN
50	8486	12729	kN

2.5 Yük Analizi

2.5.1 Düşey yükler

2.5.1.1 Kat döşemesi kaplama yükü

Konut içi döşemelerinde aşağıdaki yükün etkidiği kabul edilmiştir. Bodrum katlar otopark olarak hizmet vereceğinden dolayı, kaplama yapılmadığı öngörülmüştür.

5cm şap = 0.05m x 22 kN/m³.....= 1.10 kN/m²
2cm tesviye harcı = 0.02m x 22 kN/m³.....= 0.44 kN/m²
Ahşap parke (meşe) = 0.016m x 6.9 kN/m³…….= 0.11 kN/m²

Toplam = 1.65 kN/m²

2.5.1.2 Apartman holü kaplama yükü

Apartman içi koridorlara bu yükün etkidiği kabul edilmiştir.

5cm şap = 0.05m x 22 kN/m³.....= 1.10 kN/m²
2cm tesviye harcı = 0.02m x 22 kN/m³.....= 0.44 kN/m²
Granit taş = 0.03m x 28 kN/m³…….....= 0.84 kN/m²

Toplam = 2.38 kN/m²

2.5.1.3 Bahçe döşemesi kaplama yükü

Bağlantı katlarının iç yapıdan ayrı olan kısmı kış bahçesi olarak kullanılmaktadır. Bu bahçe döşemelerinde aşağıda analiz edilen yükün etkidiği kabul edilmiştir.

5cm şap = 0.05m x 22 kN/m³.....= 1.10 kN/m²
10cm çakıl = 0.1m x 18 kN/m³…….....= 1.80 kN/m²

Toplam = 2.90 kN/m²

2.5.1.4 Asma tavan yükü

Katların tavanları asma tavanla kaplanmış kabul edilmiştir. Bu sebepten dolayı kat döşemelerinde 0.3 kN/m² asma tavan yükü varsayılmıştır.

2.5.1.5 Çatı kaplama yükü

Yapının çatısı da cephesi gibi cam giydirme cephe kaplaması ile örtülüdür. Isı ve ses izolasyonu, ayrıca üst katlardaki aşırı rüzgar yüklerine dayanabilmesi amacıyla çift cam olarak seçilen kaplamanın birim ağırlığı 1.0 kN/m² olarak öngörülmüştür.

2.5.1.6 Cephe kaplama yükü

Bölüm 2.5.1.5' de anlatılan kaplama, katlarla aynı aralıkta teşkil edilen yatay elemanlar ile karşılanmaktadır. Bu elemanlara etkiyen cephe yükü aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır,

3.75m x 1.0 kN/m².....= 3.75 kN/m

2.5.1.7 İç ve dış duvar yükü

Yapının ara bölme duvarlarının sisteme etkidiği kabul edilen yükleri aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır,

15cm Ytong duvar = 0.15m x 8.0 kN/m³.....= 1.20 kN/m²
2cm sıva (iç-dış) = 0.02m x 22 kN/m³…...….....= 0.88 kN/m²

Toplam = 2.08 kN/m²

İç duvar yüksekliği 3.4m (kat kirişleri HE360A) olduğu için,

3.40m x 2.08 kN/m².....= 7.10 kN/m olarak hesaplanır.

Dış duvarlar ise %30 pencere boşluğu olduğu varsayımına dayanarak, 5.00 kN/m olarak öngörülmüştür.

2.5.1.8 Hareketli yükler

Yapıda öngörülen döşemelere etkidiği varsayılan hareketli yükler aşağıdaki şekilde sıralanabilir.

- Çatı = 1.50 kN/m²
- Konut içlerinde = 2.00 kN/m²
- Apartman hollerinde = 3.50 kN/m²
- Kış bahçelerinde = 5.00 kN/m²
- Bordum katlarda (otopark) = 5.00 kN/m²

2.5.1.9 Kar ve buz yükü

Yapının deniz seviyesinden yüksekliği 60m olarak kabul edilmiştir. Zemin üst kotundan itibaren yükseklik ise; 183.75m' dir. Bu değerler dikkate alındığında yapının kar yüküne maruz kalacağı varsayılan çatı katının deniz seviyesinden toplam yüksekliği yaklaşık olarak 240m olarak kabul edilebilir. İstanbul ili kar bölgesi II olarak verilmiştir. Kar yükü aşağıdaki şekilde hesaplanır:

$\alpha = 0^o$ (çatı eğimi)

m = 1 (TS498' e göre çatı eğimine bağlı yük azaltma katsayısı)

$P_{ko} = m \times P_o$

Bölge II, h (240m) < 800m için $P_o = 0.75$ kN/m² olarak verilmiştir.

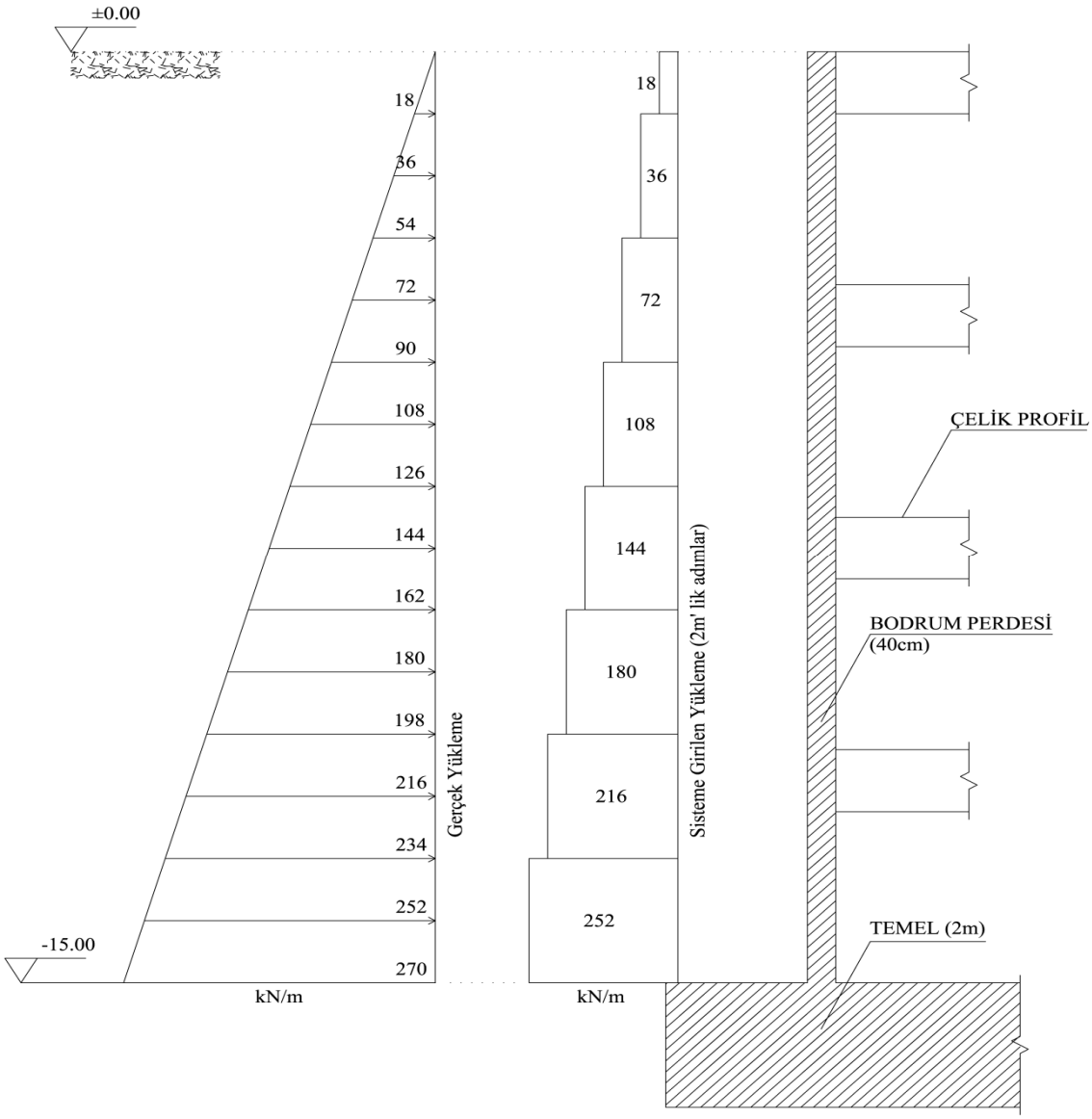
$P_{ko} = 1 \times 0.75$ kN/m² olarak kabul edilir.

Yapıda buz yükü etkisi olup olmayacağına bakılacak olunursa; TS498' e göre deniz seviyesinin 400m' nin üzerinde olmayan yapılar için buz yükü öngörülmediği sonucuna varılır.

2.5.2 Yatay yükler

2.5.2.1 Toprak itkisi

Yapının bordum katları rijit perdeleri ile çevrilidir. Bu perdeler, ±0.00 kotuna kadar toprak altındadırlar. Çevreleyen zeminin drenaj koşullarının sağlanacağı varsayımına dayanarak toprak birim hacim ağırlığı 18 kN/m³ olarak alınmıştır. Yük şeması şekildeki gibidir.



Şekil 2.13 : Toprak itkisi yük şeması

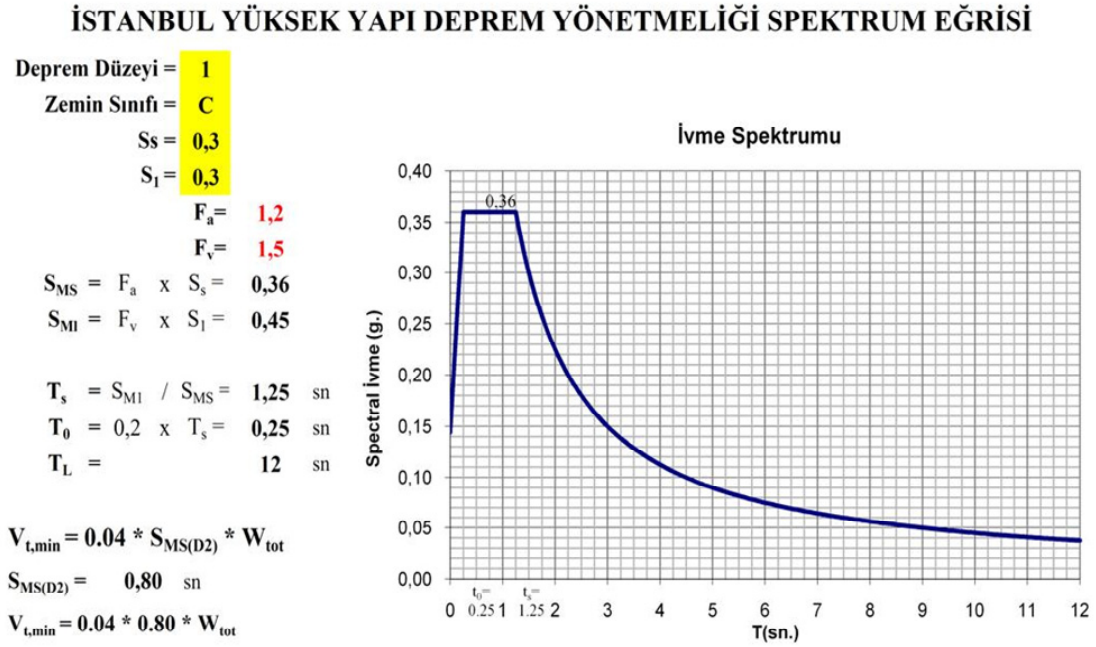
2.5.2.2 Rüzgar yükleri

Yapısal analiz için gerekli rüzgar yükleri, İstanbul yüksek binalar rüzgar yönetmeliği uyarınca seçilmiştir. Ancak, kıyaslama amacı ile TS498 ve NBC1985' e göre de rüzgar yükleri hesaplanıp, taban kesme kuvvetleri açısından değerlendirilmiştir.

İYBRY' ye göre yapılan hesabına ayrıntıları *EK.B1'* de verilmiştir.

2.5.2.3 Deprem yükleri

Deprem yükü parametreleri aşağıdaki şekilde verilmiştir.



Şekil 2.14 : İYBDY ivme spektrumu tanımı [3]

<u>Kullanılan terimler:</u>

D1: D1 deprem düzeyi, 50 yılda %50 aşılma olasılığına sahip depremdir.

C : C sınıfı zeminler, çok sıkı zeminler ve yumuşak kaya olarak nitelendirilirler (S_u>100 kPa).

F_a : T = 0.2 sn periyoduna karşılık gelen zemin itkisi katsayısı

F_v : T = 1.0 sn periyoduna karşılık gelen zemin itkisi katsayısı

S_S : T = 0.2 sn periyoduna karşılık gelen spektral ivme

S_1 : T = 1.0 sn periyoduna karşılık gelen spektral ivme

S_{MS} : T = 0.2 sn periyoduna karşılık gelen, zemin etkisiz spektral ivme

S_{M1} : T = 1.0 sn periyoduna karşılık gelen, zemin etkisiz spektral ivme

T_0 ve T_S : Spektrum köşe periyodları

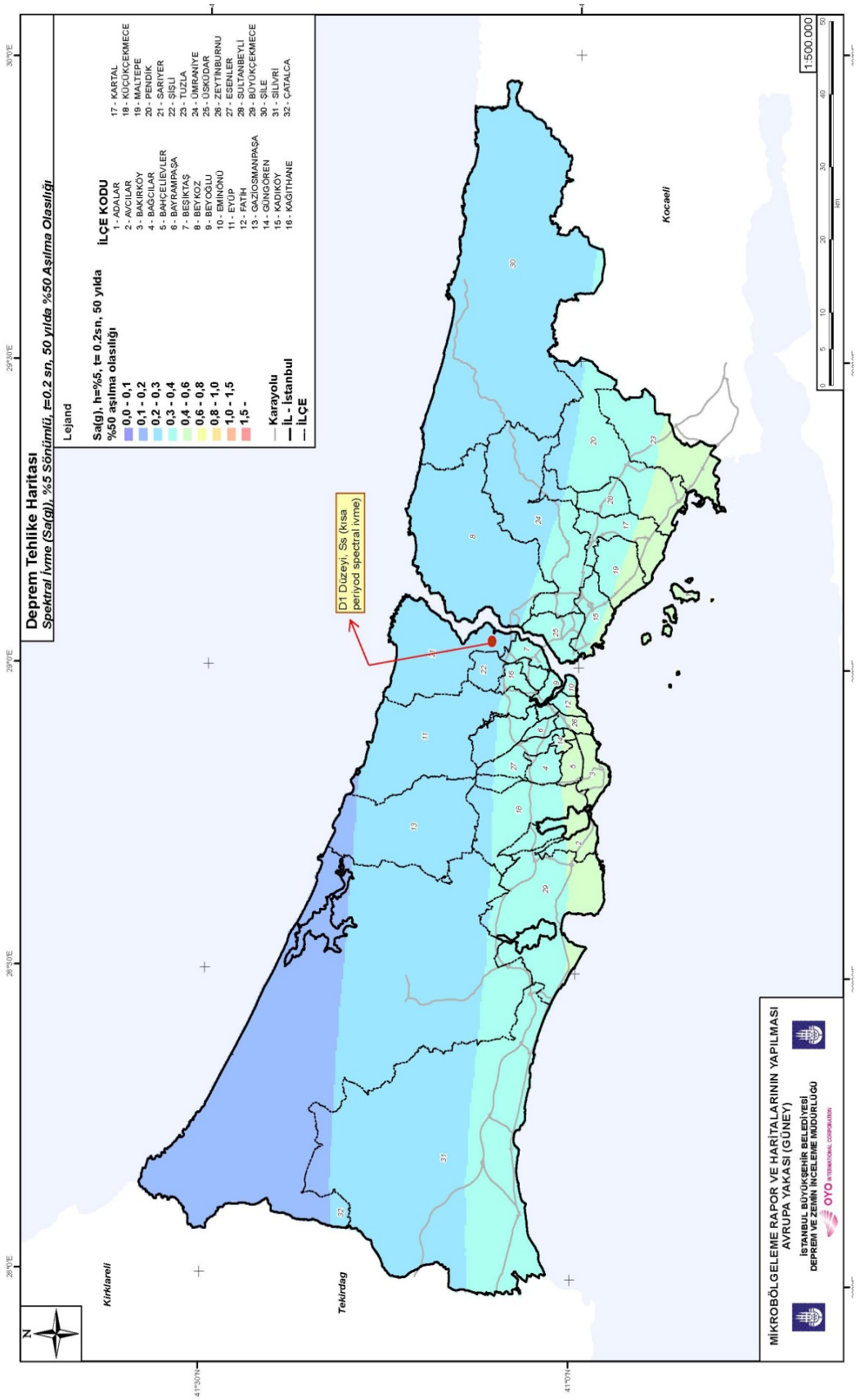
T_L : Uzun periyod bölgesine geçiş periyodu

V_{tmin} : Analizlerde alınabilecek en küçük tasarım kesme kuvveti değeri

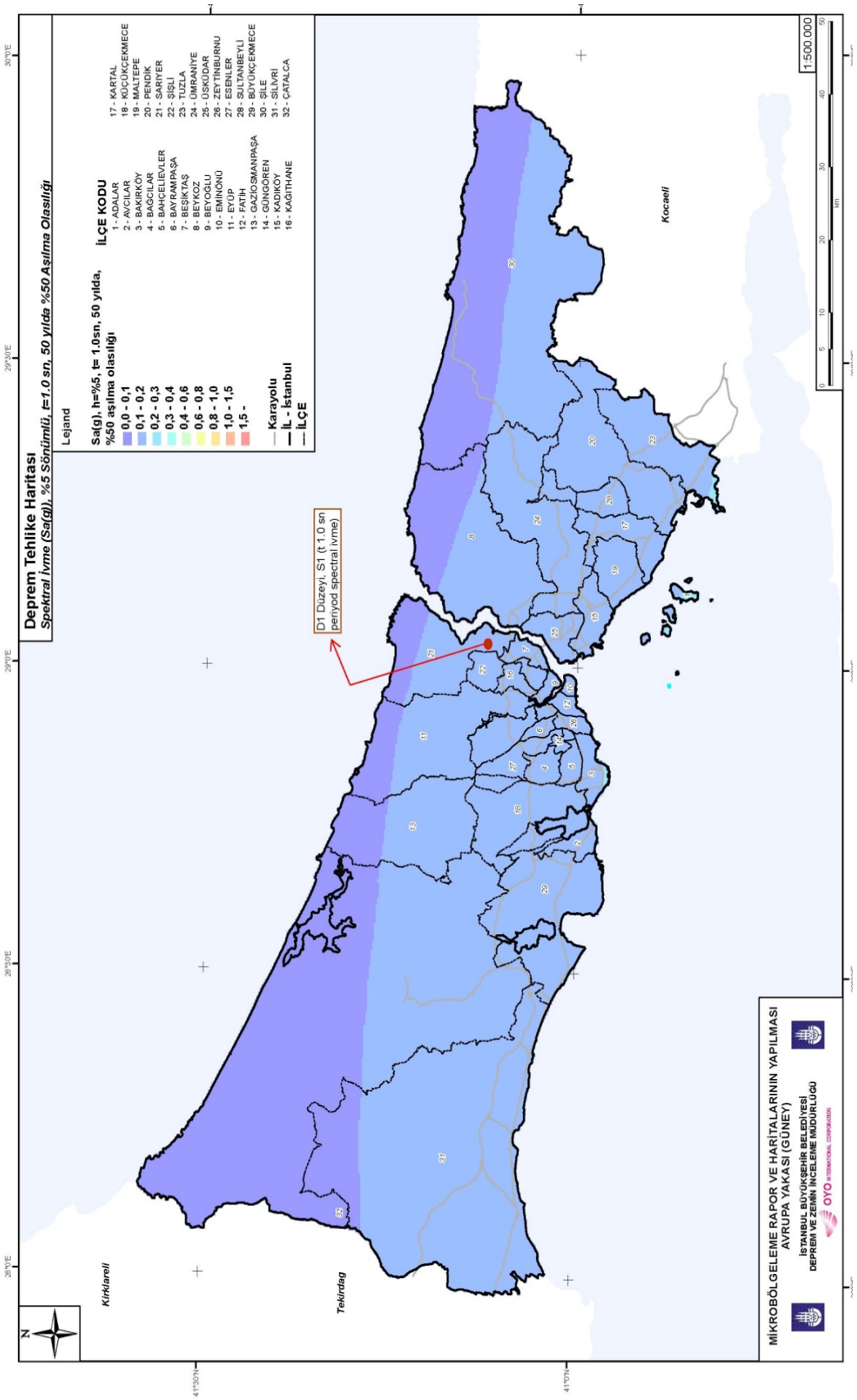
Deprem düzeyine bağlı olarak İYBDY' nin EK-A bölümünde %5 sönüm oranı esas alınarak oluşturulan haritalar bulunmaktadır. 21st Century Tower' ın birleşimlerinin bulonlu olacağı kabulüne dayanarak, bu haritaların tasarıma uyumlu olduğu sonucuna varılmıştır. İşbu haritalardan, sırasıyla 0.2 sn kısa periyod ve 1.0 saniye periyoduna karşılık gelen S_s ve S_1 değerlerinin nasıl okunduğu şekil 2.15 ve 2.16' da verilmiştir.

2.6 Yük Kombinasyonları

Sisteme etkiyen dış yükler, etkidikleri yapısal sisteminin hesap yöntemine göre katsayı ile birlikte kullanılırlar. Ayrıca, birlikte etkidikleri diğer yüklere göre de bu katsayılar değişebilir. Farklı yüklerin, belirli yük katsayıları ile beraber sistemlere yüklenmesi haline, yük kombinasyonları denir. Çizelge 2.3 içerisinde ÇÇPY' nin, çizelge 2.4 içerisinde ise, BPÇKY' nin analizinde kullanılan yük kombinasyonları verilmiştir. Bu kombinasyonlar, yapısal analiz ve deplasman sınır kontrolleri için kendi katsayılarında kullanılmıştır. Eleman boyutlandırmaları ve DBYBHY' de bahsi geçen bazı kontrollerin yapılabilmesi ve bu kombinasyonlar içerisinde, emniyet gerilmelerinin sağlanabilmesi için bazı katsayı ayarlamaları yapılmıştır.



Şekil 2.15 : D1 deprem düzeyi için S_{MS} değeri [3]



Şekil 2.16 : D1 deprem düzeyi için S_1 değeri [3]

Çizelge 2.3 : Çelik çaprazlı perdeli yapı yük kombinasyonları

ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELİ YAPI İÇİN YÜK KOMBİNASYONLARI										
No.	DL	Q	±Ex	±ExN	±Ey	±EyN	±Wx	±Wy	H	±T
1	1,00									
2	0,90								1,00	
3	1,00	1,00								
4	1,00	1,00							1,00	
5	1,00	1,00	1,00		0,30					
6	1,00	1,00		1,00	0,30					
7	1,00	1,00	1,00			0,30				
8	1,00	1,00		1,00		0,30				
9	1,00	1,00	0,30		1,00					
10	1,00	1,00		0,30	1,00					
11	1,00	1,00	0,30			1,00				
12	1,00	1,00		0,30		1,00				
13	0,90		1,00		0,30					
14	0,90			1,00	0,30					
15	0,90		1,00			0,30				
16	0,90			1,00		0,30				
17	0,90		0,30		1,00					
18	0,90			0,30	1,00					
19	0,90		0,30			1,00				
20	0,90			0,30		1,00				
21	1,00	1,00					1,00			
22	1,00	1,00						1,00		
23	0,90						1,00			
24	0,90							1,00		

NOTLAR: * Bütün sabit yükler DL kombinasyonu içerisindedir.
* Hareketli yük ve kar Q kombinasyonu içerisindedir.
* ExN ve EyN terimleri - ekstantrisiteyi ifade etmektedir.
* Sıcaklık etkisi, birleşim toleranslarına bağlı olarak farklı etkiler yaratmasından dolayı detaylı analiz yapılmasını gerektirmektedir. Bu çalışmada çelik elemanlar için sıcaklık etkisi dikkate alınmamıştır.

Çizelge 2.4 : Betonarme perde çekirdekli kompozit yapı yük kombinasyonları

BETONARME PERDE ÇEKİRDEKLİ KOMPOZİT YAPI YÜK KOMBİNASYONLARI										
No.	DL	Q	±Ex	±ExN	±Ey	±EyN	±Wx	±Wy	H	±T
1	1,40	1,60								
2	1,00	1,30								
3	1,40	1,60							1,60	
4	0,90								1,60	
5	1,00	1,20								1,20
6	1,00	1,00	1,00		0,30					
7	1,00	1,00		1,00	0,30					
8	1,00	1,00	1,00			0,30				
9	1,00	1,00		1,00		0,30				
10	1,00	1,00	0,30		1,00					
11	1,00	1,00		0,30	1,00					
12	1,00	1,00	0,30			1,00				
13	1,00	1,00		0,30		1,00				
14	0,90		1,00		0,30					
15	0,90			1,00	0,30					
16	0,90		1,00			0,30				
17	0,90			1,00		0,30				
18	0,90		0,30		1,00					
19	0,90			0,30	1,00					
20	0,90		0,30			1,00				
21	0,90			0,30		1,00				
22	1,00	1,30					1,30			
23	1,00	1,30						1,30		
24	0,90						1,00			
25	0,90							1,00		

NOT: * Sıcaklık etkileri yalnızca betonarme perdelere etkitilmiştir.

2.7 Malzeme Özellikleri

Yapı malzemesi karakteristik özellikleri, *bölüm 2.7.1* ve *2.7.2'* de anlatılmıştır.

2.7.1 Beton ve donatı çeliği özellikleri

Kompozit döşemelerde slump değerinin uygun olmasından dolayı BS20, kiriş, perde ve temelde yüksek mukavemetinden dolayı BS50 kullanılmıştır. Donatı çeliği kompozit döşemelerde hasır çelik, diğer betonarme elemanlarda BÇIV (S500a) olarak seçilmiştir.

- Beton Sınıfı (BS20):

Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı (f_{ck}) = 20 N/mm²

Betonun tasarım basınç dayanımı (f_{cd}) = 13.3 N/mm²

Betonun karakteristik çekme dayanımı (f_{ctk}) = 1.5 N/mm²

Betonun karakteristik çekme dayanımı (f_{ctd}) = 1.0 N/mm²

Elastisite modülü (E) = 28000 N/mm²

- Beton Sınıfı 50 (BS50):

Betonun karakteristik silindir basınç dayanımı (f_{ck}) = 50 N/mm²

Betonun tasarım basınç dayanımı (f_{cd}) = 33.3 N/mm²

Betonun karakteristik çekme dayanımı (f_{ctk}) = 2.5 N/mm²

Betonun karakteristik çekme dayanımı (f_{ctd}) = 1.65 N/mm²

Elastisite modülü (E) = 37000 N/mm²

- Betonarme Çeliği IV (BÇIV / S500a)

Boyuna donatının karakteristik akma dayanımı (f_{yk}) = 500 N/mm²

Boyuna donatının tasarım akma dayanımı (f_{yd}) = 435 N/mm²

Enine donatının karakteristik akma dayanımı (f_{ywk}) = 500 N/mm²

Enine donatının tasarım akma dayanımı (f_{ywd}) = 435 N/mm²

Elastisite modülü (E) = 200.000 N/mm²

- Çelik Hasır (S500bk)

Boyuna donatının karakteristik akma dayanımı (f_{yk}) = 500 N/mm²

Boyuna donatının tasarım akma dayanımı (f_{yd}) = 435 N/mm²

Elastisite modülü (E) = 200.000 N/mm²

2.7.2 Yapı çeliği malzeme özellikleri

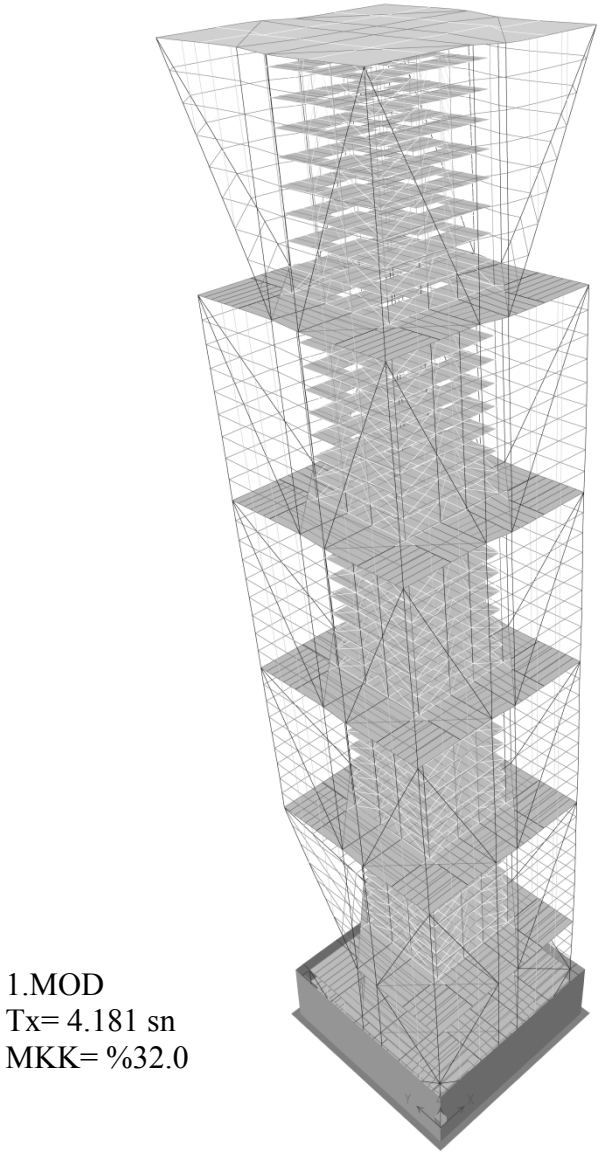
Yapı çeliği olarak, iyi kaynaklanabilir özellikte olması ve yüksek sertlik (yüksek V-notch çentik dayanımı) değerinden dolayı, uzun açıklık geçen makaslar ve çok katlı yapılar için önerilen HISTAR çeliği kullanılmıştır [9]. S355 ve S460 kalitelerinde üretilen bu malzeme, aynı zamanda -50 ^{0}C gibi sıcaklıklarda bile sertliğini koruyabilme özelliğine sahiptir. Bu çalışmada 35.5 kN/cm² akma gerilmesi değerine ve 210.000 N/mm² elastisite modülü değerlerine sahip HISTAR 355 seçilmiştir.

3. ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELİ YAPI ANALİZ SONUÇLARI

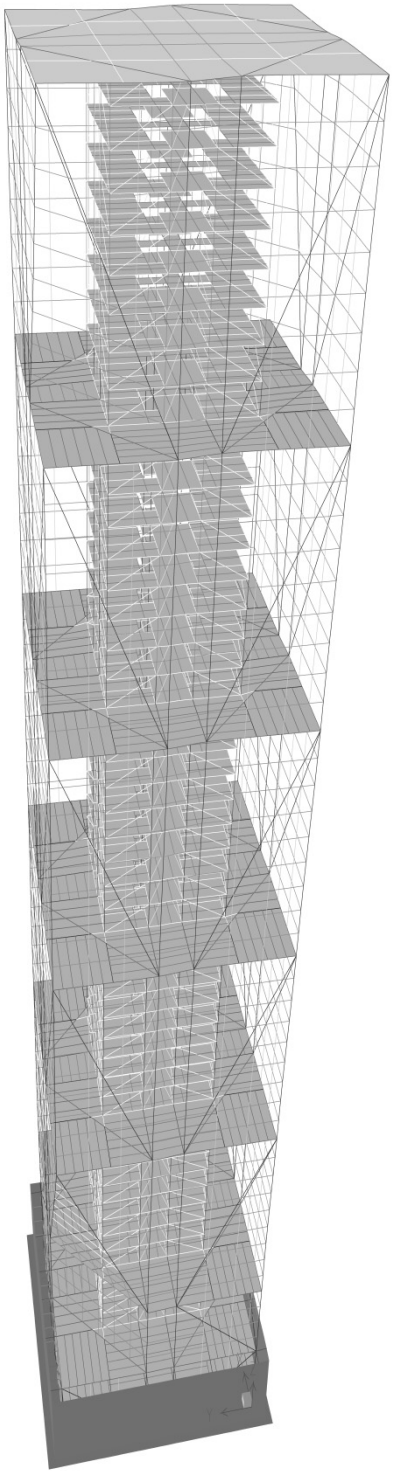
3.1 Yapı Davranışının Değerlendirilmesi

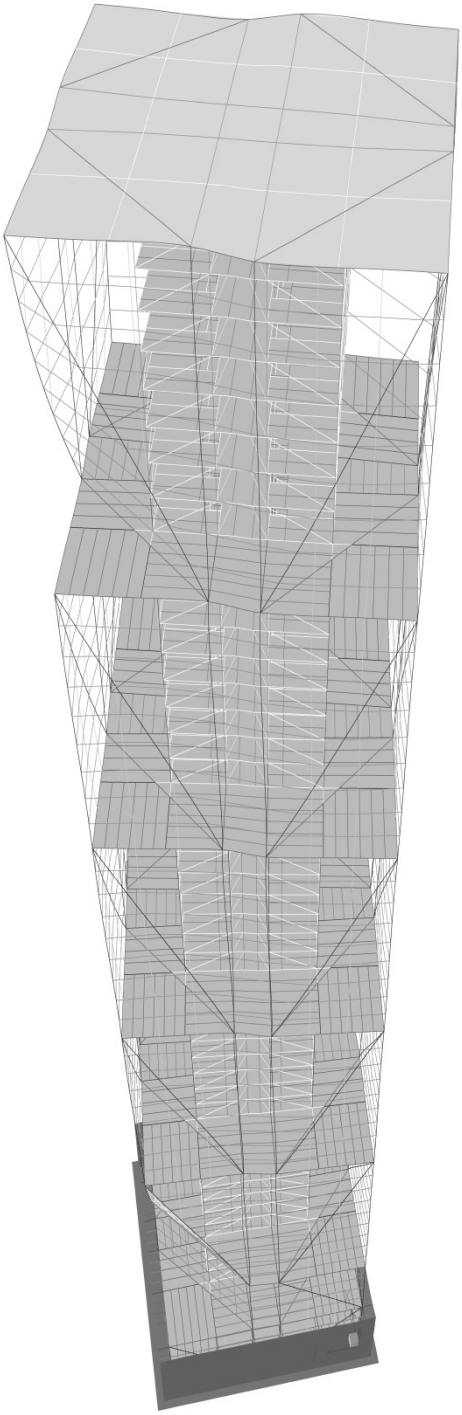
3.1.1 Periyod ve mod şekilleri

Çelik çaprazlı perdeli yapının doğal titreşim periyodları ve bu periyodlarda oluşan mod şekilleri şekil 3.1 ve 3.2' de verilmiştir.



Şekil 3.1 : ÇÇPY 1. mod şekli





2.MOD
Ty= 3.946 sn
MKK= %32.1

3.MOD
Trz= 1.800 sn
MKK= %57.5

Şekil 3.2 : ÇÇPY 2. ve 3. mod şekilleri

Kütle katılımlarına göre mod şekillerine karşılık gelen periyodlar çizelge 3.1' de verilmiştir.

Çizelge 3.1 : Modal kütle katılımları ve periyod değerleri

Mod	Periyod	Ux	Uy	Toplam Ux	Toplam Uy	RZ	
1	**4,181**	**32,05**	29,27	32,05	29,27	0,00	Tx1
2	**3,946**	29,28	**32,09**	61,33	61,36	0,02	Ty1
3	**1,800**	0,00	0,00	61,33	61,36	**57,80**	Rz
4	1,05	6,80	8,01	68,13	69,37	0,01	
5	1,02	7,53	6,29	75,66	75,65	0,00	
6	0,75	0,00	0,00	75,66	75,65	0,97	
7	0,74	0,14	0,14	75,81	75,80	0,00	
8	0,63	0,35	0,92	76,16	76,72	0,08	
9	0,62	0,60	0,06	76,76	76,78	0,80	
10	0,62	0,27	0,29	77,03	77,07	1,30	
11	0,61	0,09	0,04	77,12	77,11	0,01	
12	0,59	0,02	0,15	77,14	77,27	0,08	
13	0,58	0,14	0,00	77,28	77,27	0,02	
14	0,57	0,03	0,01	77,31	77,27	0,07	
15	0,53	0,11	2,62	77,43	79,90	0,55	
16	0,52	2,35	0,00	79,77	79,90	1,27	
17	0,50	0,69	0,48	80,47	80,38	4,38	
18	0,41	0,57	1,07	81,04	81,44	0,02	
19	0,39	0,55	1,00	81,59	82,44	0,01	
20	0,39	1,07	0,15	82,66	82,59	0,07	
21	0,35	0,20	0,52	82,86	83,11	0,00	
22	0,34	0,70	0,22	83,56	83,33	0,01	
23	0,26	1,64	1,12	85,20	84,45	0,69	
24	0,25	1,66	3,82	86,86	88,27	0,00	
25	0,23	2,43	0,60	89,29	88,87	0,05	
26	0,18	0,40	1,10	89,69	89,97	0,02	
27	0,14	3,21	1,34	92,91	91,31	0,05	
28	0,12	1,25	3,26	94,15	94,57	0,01	
29	0,07	3,03	1,20	97,18	95,77	0,27	
30	0,06	1,02	2,55	**98,20**	**98,32**	0,00	

3.1.2 Taban kesme kuvvetleri

Bu bölümde, rüzgar ve deprem yükleri altında yapının temel üst kotunda oluşan kesme kuvvetleri karşılaştırmalı olarak incelenmiştir.

Rüzgar yükü hesabı için İYBRY, TS498 ve NBC Canada 1985' den değerler alınarak karşılaştırma yapılmıştır. Deprem etkisinde oluşan taban kesme kuvvetleri aranırken ise; İYBDY ve DBYBHY 2007' den veriler alınarak çizelge halinde getirilmiştir. Bu karşılaştırma çizelge 3.2' de verilmiştir. Yönetmeliklerce esas alınması gereken en düşük taban kesme kuvvetleri şu şekilde bulunmuştur:

M_{tot} = 44872 kNsn²/m (bilgisayar programından alınan kütle değeri)

W_{tot} = 440198 kN (bilgisayar programından alınan ağırlık değeri)

V_{min} = 14086 kN (İYBDY' ye göre min. taban kesme kuvveti 0.04 x $S_{MS(D2)}$ x W_{tot})

V_t = 25313 kN (İYBDY' ye göre modal analizden bulunan değer)

V_{min} = 17608 kN (DBYBHY 2007' ye göre min. taban kesme kuvveti 0.04 x W_{tot})

V_t = 14405 kN (DBYBHY 2007' ye göre modal analizden bulunan değer)

İstanbul yüksek binalar deprem yönetmeliği madde 4.3.1.4 uyarınca bununan taban kesme kuvveti, esas alınması gereken en küçük değerin üzerindedir. Tasarımda bu kuvvet esas alınacaktır.

Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik madde 2.4 uyarınca bulunan kesme kuvveti, esas alınması gereken en küçük değerin altında kalmıştır. Hesaplamalara en küçük kuvvet ile devam edilecektir.

Çizelge 3.2 : Karşılaştırmalı taban kesme kuvvetleri

Yükleme Cinsi	RÜZGAR	DEPREM	br.
İYBRY	**13520**		kN
TS498	**11205**		kN
NBCC	**11750**		kN
İYBDY			
Mod Birleştirme Yön.		**25365**	kN
DBYBHY 2007			
Mod Birleştirme Yön.		**14405 (<V_{min})**	kN
Eşdeğer Deprem Yükü Yön.		**18010**	kN

3.1.3 Göreli kat ötelemesi kontrolü

Yapıda en yüksek göreli kat ötelemesi değeri 41. katta oluşmaktadır. X ve Y yönlerinin bileşkesi olarak incelenen değer şu şekilde bulunmuştur:

DLQEx yüklemesinde, X yönlü lateral drift (azaltılmış göreli kat ötelemesi / kat yüksekliği oranı) = 0.004734; Y yönlü lateral drift ise 0.002738 olarak programdan alınmıştır. Bu iki değerin bileşkesi alındığında,

$$\sqrt{0.004734^2 + 0.002738^2} = 0.00547$$

$$R \times \Delta_i / h_i = 1.5 \times 0.00547$$

$$= 0.0082 < 0.01 \text{ (İYBDY tablo 4.1) } \surd$$

3.1.4 Yatay deplasman kontrolü

En büyük yatay deplasman kontrolü için rüzgar yüklemelerinden alınacak değerlere bakılacaktır. Bu değerler h/500 değeri ile kıyaslanacaktır.

DLQWx- yüklemesinde çatı katındaki, X yönlü öteleme = 29.4cm; Y yönlü öteleme = 3.9cm olarak programdan alınmıştır. Bu iki değerin bileşkesi alındığında,

$$\sqrt{29.4^2 + 3.9^2} = 29.66 \text{ cm olarak bulunur}$$

$$h / 500 = 18375 / 500 = 36.75 \text{ cm}$$

$$= 29.66 < 36.75 \ \surd$$

3.2 Düzensizlik Kontrolleri

2007 deprem yönetmeliği uyarınca düzensiz binalar tanımlanmıştır. Bu tanıma istinaden yapıdaki düzensizliklerin kontrolleri çizelge 3.3' de verilmiştir.

Çizelge 3.3 : DBYBHY 2007' ye göre düzensizlik kontrolleri [11]

PLANDA DÜZENSİZLİK DURUMU	İNCELEME			
A1 - Burulma Düzensizliği	$(\Delta_i)_{maks.}$ (49.kat Ey+)	$(\Delta_i)_{ort.}$		
$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{maks.} / (\Delta_i)_{ort.} < 1.2$	**43.3**	**43.03**	**1,006**	√
A2 - Döşeme Süreksizlikleri	Boşluk alanı (iç yapı)	Toplam alan (iç yapı)		
I - Boşluk / Toplam alan < 0.30	**58 m²**	**21x21=441 m²**	**0.13**	√
II - Deprem yüklerinin düşey taşıyıcılara aktarımını güçleştiren boşluklar bulunması durumu	Buna örnek bir durum yapıda bulunmamaktadır.			√
III - Döşemelerde düzlem içinde ani rijitlik azalması	Buna örnek bir durum yapıda bulunmamaktadır.			√
A3 - Planda Çıkıntılar Bulunması	Yapıda, planda çıkma bulunmamaktadır.			√
DÜŞEY DOĞRULTUDA DÜZENSİZLİK	İNCELEME			
B1 - Zayıf Kat	Yapı betonarme olmadığı için bu kontrole gerek yoktur.			√
B2 - Yumuşak Kat	$(\Delta_i / h_i)_{ort.}$ (40.kat)	$(\Delta_{i\pm1} / h_{i\pm1})_{ort.}$ (41.kat)		
$\eta_{ki} = (\Delta i / hi)ort. / (\Delta i\pm1 / hi\pm1)ort. < 2.0$	**0.00447**	**0.00655**	**1,465**	√
B3 - Taşıyıcı Düşey Eleman Süreksizliği	Buna örnek bir durum yapıda bulunmamaktadır.			√

3.3 DBYBHY 2007' ye Göre Kontroller

Deprem yönetmeliğinin 4. bölümü çelik yapıların depreme dayalı tasarım esaslarını içermektedir. Bu başlık altında, ÇÇPY ile ilgili yönetmelik maddeleri sırasıyla incelenecektir.

3.3.1 Madde 4.3.1.1

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarına ilişkin koşullar çizelge 3.4' de verilmiştir.

Çizelge 3.4 : DBYBHY 2007 tablo 4.3 [11]

TABLO 4.3 – ENKESİT KOŞULLARI

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

Tanımlar

b	:	**I , U** kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık genişliği
h	:	**I , U , T** kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde yüksekliği **L** kesitlerinde büyük kenar uzunluğu
D	:	dairesel halka kesitlerde (borularda) dış çap
t	:	**I , U , T** kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde başlık kalınlığı halka kesitlerde (borularda) kalınlık
t_w	:	**I , U , T, L** kesitleri ve dikdörtgen kutu kesitlerde gövde kalınlığı

Yapıda kullanılan profillerin DBYBHY 2007 madde 4.3.1.1' e uygunluğu çizelge 3.5 ve 3.6' da verilmiştir.

Çizelge 3.5 : Kesit narinlik koşulları - 1

KESİT ADI ve TÜRÜ	4.3.1.1' e göre Enkesit Narinlik Koşulları ("I" kolon ve çaprazlar için)												
"I" Kolon veya Çapraz	N_d (kN)	h	b	t	t_w	F	Narinlik-1	Narinlik-2		SINIR DEĞER-1		SINIR DEĞER-2	
	(+ işaret basınç)	mm	mm	mm	mm	cm²	b/t	h/t_w	$\lvert N_d / \sigma_a A \rvert$	$0.3\sqrt{E_s / \sigma_a}$		$1.33\sqrt{E_s / \sigma_a} \times (2.3 - \lvert N_d / A \times \sigma_a \rvert)$	
HE180B	515,7	180	180	14,0	8,5	65,3	6,43	21,18	0,22	7,23	√	60,15	√
HE400B	-632,6	400	300	24,0	13,5	198	6,25	29,63	0,09	7,23	√	64,40	√
HE800A	2507,3	790	300	28,0	15,0	286	5,36	52,67	0,25	7,23	√	59,37	√
H400x237	1375,3	381	395	30,5	18,5	302	6,48	20,59	0,13	7,23	√	63,17	√
H400x383	4426,2	416	406	48,0	30,0	488	4,23	13,87	0,26	7,23	√	59,10	√
H400x422	8468,3	425	409	52,5	33,0	537	3,90	12,88	0,44	7,23	√	53,05	√
H400x509	8074,3	445	416	62,2	39,5	648	3,34	11,27	0,35	7,23	√	56,04	√
H400x551	11711,1	455	418	67,5	42,5	702	3,10	10,71	0,47	7,23	√	52,22	√
H400x634	11664	475	423	77,5	47,0	808	2,73	10,11	0,41	7,23	√	54,25	√
H400x744	15169,9	499	431	89,5	54,5	948	2,41	9,16	0,45	7,23	√	52,84	√
H400x900	18826,8	531	442	106,0	65,9	1149	2,08	8,06	0,46	7,23	√	52,49	√

Çizelge 3.6 : Kesit narinlik koşulları - 2

KESİT ADI ve TÜRÜ	4.3.1.1' e göre Enkesit Narinlik Koşulları ("I" kiriş ve kutu profiller içi)										
"I" kiriş		h	b	t	t_w	F	Narinlik-1	Narinlik-2		SINIR DEĞER	
		mm	mm	mm	mm	cm²	b/t	h/t_w		$3.2\sqrt{E_s / \sigma_a}$	
HE180A		171	180	9,5	6,0			28,50		77,08	√
HE240A		230	240	12,0	7,5			30,67		77,08	√
HE300A		290	300	14,0	8,5			34,12		77,08	√
HE360A		350	300	17,5	10,0			35,00		77,08	√
HE400A		390	300	19,0	11,0			35,45		77,08	√
HE500A		490	300	23,0	12,0			40,83		77,08	√
HE400B		400	300	24,0	13,5			29,63		77,08	√
HE500B		500	300	28,0	14,5			34,48		77,08	√
HE700B		700	300	32,0	17,0			41,18		77,08	√
IPE300		300	150	10,7	7,1			42,25		77,08	√
IPE400		400	180	13,5	8,6			46,51		77,08	√
Kutu Profil		h	b	t	t_w	F	Narinlik-1	Narinlik-2		SINIR DEĞER	
		mm	mm	mm	mm	cm²	b/t	h/t_w		$0.7\sqrt{E_s / \sigma_a}$	
RHS370x500/30x30		370	500	30	30		12,33	16,67		16,86	√
RHS600x1000/40x60		600	1000	40	60		15,00	16,67		16,86	√
RHS600x1100/60x70		600	1100	60	70		10,00	15,71		16,86	√
RHS1100x1100/70x70		1100	1100	70	70		15,71	15,71		16,86	√
RHS800x800/80x80		800	800	80	80		10,00	10,00		16,86	√

3.3.2 Madde 4.3.1.2

Bu maddeye göre; kolonlar, düşey yükler ve depremin ortak etkilerinden oluşan yüklerin yanı sıra, arttırılmış deprem etkilerinde eğilme momentleri göz önüne alınmaksızın eksenel kuvvetlere göre tasarlanacaktır. Arttırılmış deprem etkilerine ait kombinasyonlar şöyledir:

$$1.0\ G + 1.0\ Q \pm \Omega_0\ E \qquad \text{(DY 4.1a)}$$

$$0.9\ G \pm \Omega_0\ E \qquad \text{(DY 4.1b)}$$

Burada Ω_0 büyütme katsayısıdır. Taşıyıcı sistem hem merkezi hem de dışmerkez çelik çaprazlı perde olmasından dolayı bu katsayı 2.5 olarak seçilmiştir.

Madde 4.3.1.2' ye göre kotroller çizelge 3.7' de verilmiştir.

Çizelge 3.7 : Arttırılmış deprem etkilerine göre kolon kontrolleri

KESİT ADI ve TÜRÜ	Madde 4.3.1.2' e göre Sağlanması Gereken Koşullar												
"I" Kolon	N_d (kN)	N_d (kN)	Sk (cm)	i (cm)	k	λ	w (st52)	σ_{bem}	A	N_{bp} (basınç kap.)		$N_{çp}$ (çekme kap.)	
	(basınç)	(çekme)	kolon boyu	atalet yarıçapı	burkulma boyu	narinlik	burkulma katsayısı	(kN/cm²)	(cm²)	1.7 x σ_{bem} x A		σ_a x A	
H400x383	4147	490	375	10,48	1,2	42,94	1,28	27,7	488	23008,4	√	17324,0	√
H400x422	7076	23,1	375	10,57	1,2	42,57	1,28	27,7	537	25318,7	√	19063,5	√
H400x509	8172	-	375	10,77	1,2	41,78	1,27	28,0	648	30792,8	√	23004,0	√
H400x551	10358,3	908,7	375	10,83	1,2	41,55	1,27	28,0	702	33358,8	√	24921,0	√
H400x634	11692,1	634,7	375	11,02	1,2	40,83	1,26	28,2	808	38700,6	√	28684,0	√
H400x744	12164,3	1030,6	375	11,25	1,2	40,00	1,25	28,4	948	45769,4	√	33654,0	√
H400x900	20011,2	1532,1	375	11,55	1,2	38,96	1,24	28,6	1149	55921,1	√	40789,5	√
Kutu Kolon													
RHS600x1100/60x70	42205,2	26493,5	3375	38,16	1,0	88,44	2,15	16,5	2092	58722,0	√	74266,0	√
RHS1100x1100/70x70	44057,9	28887,6	375	42,15	1,2	10,68	1,00	35,5	2884	174049,4	√	102382,0	√
RHS800x800/80x80	41109,2	7344	375	29,57	1,2	15,22	1,00	35,5	2304	139046,4	√	81792,0	√

3.3.3 Madde 4.3.2.1

Çerçeve türü sistemlerde veya perdeli - çerçeveli sistemlerin çerçevelerinde, alınan deprem doğrultusunda her bir kolon - kiriş düğüm noktasına birleşen kolonların eğilme momenti kapasitelerinin toplamı, o düğüm noktasına birleşen kirişlerin kolon yüzündeki eğilme momenti kapasiteleri toplamının 1.1 D_a katından daha büyük olacaktır. Bu kontrol çizelge 3.8' de gösterilmiştir.

Çizelge 3.8 : Güçlü kolon - zayıf kiriş kontrolü

KESİT ADI	4.3.2.1' e göre Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu												
	D_a	W_{p3-3}	W_{p2-2}	σ_a	M_{p3-3}	M_{p2-2}	A_k	V_p	$M_{pa}+M_{pü}$	$M_{pa}+M_{pü}$	$M_{vi}=M_{vj}$	$1.1*Da*(M_{pi}+M_{pj}+M_{vi}+M_{vj})$	
	(st52)	cm³	cm³	kN/cm²	kNcm	kNcm	cm²	kN	(3-3)	(2-2)	kNcm	kNcm	
HE360A (kiriş)	1,1	2088		35,5	74124		26,1	556			41695	**280.281**	
*H400x383 (kolon)		7965	4031	35,5	282758	143101			**565.515**	**286.201**			√

* Kontrol yalnızca en zayıf kolon kesidi için seçilmiştir. Kolon-kiriş birleşimleri 2 yönde de olacağı için 2 yön için de hesap yapılmıştır.

** $M_{pi} = M_{pj}$; $M_{pa} = M_{pü}$

*** Guse uzunluğu mesnet yüzünden itibaren 75cm kabul edilerek hesap yapılmıştır.

3.3.4 Madde 4.6.1.2

Çatı ve düşey düzlem çapraz sistemlerinin tüm basınç elemanlarında narinlik oranı 4.0 $\sqrt{E_S}/\sigma_a$ sınır değerini aşmayacaktır. Bu kontrol çizelge 3.9' da verilmiştir.

Çizelge 3.9 : Eleman narinlik koşulları

KESİT ADI ve TÜRÜ	4.6.1.2 ve 4.8.1.2' ye göre Eleman Narinlik Koşulları											
"I" veya Kutu Profil	Sb_{3-3}	Sb_{2-2}	k_{3-3}	k_{2-2}	Sk_{3-3}	Sk_{2-2}	3-3 Ekseni Atalet Yarıçapı	2-2 Ekseni Atalet Yarıçapı	Sk/i (3-3)	Sk/i (2-2)	SINIR DEĞER	
	(cm)	(cm)			(cm)	(cm)					$4.0\sqrt{E_S/\sigma_a}$	
HE180B	416	416	1	1	416	416	7,66	4,57	54,31	91,05	96,36	√
H400x237	847	847	1	1	847	847	16,25	10,19	52,14	83,13	96,36	√
RHS370x500/30x30	980	980	1	1	980	980	18,45	14,47	53,13	67,71	96,36	√
RHS600x1000/40x60	2461	1075	1	1	2461	1075	34,50	24,52	71,34	43,85	96,36	√
RHS600x1100/60x70	3614	422	1	0,9	3614	380	38,16	23,80	94,69	17,73	96,36	√
RHS1100x1100/70x70	375	375	0,9	0,9	338	338	42,15	42,15	8,90	8,90	96,36	√

* 3-3 Ekseni profillerin güçlü eksenlerini temsil etmektedir.

** Yapıda aynı profil birden çok yerde kullanılmış ise; en gayri müsait olan seçilmiştir.

3.3.5 Madde 4.6.2

Binanın bir aksı üzerindeki düşey merkezi çapraz elemanlar, o aks doğrultusundaki depremde ve her bir deprem yönünde etkiyen yatay kuvvetlerin en az %30' u ve en çok %70' i basınca çalışan elemanlar tarafından karşılanacak şekilde düzenlenecektir. ÇÇPY' nin merkezi çaprazları için bu değer X yönünde %52.7 olurken, Y yönünde %34.2 olarak hesaplanmıştır.

3.3.6 Madde 4.8.2

Süneklik düzeyi yüksek dışmerkez çelik çaprazlı perdelerin bağ kirişleri için tasarım ve boyutlandırma esasları bu maddede incelenmiştir. Bağ kirişlerinin, dışmerkez çelik çaprazların göçtüğü durum için yapılan analizden elde edilen en büyük kuvvetler çizelge 3.10' da verilmiştir.

Bağ kirişi tasarımı deprem yönetmeliğine göre madde madde yapılmıştır.

Çizelge 3.10 : Bağ kirişi tasarım kuvvetleri

Kat	Kiriş	Kombinasyon	Nd (kN)	Vd (kN)	
Zemin	HEA360	GQEy	**203,8**	27,1	Nd maks.
9.Kat	HEA360	GQEy	-23,6	**242,1**	Vd maks.

- Bağ kirişinin boyu, DY 4.8.8.1' deki özel durum dışında, aşağıdaki şekilde belirlenebilir (madde 4.8.2.2).

$$M_p / V_p \leq e \leq 5.0\ M_p / V_p$$

e : Bağ kirişi aralığı

M_P : Eğilme momenti kapasitesi

V_P : Kesme kuvveti kapasitesi

$$Vp = 0.6 \text{ x } 35.5 \text{ x } 35 \Rightarrow 745 \text{ kN}$$

$$Mp = 2088 \text{ x } 35.5 \Rightarrow 74124 \text{ kNcm}$$

e = 220cm

L = 580cm

A = 143cm^2

$$99.5 < 220 < 497.5 \ \surd$$

- Bağ kirişinin V_d tasarım kesme kuvveti, aşağıdaki koşulların her ikisini de sağlayacaktır (madde 4.8.2.4).

$$V_d \leq V_p \qquad \text{(DY 4.14)}$$

$$V_d \leq 2 \text{ x } M_p / 2 \qquad \text{(DY 4.15)}$$

- Bağ kirişinin N_d tasarım kesme kuvveti, DY denklem 4.16' dabelirtilen değeri aşmayacaktır (madde 4.8.2.5).

$$N_d / \sigma_a \text{ x } A > 0.15 \qquad \text{(DY 4.16)}$$

$$242.1 < 745 \ \surd \qquad \text{(DY 4.14)}$$

$$242.1 < 674 \ \surd \qquad \text{(DY 4.15)}$$

$$0.04 < 0.15 \ \surd \qquad \text{(DY 4.16)}$$

3.3.7 Madde 4.8.3 (Bağ kirişinin yanal doğrultuda mesnetlenmesi)

DY madde 4.8.3.3' e göre, betonarme döşemelerin çelik kirişler ile kompozit olarak çalıştığı çelik taşıyıcı sistemlerde madde 4.8.3.1 ve 4.8.3.2' de verilen koşullara uyulması zorunlu değildir.

3.3.8 Madde 4.8.4 (Bağ kirişi dönme açısı)

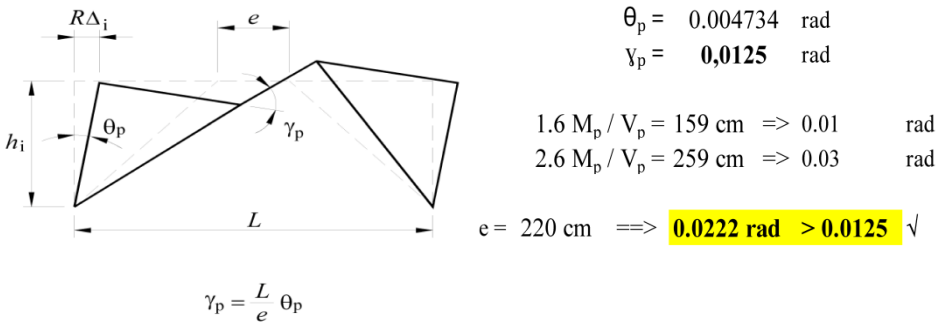
Bağ kirişinin bulunduğu i' inci katın DY bölüm 2' de tanımlanan Δ_i göreli kat ötelemesine bağlı olarak,

$$\theta_p = R \times \Delta_i / hi \qquad \text{(DY 4.19)}$$

denklemi ile bulunan göreli kat ötelemesi açısından dolayı, bağ kirişi ile bu kirişin uzantısındaki kat kirişi arasında meydana gelen γ_p bağ kirişi dönme açısı, aşağıda verilen sınır değerleri aşmayacaktır.

- Bağ kirişi uzunluğunun 1.6 M_p / V_p' ye eşit veya daha küçük olması halinde 0.10 radyan,
- Bağ kirişi uzunluğunun 2.6 M_p / V_p' ye eşit veya daha büyük olması halinde 0.30 radyan,

Bağ kirişi uzunluğunun bu iki sınır değer arasında olması halinde lineer interpolasyon yapılacaktır. Analiz sonuçları şekil 3.3' de verilmiştir.



Şekil 3.3 : Bağ kirişi dönme açısı kontrolü

3.3.9 Madde 4.6.4 (Özel çapraz düzenleri için ek koşullar)

V veya ters V şeklindeki çapraz sistemlerin sağlanması gereken ek koşullar aşağıda verilmiştir:

- Çaprazların bağlandığı kirişler sürekli olacaktır.

- Çaprazlar düşey yüklerin ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında boyutlandırılacaktır. Ancak, çaprazların bağlandığı kirişler ve uç bağlantıları, çaprazların yok sayılması durumunda, kendi üzerindeki yükleri güvenle taşıyacak şekilde boyutlandırılacaktır.

Yalnızca düşey yükler altında bağ kirişine etkiyen en büyük kesit tesirleri aşağıdaki gibidir:

$$Vd = 139{,}84 \text{ kN}$$

$$Nd = -26{,}93 \text{ kN}$$

$$Md = 14622{,}3 \text{ kNcm}$$

ETABS-Nonlinear programına yaptırılan tasarım uyarınca, bağ kirişlerinin en gayri müsait olanının (4. Kat B250) çaprazlar olmaksızın düşey yükleri güvenle taşıdığı görülmüştür.

Çizelge 3.11 : Bağ kirişi tasarımı (çaprazlar olmadan)

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK    Units: KN-cm  (Summary for Combo and Station)
Level: 1.KAT  Element: B250  Station Loc: 559,100  Section ID: HE360A
Element Type:  Special Moment Frame   Classification:  Compact

L=580,000
A=143,000  i22=7887,000  i33=33090,000
s22=525,800  s33=1890,857  r22=7,427  r33=15,212
E=20590,000  fy=35,500
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0,360 = 0,044 + 0,282 + 0,035

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo     CDLQ   -117,607  -12493,713    -484,328     114,898       1,263

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-3)
                          fa          Fa          Ft
                      Stress   Allowable   Allowable
    Axial              0,822      18,789      21,300

                          fb          Fb          Fe      Cm       K       L      Cb
                      Stress   Allowable   Allowable  Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending      6,607      23,430      84,700   0,850   1,000   0,928   1,000
    Minor Bending      0,921      26,625     120,820   0,970   1,000   0,379

SHEAR DESIGN
                          fv          FV      Stress
                      Stress   Allowable       Ratio
    Major Shear        3,283      14,200       0,231
    Minor Shear        0,014      14,200       0,001

END REACTION MAJOR SHEAR FORCES
                    Left End        Load   Right End        Load
                    Reaction       Combo    Reaction       Combo
                    -100,792        CDLQ     114,898        CDLQ
```

3.4 Çelik Elemanların Tasarımı

Bu bölümde, ilgili yüklemeler altında her yapısal taşıyıcı eleman türünün, en çok zorlananları içerisinden birer adet seçilmiştir. Bu seçilen elemanlar, TS648 uyarınca

el ile ve ETABS-Nonlinear programı ile AISC-ASD2001 ile ayrı ayrı hesaplanmıştır. Analiz sonuçları, ilgili çizelge ve şekillerde verilmiştir.

Çizelge 3.12 : Çelik eleman tasarımı - 1.1

KOLON H400x551 KESİT TAHKİKİ

h	=	45,5	cm	S_x	=	375	cm	F	=	702,0	cm²	I_x	=	226100	cm^4
b	=	41,8	cm	S_y	=	375	cm	W_x	=	9938,5	cm³	I_y	=	82380	cm^4
t_b	=	6,75	cm	k_x	=	1		W_y	=	3941,6	cm³	Narinlik	=	34,62	
t_g	=	4,25	cm	k_y	=	1		i_x	=	17,9	cm	w	=	1,19	
								i_y	=	10,8	cm				

Yükleme Durumu = DL + Q

Kesit Tesirleri							
MAJOR				*MINOR*			
$M_{x\text{-}xd}$	=	2090,1	kNcm	$M_{y\text{-}yd}$	=	2352,8	kNcm
P	=	-11595,7	kN				

Basınç Emniyet Gerilmesi	=	**17,90**	kN/cm²
Çekme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²
Eğilme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²

TS-648 UYARINCA TAHKİKLER		
Eksenel Kuvvet oranı	=	**0,923**
Major Moment gerilme oranı	=	**0,010**
Minor Moment gerilme oranı	=	**0,028**
TOPLAM ORAN	=	**0,961** √

Major Moment Gerilmesi	=	**0,21**	kN/cm²
Minor Moment Gerilmesi	=	**0,60**	kN/cm²
Basınç Emniyet Gerilmesi	=	**16,52**	kN/cm²

Çizelge 3.13 : Çelik eleman tasarımı - 1.2

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK    Units: KN-cm  (Summary for Combo and Station)
Level: 15.KAT  Element: C20  Station Loc: 0,000  Section ID: H400X551
Element Type:  Special Moment Frame   Classification:  Compact

L=375,000
A=702,000  i22=82380,000  i33=226099,994
s22=3941,627  s33=9938,461  r22=10,833  r33=17,947
E=20590,000  fy=35,500
RLLF=0,600

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0,893 = 0,862 + 0,008 + 0,023

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo   COMB26 -11595,737  -2090,065    2352,758     -12,075      12,784

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-1)
                         fa          Fa          Ft
                     Stress   Allowable   Allowable
    Axial            16,518      19,156      21,300

                         fb          Fb          Fe      Cm       K       L      Cb
                     Stress   Allowable   Allowable  Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending     0,210      23,430     295,403   0,850   1,000   0,907   1,000
    Minor Bending     0,597      26,625     107,631   0,850   1,000   0,907

SHEAR DESIGN
                         fv          FV      Stress
                     Stress   Allowable       Ratio
    Major Shear       0,062      14,200       0,004
    Minor Shear       0,023      14,200       0,002

JOINT DESIGN
                  Continuity        Load    Doubler        Load
                  Plate Area       Combo  Thickness       Combo
                       0,000      COMB28      0,000      COMB28

BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS
                       Major        Load      Minor        Load
                       Ratio       Combo      Ratio       Combo
                       0,295      COMB28      0,648      COMB16
```

Çizelge 3.14 : Çelik eleman tasarımı - 2.1

CEPHE ANA DİKMESİ RHS600x1100/60x70 KESİT TAHKİKİ

h	=	110	cm	S_x	=	1500	cm	F	=	2092,0	cm²	I_x	=	3047097	cm^4
b	=	60	cm	S_y	=	375	cm	W_x	=	55401,8	cm³	I_y	=	1185089	cm^4
t_b	=	6	cm	k_x	=	1		W_y	=	39503,0	cm³	Narinlik	=	39,30	
t_g	=	7	cm	k_y	=	1		i_x	=	38,2	cm	w	=	1,24	
								i_y	=	23,8	cm				

Yükleme Durumu = DL + Q - RüzgarX

Kesit Tesirleri							
MAJOR				*MINOR*			
$M_{x\text{-}xd}$	=	35766,2	kNcm	$M_{y\text{-}yd}$	=	22406,4	kNcm
P	=	-24959,7	kN				

Basınç Emniyet Gerilmesi	=	**17,18**	kN/cm²
Çekme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²
Eğilme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²

TS-648 UYARINCA TAHKİKLER		
Eksenel Kuvvet oranı	=	**0,695**
Major Moment gerilme oranı	=	**0,030**
Minor Moment gerilme oranı	=	**0,027**
TOPLAM ORAN	=	**0,752** √

Major Moment Gerilmesi	=	**0,65**	kN/cm²
Minor Moment Gerilmesi	=	**0,57**	kN/cm²
Basınç Emniyet Gerilmesi	=	**11,93**	kN/cm²

Çizelge 3.15 : Çelik eleman tasarımı - 2.2

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK    Units: KN-cm  (Summary for Combo and Station)
Level: 1.KAT  Element: C23  Station Loc: 0,000  Section ID: RHS600X1100/60X70
Element Type:  Special Moment Frame   Classification:  Compact

L=375,000
A=2092,000  i22=1185089,333  i33=3047097,333
s22=39502,978  s33=55401,770  r22=23,801  r33=38,165
E=20590,000  fy=35,500
RLLF=0,600

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is  0,703 = 0,648 + 0,033 + 0,021

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo    COMB2  -24959,666  -35766,220   22406,385      19,102      51,312

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-1)
                         fa          Fa          Ft
                     Stress   Allowable   Allowable
    Axial            11,931      18,410      21,300

                         fb          Fb          Fe      Cm       K       L      Cb
                     Stress   Allowable   Allowable  Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending     0,646      23,430      68,636   1,000   1,000   4,000   1,000
    Minor Bending     0,567      23,430     468,895   0,850   1,000   0,954

SHEAR DESIGN
                         fv          FV       Stress
                     Stress   Allowable        Ratio
    Major Shear       0,012      14,200        0,001
    Minor Shear       0,071      14,200        0,005
```

Çizelge 3.16 : Çelik eleman tasarımı - 3.1

CEPHE ÇAPRAZI RHS600x1100/60x70 KESİT TAHKİKİ																	
h	=	110	cm	S_x	=	3375	cm	F	=	2092,0	cm²	I_x	=	3047097	cm^4
b	=	60	cm	S_y	=	375	cm	W_x	=	55401,8	cm³	I_y	=	1185089	cm^4
t_b	=	6	cm	k_x	=	1		W_y	=	39503,0	cm³	Narinlik	=	88,43	
t_g	=	7	cm	k_y	=	1		i_x	=	38,2	cm	w	=	2,15	
								i_y	=	23,8	cm				

Yükleme Durumu = DL + Q - RüzgarX

Kesit Tesirleri							
MAJOR				*MINOR*			
$M_{x\text{-}xd}$	=	57114,4	kNcm	$M_{y\text{-}yd}$	=	38998,9	kNcm
P	=	-11479,5	kN				

Basınç Emniyet Gerilmesi	=	**9,91**	kN/cm²
Çekme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²
Eğilme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²

TS-648 UYARINCA TAHKİKLER		
Eksenel Kuvvet oranı	=	0,554
Major Moment gerilme oranı	=	0,048
Minor Moment gerilme oranı	=	0,046
TOPLAM ORAN	=	0,649 √

Major Moment Gerilmesi	=	**1,03**	kN/cm²
Minor Moment Gerilmesi	=	**0,99**	kN/cm²
Basınç Emniyet Gerilmesi	=	**5,49**	kN/cm²

Çizelge 3.17 : Çelik eleman tasarımı - 3.2

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK     Units: KN-cm   (Summary for Combo and Station)
Level: 5.KAT   Element: D91   Station Loc: 0,000   Section ID: RHS600X1100/60X70
Element Type:   Special Moment Frame    Classification:   Compact

L=421,904
A=2092,000   i22=1185089,333   i33=3047097,333
s22=39502,978   s33=55401,770   r22=23,801   r33=38,165
E=20590,000   fy=35,500
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0,648 = 0,521 + 0,090 + 0,036

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo    COMB2  -11479,529  -57114,439   38998,940   -40,545      95,194

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-1)
                         fa          Fa          Ft
                     Stress   Allowable   Allowable
    Axial             5,487      10,524      21,300

                         fb          Fb          Fe      Cm       K       L      Cb
                     Stress   Allowable   Allowable  Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending     1,031      23,430      10,711   1,000   1,000   9,000   1,000
    Minor Bending     0,987      23,430     337,421   0,850   1,000   1,000

SHEAR DESIGN
                         fv          FV      Stress
                     Stress   Allowable       Ratio
    Major Shear       0,026      14,200       0,002
    Minor Shear       0,132      14,200       0,009

END REACTION AXIAL FORCES
                   Left End        Load   Right End        Load
                   Reaction       Combo    Reaction       Combo
                 -12223,628      COMB28  -12187,394      COMB28
```

Elemanların el ile tasarımları TS648 uyarınca yapılmıştır.

Çizelge 3.18 : Çelik eleman tasarımı - 4.1

YATAY STABİLİTE ÇAPRAZI RHS600x1000/40x60 KESİT TAHKİKİ

h	=	100	cm	S_x	=	2460	cm	F	=	1584,0	cm²	I_x	=	1885248	cm^4
b	=	60	cm	S_y	=	250	cm	W_x	=	37705,0	cm³	I_y	=	952128	cm^4
t_b	=	4	cm	k_x	=	1		W_y	=	21737,6	cm³	Narinlik	=	71,31	
t_g	=	6	cm	k_y	=	1		i_x	=	34,50	cm	w	=	1,72	
								i_y	=	24,52	cm				

Yükleme Durumu = DL + Q

Kesit Tesirleri							
MAJOR				*MINOR*			
$M_{x\text{-}xd}$	=	515959,6	kNcm	$M_{y\text{-}yd}$	=	8040,7	kNcm
P	=	243	kN				

Basınç Emniyet Gerilmesi	=	**12,38**	kN/cm²
Çekme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²
Eğilme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²

TS-648 UYARINCA TAHKİKLER			
Eksenel Kuvvet oranı	=	**0,007**	
Major Moment gerilme oranı	=	**0,642**	
Minor Moment gerilme oranı	=	**0,017**	
TOPLAM ORAN	=	**0,667**	√

Major Moment Gerilmesi	=	**13,68**	kN/cm²
Minor Moment Gerilmesi	=	**0,37**	kN/cm²
Çekme Emniyet Gerilmesi	=	**0,15**	kN/cm²

Çizelge 3.19 : Çelik eleman tasarımı - 4.2

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK     Units: KN-cm  (Summary for Combo and Station)
Level: 40.KAT  Element: B360  Station Loc: 304,056  Section ID: RHS600X1000/40X60
Element Type:  Special Moment Frame   Classification:  Compact

L=311,127
A=1584,000  i22=952128,000  i33=1885248,000
s22=31737,600  s33=37704,960  r22=24,517  r33=34,499
E=20590,000  fy=35,500
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0,602 = 0,007 + 0,584 + 0,011

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo   COMB26    243,043  515959,618   8040,746      27,239      72,533

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H2-1)
                         fa          Fa          Ft
                     Stress   Allowable   Allowable
    Axial             0,153      15,015      21,300

                         fb          Fb          Fe      Cm       K       L      Cb
                     Stress   Allowable   Allowable  Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending    13,684      23,430      22,358   1,000   1,000   7,636   1,000
    Minor Bending     0,253      23,430    1194,454   1,000   1,000   0,742

SHEAR DESIGN
                         fv          FV      Stress
                     Stress   Allowable       Ratio
    Major Shear       0,023      14,200       0,002
    Minor Shear       0,151      14,200       0,011
```

Bilgisayar programı ile hesap yapılırken, yönetmeliklere uygun emniyet gerilmerleri programın içerisine kombinasyonlara gömülü olarak etkitilmiştir.

Çizelge 3.20 : Çelik eleman tasarımı - 5.1

İÇ YAPI DIŞMERKEZ ÇAPRAZ HE180B KESİT TAHKİKİ

h	=	18	cm	S_x	=	400	cm	F	=	65,3	cm²	I_x	=	3831	cm^4
b	=	18	cm	S_y	=	400	cm	W_x	=	425,7	cm³	I_y	=	1363	cm^4
t_b	=	1,4	cm	k_x	=	1		W_y	=	151,4	cm³	Narinlik	=	52,23	
t_g	=	0,85	cm	k_y	=	1		i_x	=	7,66	cm	w	=	1,40	
								i_y	=	4,57	cm				

Yükleme Durumu = DL + Q - RüzgarY

Kesit Tesirleri							
MAJOR				***MINOR***			
$M_{x\text{-}xd}$	=	**31,87**	kNcm	$M_{y\text{-}yd}$	=	**0**	kNcm
P	=	**-514,85**	kN				

Basınç Emniyet Gerilmesi	=	**15,21**	kN/cm²
Çekme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²
Eğilme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²

TS-648 UYARINCA TAHKİKLER		
Eksenel Kuvvet oranı	=	**0,518**
Major Moment gerilme oranı	=	**0,004**
Minor Moment gerilme oranı	=	**0,000**
TOPLAM ORAN	=	**0,522** √

Major Moment Gerilmesi	=	**0,07**	kN/cm²
Minor Moment Gerilmesi	=	**0,00**	kN/cm²
Basınç Emniyet Gerilmesi	=	**7,88**	kN/cm²

Çizelge 3.21 : Çelik eleman tasarımı - 5.2

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK     Units: KN-cm   (Summary for Combo and Station)
Level: 1.BODRUM  Element: D79  Station Loc: 201,029  Section ID: HE180B
Element Type:  Special Moment Frame   Classification:  Compact

L=402,057
A=65,300  i22=1363,000  i33=3831,000
s22=151,444  s33=425,667  r22=4,569  r33=7,659
E=20590,000  fy=35,500
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0,644 = 0,640 + 0,004 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22           V2           V3
    Combo    COMB4   -514,850     31,870        0,000        0,000        0,000

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-1)
                          fa          Fa           Ft
                      Stress   Allowable   Allowable
    Axial              7,884      12,329      21,300

                          fb          Fb           Fe        Cm         K         L        Cb
                      Stress   Allowable   Allowable    Factor    Factor    Factor    Factor
    Major Bending      0,075      21,300      38,480     1,000     1,000     1,000     1,000
    Minor Bending      0,000      26,625      13,690     1,000     1,000     1,000

SHEAR DESIGN
                          fv          FV      Stress
                      Stress   Allowable       Ratio
    Major Shear        0,000      14,200       0,000
    Minor Shear        0,000      14,200       0,000

END REACTION AXIAL FORCES
                    Left End        Load   Right End        Load
                    Reaction       Combo    Reaction       Combo
                    -515,670      COMB28    -514,030      COMB28
```

Çizelge 3.22 : Çelik eleman tasarımı - 6.1

CEPHE ARA DİKME HE800A KESİT TAHKİKİ

h	=	79	cm	S_x	=	2250	cm	F	=	286,0	cm²	I_x	=	303400	cm^4
b	=	30	cm	S_y	=	375	cm	W_x	=	7681,0	cm³	I_y	=	12640	cm^4
t_b	=	2,8	cm	k_x	=	1		W_y	=	842,7	cm³	Narinlik	=	69,08	
t_g	=	1,5	cm	k_y	=	1		i_x	=	32,6	cm	w	=	1,68	
								i_y	=	6,6	cm				

Yükleme Durumu = DL + Q - RüzgarX

Kesit Tesirleri							
MAJOR				*MINOR*			
$M_{x\text{-}xd}$	=	27006,1	kNcm	$M_{y\text{-}yd}$	=	88,13	kNcm
P	=	-1570,9	kN				

Basınç Emniyet Gerilmesi	=	**12,68**	kN/cm²
Çekme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²
Eğilme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²

TS-648 UYARINCA TAHKİKLER		
Eksenel Kuvvet oranı	=	**0,433**
Major Moment gerilme oranı	=	**0,165**
Minor Moment gerilme oranı	=	**0,005**
TOPLAM ORAN	=	**0,603** √

Major Moment Gerilmesi	=	**3,52**	kN/cm²
Minor Moment Gerilmesi	=	**0,10**	kN/cm²
Basınç Emniyet Gerilmesi	=	**5,49**	kN/cm²

Çizelge 3.23 : Çelik eleman tasarımı - 6.2

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK     Units: KN-cm   (Summary for Combo and Station)
Level: 10.KAT  Element: C42  Station Loc: 357,900  Section ID: HE800A
Element Type:  Special Moment Frame    Classification:  Non-Compact

L=375,000
A=286,000  i22=12640,000  i33=303399,987
s22=842,667  s33=7681,012  r22=6,648  r33=32,571
E=20590,000  fy=35,500
RLLF=0,600

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0,590 = 0,367 + 0,219 + 0,004

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo    COMB2  -1570,919  -27006,076     88,130       0,739      -0,670

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-1)
                         fa          Fa          Ft
                     Stress   Allowable   Allowable
    Axial             5,493      14,986      21,300

                         fb          Fb          Fe        Cm         K         L        Cb
                     Stress   Allowable   Allowable    Factor    Factor    Factor    Factor
    Major Bending     3,516      21,300      22,217     1,000     1,000     6,000     1,000
    Minor Bending     0,105      26,625      36,582     0,850     1,000     0,954

SHEAR DESIGN
                         fv          FV      Stress
                     Stress   Allowable       Ratio
    Major Shear       0,006      14,200       0,000
    Minor Shear       0,005      14,200       0,000
```

Çizelge 3.24 : Çelik eleman tasarımı - 7.1

İÇ YAPI ÇERÇEVE KİRİŞ HE360A KESİT TAHKİKİ															
h	=	35	cm	S_x	=	760	cm	F	=	143,0	cm²	I_x	=	33090	cm^4
b	=	30	cm	S_y	=	380	cm	W_x	=	1890,9	cm³	I_y	=	7887	cm^4
t_b	=	1,75	cm	k_x	=	1		W_y	=	525,8	cm³	Narinlik	=	51,16	
t_g	=	1	cm	k_y	=	1		i_x	=	15,21	cm	w	=	1,39	
								i_y	=	7,43	cm				

Yükleme Durumu = DL + Q

Kesit Tesirleri							
MAJOR				*MINOR*			
$M_{x\text{-}xd}$	=	28216,6	kNcm	$M_{y\text{-}yd}$	=	27,68	kNcm
P	=	11,84	kN				

Basınç Emniyet Gerilmesi	=	**15,32**	kN/cm²
Çekme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²
Eğilme Emniyet Gerilmesi	=	**21,30**	kN/cm²

TS-648 UYARINCA TAHKİKLER			
Eksenel Kuvvet oranı	=	0,004	
Major Moment gerilme oranı	=	0,701	
Minor Moment gerilme oranı	=	0,002	
TOPLAM ORAN	=	0,707	√

Major Moment Gerilmesi	=	**14,92**	kN/cm²
Minor Moment Gerilmesi	=	**0,05**	kN/cm²
Çekme Emniyet Gerilmesi	=	**0,08**	kN/cm²

Çizelge 3.25 : Çelik eleman tasarımı - 7.2

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK     Units: KN-cm  (Summary for Combo and Station)
Level: 48.KAT  Element: B269  Station Loc: 20,800  Section ID: HE360A
Element Type:  Special Moment Frame   Classification:  Compact

L=760,000
A=143,000  i22=7887,000  i33=33090,000
s22=525,800  s33=1890,857  r22=7,427  r33=15,212
E=20590,000  fy=35,500
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0,706 = 0,004 + 0,701 + 0,002

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo  COMB26    11,835   -28216,623       27,682   -142,584      -0,064

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H2-1)
                         fa          Fa          Ft
                     Stress   Allowable   Allowable
    Axial             0,083      17,164      21,300

                         fb          Fb          Fe      Cm       K       L      Cb
                     Stress   Allowable   Allowable  Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending    14,923      21,300      47,472   1,000   1,000   0,946   1,000
    Minor Bending     0,053      26,625      40,561   1,000   1,000   0,500

SHEAR DESIGN
                         fv          FV      Stress
                     Stress   Allowable       Ratio
    Major Shear       4,074      14,200       0,287
    Minor Shear   7,347E-04      14,200   5,174E-05

END REACTION MAJOR SHEAR FORCES
                   Left End        Load   Right End        Load
                   Reaction       Combo    Reaction       Combo
                    249,520      COMB28     249,520      COMB28
```

3.5 Bodrum Perdelerinin Tasarımı

Bodrum perdeleri, her bodrum katında çelik elemanlar ile kat diyaframlarına bağlanmıştır. Böylece, 3.75m kat yüksekliği içinde, toprak itkisi ve deprem yükleri altında eğilmeye çalışmaktadırlar. Toprakla devamlı temas halinde olmalarından dolayı bu perdelerin pas payları temeller ile aynı seçilmiştir. Bu değer, donatı çapından 7cm, net olarak 6cm olarak öngörülmüştür. Toprak itkisi hesaba katılırken zeminin drenajlı olduğu kabul edilmiştir.

Bina türü yapılarda, bodrum perdeleri birincil önem arz etmeyen elemanlar olarak kabul edilmektedir. 40cm olarak öngörülen bu perdeler, ‰ 2.5 minimum kesme donatısı olarak Ø14/15 (20.5 cm²/m) seçilmiştir. Bodrum perdelerinde başlık bölgesi oluşturulması gerekmemektedir. Bu nedenle, gövde donatıları düzenli (uniform) olarak, Ø20/20 (31.4 cm²/m) düzeninde keside dağıtılmıştır. Tasarımı ACI318-05/IBC2006 yönetmeliğine göre bilgisayar programından alınmıştır. Kabul edilen donatı düzenine göre; en çok zorlanan perde kesidi için elde edilen sonuçlar şekil 3.4' de verilmiştir.

Uniform Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: 1.BODRUM Pier ID: P3 X Loc: 20,3 Y Loc: -2,25 Units: Ton-m

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1,000)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0,342	BDL13Q13WXN	232,960	437,298	1,381
Bottom	0,045	B09DL16H	334,063	1232,434	-217,760

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	10,000	CBDLQEXNEG	205,444	156,609	500,646	1735,517	2839,258
Bot Leg 1	10,000	CBDLQEXNEG	358,141	394,508	534,745	1753,841	2857,582

Boundary Element Check

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	0,000	CBDLQEY	246,316	-453,2427	16,996	1019,716	N/C	N/C
Right Top	0,000	CBDLQEY	246,316	89,7250	14,316	1019,716	N/C	N/C
Left Bot	0,000	CBDLQEY	445,641	-775,3512	30,421	1019,716	N/C	N/C
Right Bot	0,000	CBDLQEY	445,641	225,7994	26,368	1019,716	N/C	N/C

Combos... Overwrites... OK Cancel

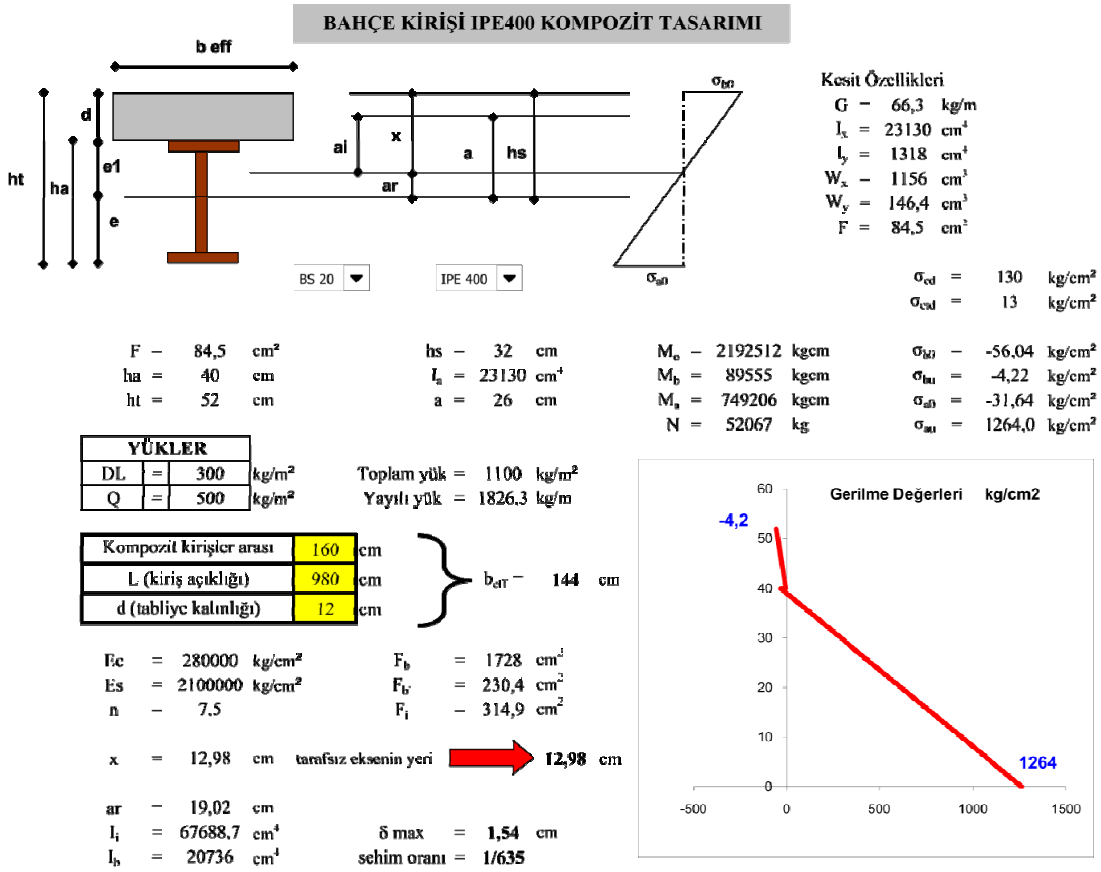
Şekil 3.4 : Bodrum perde tasarımı

3.6 Kompozit Döşeme Tasarımı

Yapıda farklı yüklemeler altında çalışan döşemelerin bulunduğu önceki bölümlerde açıklanmıştı. Bu türler, kat döşemesi, bahçe döşemesi, koridor döşemesi ve bodrum kat döşemesi olarak sınıflandırılmıştır. Bu bölümde, en büyük yük altında olan ve kiriş boyları en uzun olan bahçe kısmı döşemesi incelenecektir.

Betonarme tabliye kalınlığı 12cm olarak düzenlenen bahçe döşemelerinde, yüksek slump değerinden dolayı BS20 beton kullanılmıştır. Kompozit kirişlerin boyu 980cm olup IPE400 profillerden seçilmiştir. Bu kirişlerin aralıkları ise, 160cm olarak tespit edilmiştir. Şekil 3.5' de verilen hesapta, kompozitlik oranının tam sağlandığı, yani %100 olduğu duruma göre hesap yapılmıştır. Kayma kamalarının sayısı ve aralığı belirlenirken, hesap; bu kamalarında akma gerçekleşmeden betonarme tabliye ile çelik profilin arasındaki kesme kuvvetinin tamamı aktarılacak şekilde yapılmalıdır.

İnsan aktivitesi esnasında kompozit döşemede oluşacak titreşimlerin analizleri yine bu başlık altında verilmiştir. Titreşime en elverişli döşeme tipi olarak da apartman kat holleri seçilmiştir.



Şekil 3.5 : Kompozit döşeme hesabı (ekran görüntüsü)

KOMPOZİT DÖŞEME KİRİŞİ TİTREŞİM KONTROLÜ									
KESİT	G	h	b	tw	tf	A	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$
	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm^2	cm^4	cm^3	cm^3
IPE 400	66,3	400,0	180	8,6	13,5	84,46	23130	1156	1307

Şekil 3.6 : Kompozit döşeme kirişi kesit özellikleri

Kompozit döşeme titreşim analizi şu şekilde yapılmıştır:

$$\frac{a_p}{g} = \frac{P_o . e^{(-0.35 . f_n)}}{\beta . W}$$

P_0 : Topuk yükü

f_n : Döşemenin doğal titreşim frekansı

b : Döşemenin titreşim sönümleme oranı

W : Kirişe gelen yük

$$W = w \times B \times L$$

w : Yayılı yük / alan

L : Eleman uzunluğu

B : Efektif kompozit kiriş genişliği

$$B_j = C_j \times (D_s / D_j)^{0.25} \times L_j$$

C_j : Kiriş pozisyonu ile ilgili katsayı

D_x : Birim genişlik için dönüştürülmüş döşeme atalet momenti

d_e : Efektif döşeme derinliği

n : Dinamik modüler oran, E_s / 1.35 x E_c

D_j : Birim genişlik için dönüştürülmüş kiriş atalet momenti, I_t / S

I_t : T kesidin efektif atalet momenti

S : Kiriş aralığı

L_j : Kiriş uzunluğu

- Yapı Türü:

Yapı kullanım amacı : Residences => b = 0.03

Kiriş sürekliliği : 1 (Kiriş süreklilik faktörü, sürekli değil ise 1.0)

- Malzeme Özelliği:

E_s = 20060 kN/cm^2 γ_c =25 kN/m^3

E_c = 15700 kN/cm^2

n = 9,72

- Geometrik Özellikler:

S = 760 cm C_j = 2

L_j = 220 cm

Kalınlık = 8 cm

Rib yük. = 4 cm

d_e = 10 cm

Toplam döşeme genişliği = 5,8 m

b_{eff} = 220 cm < 0,4 x 760 = 304 cm

b_{eff*} = 220 cm

- Yük Parametreleri:

DL = 1,95 kN/m^2

Q = 0,50 kN/m^2

- Kiriş Hesap Parametreleri:

I_j = 69852.1 cm^4

w_j = 11.55 kN/m b x W = 4.63 kN

D_j = 3.42 mm P_0 = 0.29 kN

f_j = 9.64 Hz a_p / g = % 0.21 < % 0.50 √

D_s = 8571.4 mm^3

D_j = 317510 mm^3

B_j = 6.16 m > 2 / 3 x 5.8 = 3.867 m

B_j^* = 3.87 m

W_j = 154.3 kN

Kompozit döşemelerde, birlikte çalışmayı sağlamak amacı ile kayma kaması (stud) monte edilmesinin yanı sıra, aderansı arttırmak amacı ile, Q188/188 kalitesinde tek sıra hasır donatı, çelik trapez sacın üzerinde teşkil edilecektir.

ANA TAŞIYICI KİRİŞ İÇİN KONTROL									
KESİT	G	h	b	tw	tf	A	I_y	$W_{el,y}$	$W_{pl,y}$
	kg/m	mm	mm	mm	mm	cm^2	cm^4	cm^3	cm^3
HE 360 A	112,0	350,0	300,0	10,0	17,5	142,8	33090,0	1891,0	2088,0

Şekil 3.7 : Kompozit döşeme ana kiriş kesit özellikleri

Kompozit kirişin bağlandığı ana taşıyıcı kirişin titreşim analizi şu şekilde yapılmıştır:

L_g = 500 cm

b_{eff} = 200 cm < L_j = 760 cm

b_{eff*} = 100 cm

B_j = 3.87 m

Döşeme uzunluğu = 5,8 m

- Kiriş hesap parametreleri:

I_g = 69836.5 m^4

w_g = 21.1 kN/m

D_g = 1.2 mm

f_g = 16.5 Hz

- Döşeme parametreleri:

D_j = 317510 mm^3

D_g = 91890 mm^3

$$B_j = C_g \times (D_j / D_g)^{0.25} \times L_g$$

C_g = 1.80 (Kiriş süreklilik faktörü, sürekli değil ise 1.0)

B_g = 12.27 m

B_{g*} = 3.87 m

W_g = 107.2 kN

- Birlikte çözümleme:

$$W = \frac{\Delta_i}{\Delta_j + \Delta_g} W_j + \frac{\Delta_g}{\Delta_j + \Delta_g} W_g$$

L_g = 500 cm

B_j = 386.7 m

$D_{g'}$ = 1.17 mm

f_{floor} = 8.32 Hz

L_g / B_j = 1.00

W = 142.4 kN

b x W = 4.27 kN

- Değerlendirme:

P_0 = 0.29 kN

a_p / g = % 0.37 < % 0.50 √

3.7 Temel Tasarımı

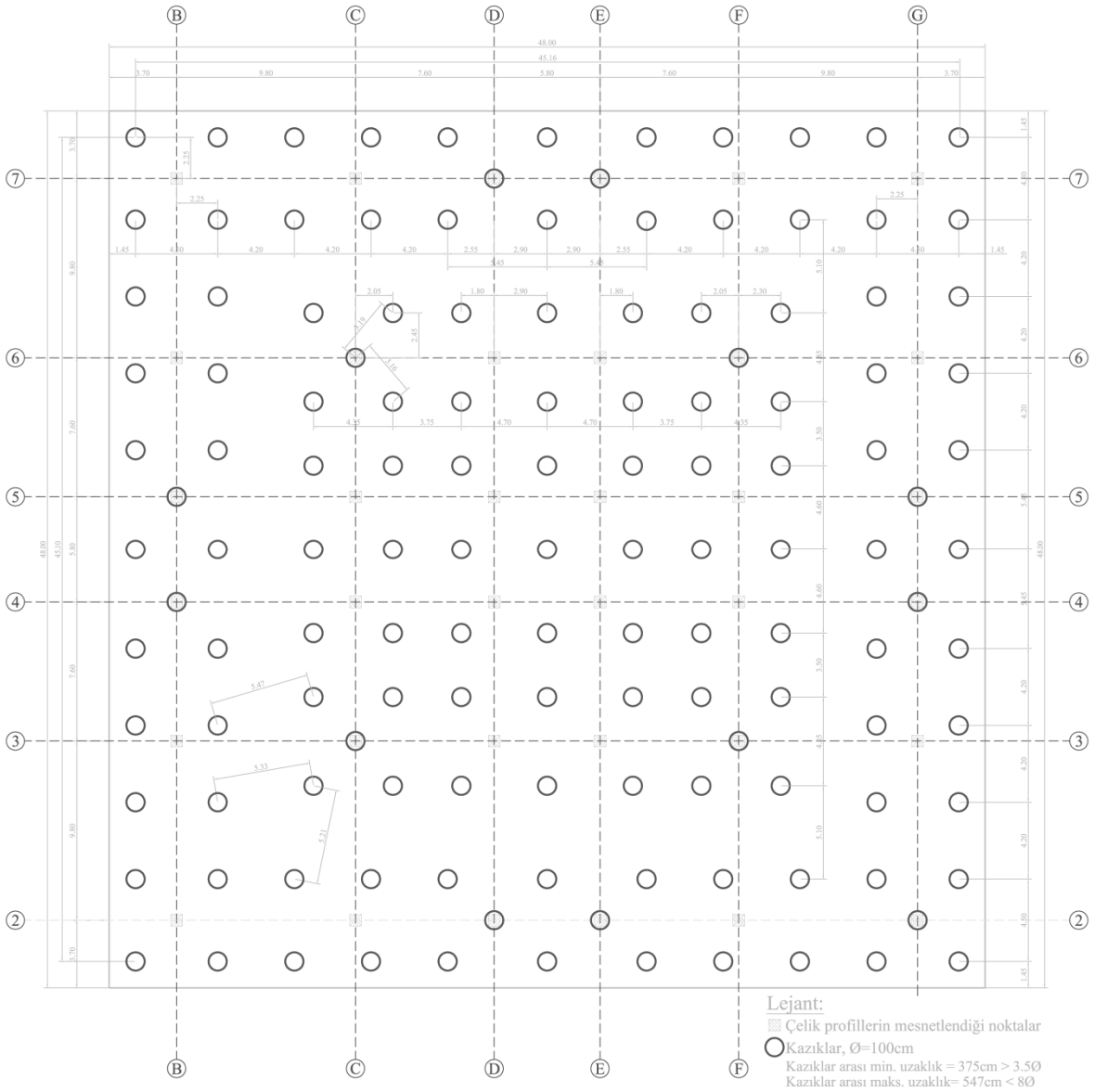
3.7.1 Zemin emniyet gerilmesi

Sabit ve hareketli yükler altında, temel dahil yapının toplam ağırlığı 550760 kN olarak hesaplanmıştır. Temel boyutları 48m x 48m olup, alanı 2304 m² dir.

550760 / 2304 = 24.36 ton/m² ==> 2.4 kg/cm² < 5.0 kg/cm² [5]

Maslak Mashattan Konutları projesinden alınan hesap raporuna göre düşey yükler altında yapının zemin gerilmesi, emniyet gerilmesinin altındadır. Ancak, yapının ağırlığının büyüklüğü ve önemi, temelde farklı oturmalar olması riskine girilmemesini gerektirmektedir. Olası bir farklı oturmadan doğabilecek ek gerilmeler, taşıyıcı sistem tarafından karşılanamayacak boyutlara ulaşabilir, hatta yapının kullanıma kapatılması sonucunu doğurabilir. Zeminin belirsizliğini de göz önünde bulundurulduğunda, yapının temelinin kazıklı temel yapılmasına karar verilmiştir.

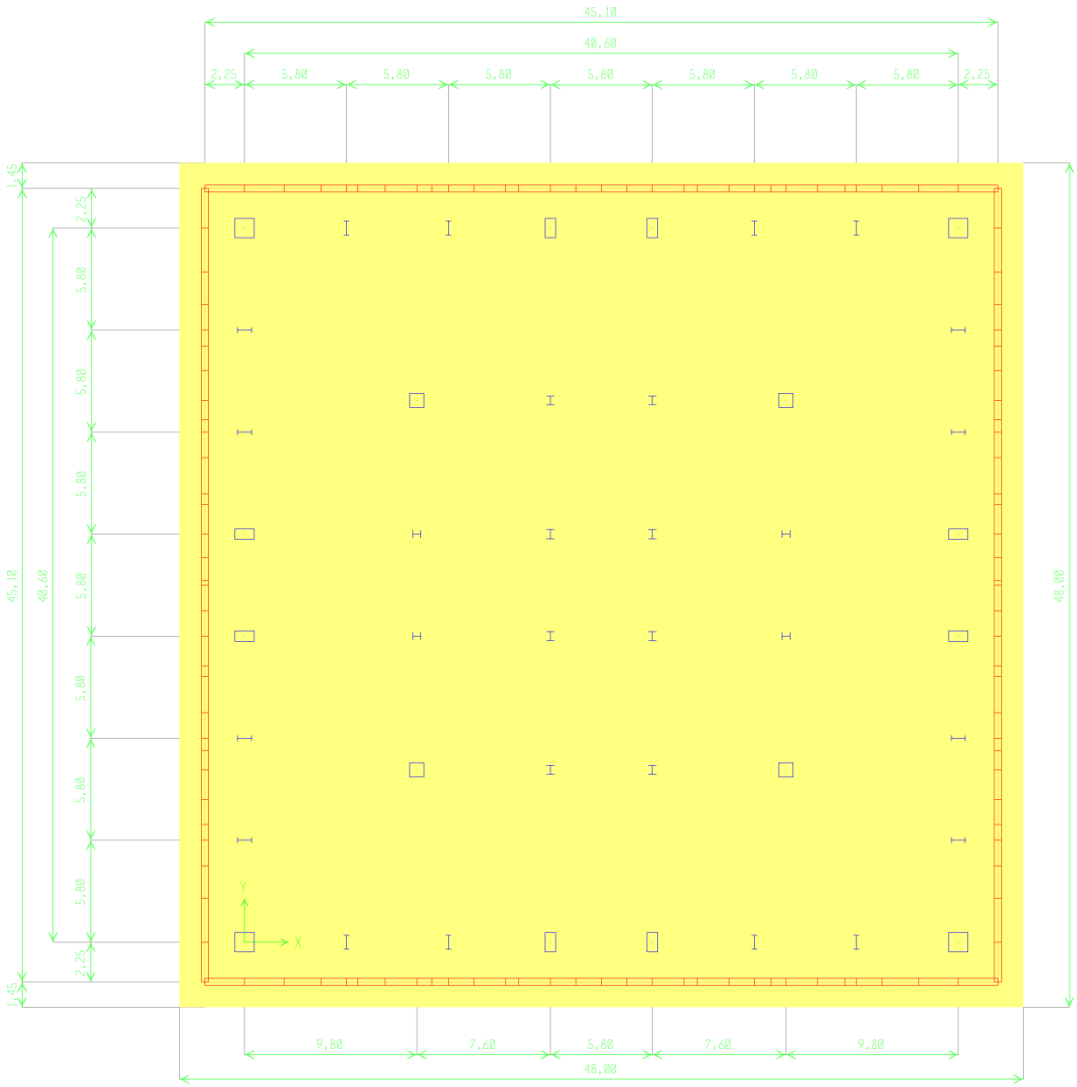
Kazık yerleşim planı şekil 3.8' de verilmiştir. Kazık çapları 100cm olarak belirlenmiştir. Olabilecek en küçük kazık aralığı 3.5Ø, en büyüğü ise 8Ø' dir.



Şekil 3.8 : Kazık yerleşim planı

Yapılan hesaplamalarda, kazıklara birincil yüklemelerin kombinasyonlarından doğan en büyük kuvvet *5335* kN, ikincil yüklemelerden ise en büyük kuvvet *5884* kN olarak elde edilmiştir. Bu yükler altında kazık boyu 35m olmalıdır (çizelge 2.2).

3.7.2 Temel betonarme hesabı



Şekil 3.9 : Kolon aplikasyon planı

Temiz pas payı 4.5cm olan temelin plak kalınlığı 200cm olarak seçilmiştir. Boyutları ve çelik dikmelerin yerleşimi şekil 3.9' de verilmiştir. Yapılan betonarme tasarım sonucunda X ve Y yönlerinde alt - üst Ø26/15 (35.4 cm²) olarak seçildiğinde plak gerilmelerinde optimum sonuçlar elde edilmiştir. Bu donatı düzeninde, özellikle iç yapıdaki köşe kolonlar ile, dış cephenin temele inen ana dikmelerinin mesnetlendiği bölgelerde, yüksek gerilme değerleri görülmüştür. Ancak, programda dikmeler noktasal olarak temele bağlanmaktadır. Noktasal yükleme sonucu, yüklemenin yapıldığı noktalarda aşırı donatı ihtiyacı doğmaktadır. Fakat gerçek koşullar göz önüne alındığında, mesnetlerin altında geniş çelik plakalar ve bunların da altında grout betonu olacağı ihmal edilmemelidir. Gerçek yükleme noktasal değil, belirli bir alana yayılı olarak gerçekleşecektir. Bu sebepten dolayı mesnet ilaveleri

hesaplanırken en büyük kuvvete göre değil, ortalama değerlere göre seçim yapılmıştır. Buna rağmen, yüksek donatı ihtiyacı olan bu bölgelerde, yer yer çift sıra ilave donatı ile takviye gerekli görülmüştür. Bu takviyeler çizelge 3.26' de verilmiştir.

Çizelge 3.26 : Temel donatı seçimi

X Yönü	Alt	Üst	birim
Ana donatı	**Ø26/15** (35.4)	**Ø26/15** (35.4)	cm²/m
İç ana kolonlarda	**Ø28/8** (76.9)	**Ø24/15** (30.1)	cm²/m
Diğer mesnetlerde	**Ø22/15** (25.3)		cm²/m
Y Yönü			
Ana donatı	**Ø26/15** (35.4)	**Ø26/15** (35.4)	cm²/m
İç ana kolonlarda	**Ø28/8** (76.9)	**Ø24/15** (30.1)	cm²/m
Diğer mesnetlerde	**Ø22/15** (25.3)		cm²/m

3.8 Metraj ve Yaklaşık Kaba İnşaat Keşfi

Bu başlık altında, yapının kaba inşaatında kullanılacak malzemelerin metrajı verilmiştir. Keşif bedeli için gerekli olan pozlar ve birim fiyatlar, 2010 yılı ocak ayında yapılan bir ihalenin, ihale dosyasından temin edilmiştir.

Metrajda bahsi geçen iş kalemleri içinde şunlar yer almaktadır:

Kazık, kalıp, betonarme demiri, beton, şap, yapısal çelik, kompozit döşeme işleri ve özel poz olarak da yangın korumasında kullanılan ve bir saate kadar koruma sağlayan intumesan boya uygulaması.

İnşaat demiri metrajı hazılanırken, betonarme elemanın türüne göre, hacme karşı gelen yaklaşık donatı ağırlığı esas alınarak hesaplanmıştır. Bu sebeple metrajlar ve keşif yaklaşık olarak kabul edilmektedir.

İntumesan boya uygulamasının metrajı hesaplanırken, asıl taşıyıcı olan; kolonlar, cephe ana dikmeleri ile çaprazlar ve ana kat taşıyıcı kirişlerine boya uygulaması yapılacak şekilde esas alınmıştır.

Yapısal çelik eleman metrajlarında, birleşim plakaları teşkil edileceğinden dolayı %12 ile; kompozit döşeme uygulamasında gerekli olan çelik sac ve hasır donatının montajlarında karşılaşılacak bindirme ihtiyaçlarından dolayı %15 oranında arttırıma gidilmiştir. ÇÇPY' nin yaklaşık keşif ve metrajı çizelge 3.27'de verilmiştir.

Çizelge 3.27 : ÇÇPY kaba inşaat metrajı ve keşfi

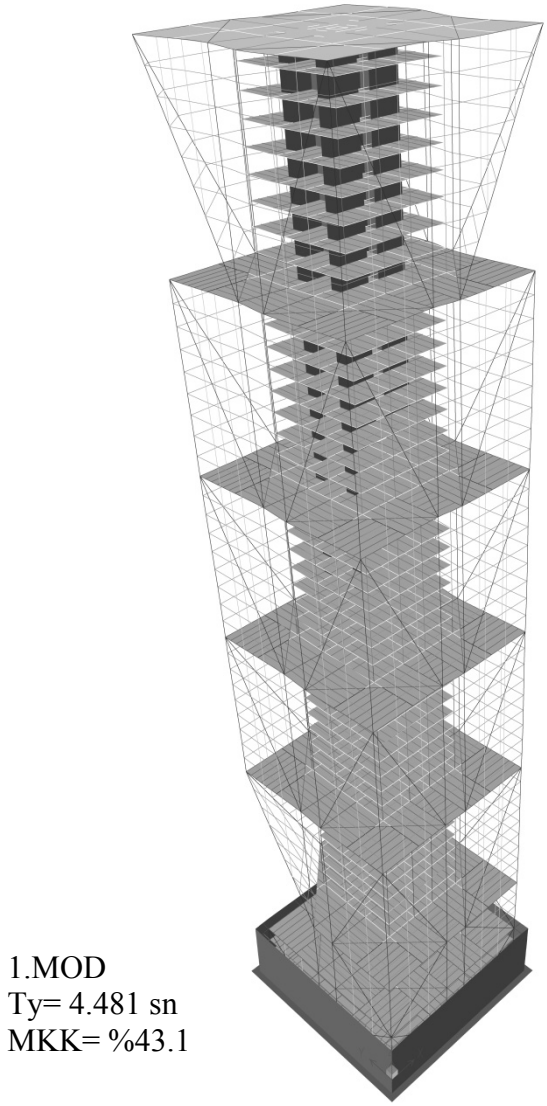
ÇELİK ÇAPRAZLI PERDELİ YAPI KABA İNŞAAT METRAJI ve KEŞFİ				
YAPILACAK İŞİN CİNSİ	**Br.**	**Miktarı**	**Birim Fiyat**	**Tutarı (TL)**
KAZIK İŞLERİ				
Ø100 cm Çapında Fore Kazık Yapılması	mt	4.690,0	210,00	984.900,0
KALIP İŞLERİ				
Düz Yüzeyli Beton ve Betonarme Kalıbı İmalatı	m²	5.796,0	18,00	104.328,0
BETONARME DEMİRİ İŞLERİ				
Betonarme Demirlerinin Projesine Uygun Hazırlanıp Yerine Konulması (kalın-ince)	ton	750,0	860,00	645.000,0
BETON İŞLERİ				
C50 Betonarme Betonu Temini ve İşlenmesi	m³	5.700,0	95,00	541.500,0
ŞAP İŞLERİ				
Şap	m²	30.730,0	16,80	516.264,0
YAPISAL ÇELİK İŞLERİ				
Her Türlü Hadde Profil ve Saclarla Çelik Karkas İmalatı ve Montajı	ton	17.318,4	2.950,00	51.089.421,6
KOMPOZİT DÖŞEME İŞLERİ				
Galvaniz Kompozit Döşeme Sacı Montajı	m²	35.345,0	29,60	1.046.212,0
C20 Betonarme Betonu Temini ve İşlenmesi	m³	3.985,0	75,00	298.875,0
Çelik Hasır Donatının Yerine Konulması	ton	103,0	940,00	96.820,0
Kayma Kaması Montajı (STUD çakılması)	adet	38.011	1,95	74.121,5
ÖZEL				
İntumesan Yangın Koruma Boyası	m²	359.095,0	9,50	3.411.402,5
	TOPLAM KEŞİF BEDELİ			**58.808.845**

4. BETONARME PERDE ÇEKİRDEKLİ KOMPOZİT YAPI ANALİZ SONUÇLARI

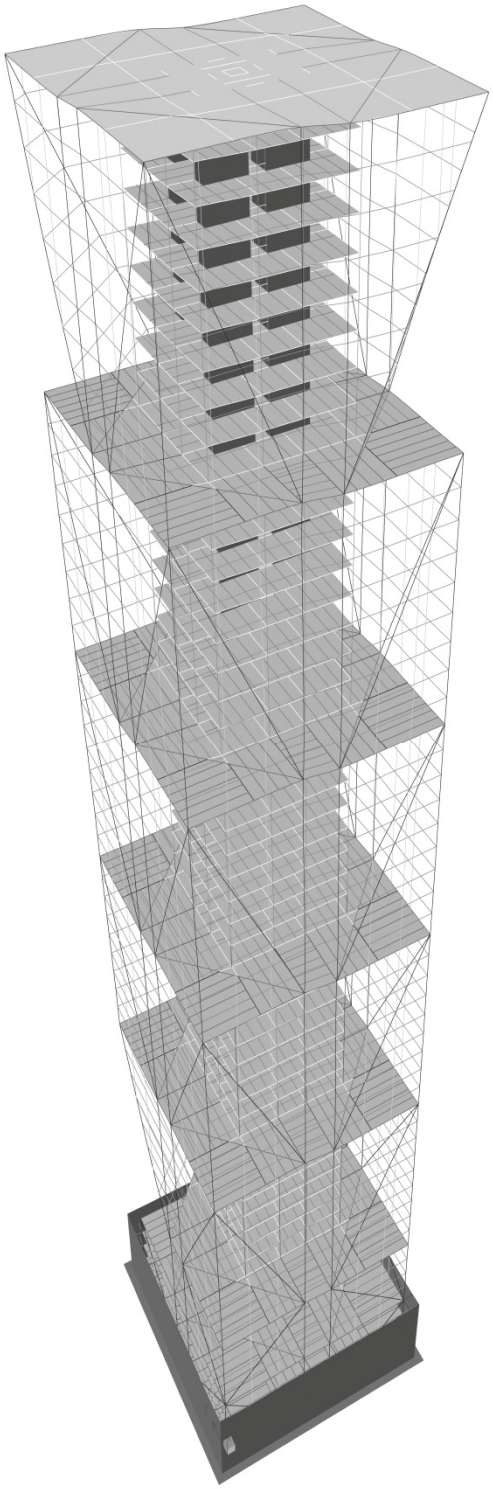
4.1 Yapı Davranışının Değerlendirilmesi

4.1.1 Periyod ve mod şekilleri

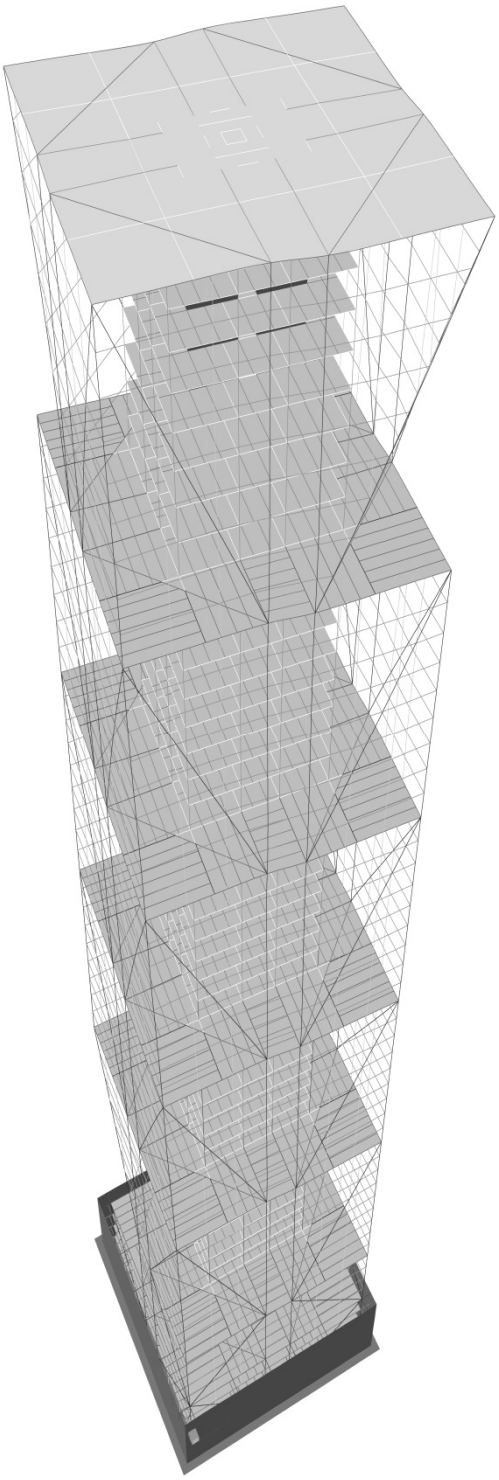
Betonarme perde çekirdekli kompozit yapının doğal titreşim periyodları ve bu periyodlarda oluşan mod şekilleri şekil 4.1 ve 4.2' de verilmiştir.



Şekil 4.1 : BPÇKY 1. mod şekli



2.MOD
Tx= 4.221 sn
MKK= %43.0



3.MOD
Trz= 1.853 sn
MKK= %57.5

Şekil 4.2 : BPÇKY 2. ve 3. mod şekilleri

Kütle katılımlarına göre mod şekillerine karşılık gelen periyodlar çizelge 4.1' de verilmiştir.

Çizelge 4.1 : Modal kütle katılımları ve periyod değerleri

Mod	Periyod	Ux	Uy	Toplam Ux	Toplam Uy	RZ	
1	**4,483**	18,04	**43,01**	18,04	43,01	0,00	Ty1
2	**4,224**	**42,88**	18,08	60,92	61,09	0,01	Tx1
3	**1,853**	0,00	0,00	60,92	61,09	**57,47**	Rz
4	1,10	0,48	14,82	61,41	75,91	0,00	
5	1,04	14,92	0,34	76,33	76,25	0,00	
6	0,75	0,00	0,00	76,33	76,25	1,08	
7	0,74	0,13	0,12	76,46	76,37	0,00	
8	0,64	0,00	0,01	76,46	76,39	3,88	
9	0,63	0,05	1,42	76,51	77,81	0,04	
10	0,62	0,85	0,03	77,37	77,83	0,00	
11	0,60	0,09	0,06	77,45	77,89	0,01	
12	0,60	0,04	0,10	77,49	78,00	0,00	
13	0,58	0,11	0,01	77,60	78,00	0,07	
14	0,57	0,02	0,04	77,62	78,04	0,01	
15	0,54	0,00	2,00	77,62	80,04	1,86	
16	0,53	0,25	1,12	77,88	81,16	3,32	
17	0,50	3,68	0,14	81,56	81,30	0,29	
18	0,41	0,09	0,24	81,65	81,54	0,00	
19	0,39	0,07	0,58	81,72	82,12	0,04	
20	0,38	0,40	1,91	82,12	84,03	0,00	
21	0,35	2,15	0,18	84,27	84,21	0,01	
22	0,32	0,36	0,17	84,63	84,39	0,02	
23	0,28	0,01	2,35	84,65	86,73	0,09	
24	0,26	2,22	0,07	86,87	86,80	0,15	
25	0,21	1,39	1,05	88,26	87,85	0,00	
26	0,20	0,86	2,23	89,12	90,08	0,04	
27	0,14	2,48	1,36	91,60	91,44	0,04	
28	0,13	1,39	2,20	92,99	93,65	0,03	
29	0,07	2,08	2,64	95,07	96,29	0,12	
30	0,06	2,67	1,84	**97,74**	**98,13**	0,04	

4.1.2 Taban kesme kuvvetleri

Bu bölümde, rüzgar ve deprem yükleri altında yapının temel üst kotunda oluşan kesme kuvvetleri karşılaştırmalı olarak incelenmiştir.

Rüzgar yükü hesabı için İYBRY, TS498 ve NBC Canada 1985' den değerler alınarak karşılaştırma yapılmıştır. Deprem etkisinde oluşan taban kesme kuvvetleri aranırken ise; İYBDY ve DBYBHY 2007' den alınarak çizelge halinde getirilmiştir. Bu karşılaştırma çizelge 4.2' de verilmiştir. Yönetmeliklerce esas alınması gereken en düşük taban kesme kuvvetleri şu şekilde bulunmuştur:

M_{tot} = 54010 kNsn²/m (bilgisayar programından alınan kütle değeri)

W_{tot} = 529839 kN (bilgisayar programından alınan ağırlık değeri)

V_{min} = 16955 kN (İYBDY' ye göre min. taban kesme kuvveti 0.04 x $S_{MS(D2)}$ x W_{tot})

V_t = 30419 kN (İYBDY' ye göre modal analizden bulunan değer)

V_{min} = 21294 kN (DBYBHY 2007' ye göre min. taban kesme kuvveti 0.04 x W_{tot})

V_t = 17448 kN (DBYBHY 2007' ye göre modal analizden bulunan değer)

İstanbul yüksek binalar deprem yönetmeliği madde 4.3.1.4 uyarınca bulunan taban kesme kuvveti, esas alınması gereken en küçük değerin üzerindedir. Tasarımda bu kuvvet esas alınacaktır.

Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik madde 2.4 uyarınca bulunan kesme kuvveti, esas alınması gereken en küçük değerin altında kalmıştır. Hesaplamalara en küçük kuvvet ile devam edilecektir.

Çizelge 4.2 : Karşılaştırmalı taban kesme kuvvetleri

Yükleme Cinsi	RÜZGAR	DEPREM	br.
İYBRY	**13520**		kN
TS498	**11205**		kN
NBCC	**11750**		kN
İYBDY			
Mod Birleştirme Yön.		**30419**	kN
DBYBHY 2007			
Mod Birleştirme Yön.		**17448 (<V_{min})**	kN
Eşdeğer Deprem Yükü Yön.		**21810**	kN

4.1.3 Göreli kat ötelemesi kontrolü

Yapıda en yüksek göreli kat ötelemesi değeri 41. katta oluşmaktadır. X ve Y yönlerinin bileşkesi olarak incelenen değer şu şekilde bulunmuştur:

DLQEx yüklemesinde, X yönlü lateral drift (azaltılmış göreli kat ötelemesi / kat yüksekliği oranı) = 0.005035; Y yönlü lateral drift ise 0.002787 olarak programdan alınmıştır. Bu iki değerin bileşkesi alındığında,

$$\sqrt{0.005035^2 + 0.002787^2} = 0.00575$$

$$R \times \Delta_i / h_i = 1.5 \times 0.00575$$

$$= 0.0086 < 0.01 \text{ (İYBDY tablo 4.1) } \surd$$

4.1.4 Yatay deplasman kontrolü

En büyük yatay deplasman kontrolü için rüzgar yüklemelerinden alınacak değerlere bakılacaktır. Bu değerler h/500 değeri ile kıyaslanacaktır.

DL+1.3Q+1.3Wy yüklemesinde çatı katındaki, X yönlü öteleme = 4.39cm; Y yönlü öteleme = 31.94cm olarak programdan alınmıştır. Bu iki değerin bileşkesi alındığında,

$$\sqrt{4.39^2 + 31.94^2} = 32.24 \text{ cm olarak bulunur}$$

$$h / 500 = 18375 / 500 = 36.75\text{cm}$$

$$= 32.24 < 36.75 \ \surd$$

4.2 Düzensizlik Kontrolleri

2007 deprem yönetmeliği uyarınca düzensiz binalar tanımlanmıştır. Bu tanıma istinaden yapıdaki düzensizliklerin kontrolleri çizelge 4.3' de verilmiştir.

Çizelge 4.3 : DBYBHY 2007' ye göre düzensizlik kontrolleri [11]

PLANDA DÜZENSİZLİK DURUMU	İNCELEME			
A1 - Burulma Düzensizliği	$(\Delta_i)_{maks.}$ (49.kat Ey+)	$(\Delta_i)_{ort.}$		
$\eta_{bi} = (\Delta_i)_{maks.} / (\Delta_i)_{ort.} < 1.2$	**47.991**	**47.715**	**1,006**	√
A2 - Döşeme Süreksizlikleri	Boşluk alanı (iç yapı)	Toplam alan (iç yapı)		
I - Boşluk / Toplam alan < 0.30	**58 m²**	**21x21=441 m²**	**0.13**	√
II - Deprem yüklerinin düşey taşıyıcılara aktarımını güçleştiren boşluklar bulunması durumu	Buna örnek bir durum yapıda bulunmamaktadır.			√
III - Döşemelerde düzlem içinde ani rijitlik azalması	Buna örnek bir durum yapıda bulunmamaktadır.			√
A3 - Planda Çıkıntılar Bulunması	Yapıda, planda çıkma bulunmamaktadır.			√
DÜŞEY DOĞRULTUDA DÜZENSİZLİK	İNCELEME			
B1 - Zayıf Kat	Yapı betonarme olmadığı için bu kontrole gerek yoktur.			√
B2 - Yumuşak Kat	$(\Delta_i / h_i)_{ort.}$ (40.kat)	$(\Delta_{i\pm1} / h_{i\pm1})_{ort.}$ (41.kat)		
$\eta_{ki} = (\Delta i / hi)ort. / (\Delta i\pm1 / hi\pm1)ort. < 2.0$	**0.00538**	**0.00781**	**1,452**	√
B3 - Taşıyıcı Düşey Eleman Süreksizliği	Buna örnek bir durum yapıda bulunmamaktadır.			√

4.3 DBYBHY 2007' ye Göre Kontroller

BPÇKY' nin taşıyıcı sisteminin yapısal betonarme elemanları perde ve kirişlerden oluşmaktadır. Süneklik düzeyi yüksek perdelerin plandaki uzunlukları yapı yüksekliği boyunca sabit tutulmuştur. Ancak, belirli katlar arasında kesit genişliği kademeli olarak daraltılmıştır. Süneklik düzeyi yüksek olan kirişlerin ise; kesit yükseklikleri sabit tutulmuştur. Kalınlıkları bağlandıkları perderlerin kalınlıkları ile eşdeğer olarak seçilmiştir. Sırası ile normal kirişler, kısa kirişler ve ardından perdeler kontrol edileceklerdir.

Kirişlerin listeleri çizelge 4.4 ve 4.5' de verilmiştir. Kısa kirişlerin kesme güvenlikleri yetersiz kalmıştır. Bu elemanların deprem etkileri altında çatladığı varsayımı yapılmıştır. Çatlamış kesit eğilme rijitliğine göre bu kirişlerin uçlarına dönme redörü tanımlanmıştır. Bu redörler de çizelge 4.5 içerisinde sunulmuştur.

Çizelge 4.4 : Betonarme normal kirişlerin tasarım listesi

Betonmarme Normal Kirişlerin Tasarım Tablosu					
KESİT	**B30/70**	**B40/70**	**B50/70**	**Yönetmelik ve Madde**	
l_n =	580	580	580	Kiriş serbest açıklığı	cm
h_k =	70	70	70	Kiriş yüksekliği	cm
d =	66	66	66	Kiriş faydalı yüksekliği	cm
b_w =	30	40	50	Kiriş basınç bölgesi genişliği	cm
V_d =	128	220	254	Tasarım kesme kuvveti	kN
N_d =	792	109	-156	Tasarım normal kuvveti	kN
$M_{ri} = M_{rj}$ =	252	335	421	Taşıma gücü momenti	kNm
$M_{pi} = M_{pj}$ =	353	469	589	Moment kapasitesi	kNm
$3h_k$ =	210	210	210		cm
$3.5b_w$ =	105	140	175		cm
$l_n / 4$ =	145	145	145		cm
A_{smin} =	9,1	12,1	15,2	DY-madde 3.4.2.1	cm²
A_{sw} =	Ø10/10 tek etriye (1.58cm²)	Ø10/10 çift etriye = 3.16 cm²		Etriye	cm²
σ_{Nd} =	3,77	0,39	-0,45	TS500-madde 8.1.3	Mpa
γ =	-0,3	0	0	TS500-madde 8.1.3	
V_{cr} =	285	429	536	TS500-8.1.3 / denk.8.1	kN
$V_c (0.8V_{cr})$ =	228	343	429	TS500-8.1.3 / denk.8.4	kN
V_w =	454	907	907	TS500-8.1.3 / denk.8.5	kN
$V_r (V_c + V_w)$ =	682	1.250	1.336	TS500-8.1.3 / denk.8.2	kN
V_e =	129	222	256	DY-3.4.5.1 / denk.3.9	kN
$0.22\ b_w\ d\ f_{cd}$ =	1.451	1.934	2.418	DY-3.4.5.2 / denk.3.10	kN
$0.1\ A_c\ f_{ck}$ =	1.050	1.400	1.750	TS500-7.3 / denk.7.2	kN
$1.5\ b_w\ d\ f_{ctd}$ =	743	990	1.238	DY-3.6.8.4 / denk.3.19	kN
$V_e < 0.22\ b_w\ d\ f_{cd}$	129 < 1451 √	222 < 1934 √	256 < 2418 √	DY-madde 3.4.5.2	
$V_e < V_r$	129 < 682 √	222 < 1250 √	256 < 1336 √	DY-madde 3.4.5.2	
$N_d < 0.1\ A_c\ f_{ck}$	792 < 1050 √	109 < 1400 √	156 < 1750 √	DY-madde 3.4.1.2	
$V_d < 1.5\ b_w\ d\ f_{ctd}$	128 < 743 √	220 < 990 √	254 < 1238 √	DY-madde 3.6.8.4	
$3h_k < l_n$ *	210 < 220 √	210 < 220 √	210 < 220 √	DY-madde 3.6.8.4	
$3.5b_w > h$	105 > 70 √	140 > 70 √	175 > 70 √	DY-madde 3.4.1.1 (b)	
$h_k < l_n / 4$	70 < 145 √	70 < 145 √	70 < 145 √	DY-madde 3.4.1.1 (c)	

*** Bu koşul sağlandığı için kesme kuvveti tasarımı deprem yönetmeliği madde 3.4.5' e göre yapılmıştır.**

Çizelge 4.5 : Betonarme kısa kirişlerin tasarım listesi

Betonmarme Normal Kirişlerin Tasarım Tablosu						
KESİT	**B30/70**	**B40/70**	**B50/70**	**B60/70**	**Yönetmelik ve Madde**	
E =	3700	3700	3700	3700	Elastisite modülü	kN/cm²
I =	857500	1143333	1429167	1715000	Atalet momenti	cm^4
0.4EI =	1269100000	1692132840	2115167160	2538200000	Çatlamış kesit eğilme rijitliği	kN/cm²
l_n =	220	220	220	220	Kiriş serbest açıklığı	cm
4EI/L =	57686364	76915129	96143962	115372727	Dönme rijitliği	kN/cm
1.6EI/L =	23.074.545	30.766.052	38.457.585	46.149.091	Çatlamış kesit dönme rijitliği	kN/cm
h_k =	70	70	70	70	Kiriş yüksekliği	cm
d =	66	66	66	66	Kiriş faydalı yüksekliği	cm
b_w =	30	40	50	60	Kiriş basınç bölgesi genişliği	cm
V_d =	489	736	804	1.233	Tasarım kesme kuvveti	kN
N_d =	620	-396	-938	-676	Tasarım normal kuvveti	kN
$M_{ri} = M_{rj}$ =	252	335	421	504	Taşıma gücü momenti	kNm
$M_{pi} = M_{pj}$ =	353	469	589	706	Moment kapasitesi	kNm
$3h_k$ =	210	210	210	210		cm
$3.5b_w$ =	105	140	175	210		cm
$l_n / 4$ =	55	55	55	55		cm
A_{smin} =	9,1	12,1	15,2	18,2	DY-madde 3.4.2.1	cm²
A_{sw} =	Ø10/10 tek etriye (1.58cm²)	Ø10/10 çift etriye = 3.16 cm²			Etriye	cm²
σ_{Nd} =	3	-1	-3	-2	TS500-madde 8.1.3	Mpa
γ =	-0,3	0,07	0,07	0,07	TS500-madde 8.1.3	
V_{cr} =	293	425	526	636	TS500-8.1.3 / denk.8.1	kN
V_c $(0.8V_{cr})$ =	235	340	421	509	TS500-8.1.3 / denk.8.4	kN
V_w =	454	907	907	907	TS500-8.1.3 / denk.8.5	kN
V_r $(V_c + V_w)$ =	688	1.247	1.328	1.416	TS500-8.1.3 / denk.8.2	kN
V_e =	492	740	809	1.239	DY-3.4.5.1 / denk.3.9	kN
$0.22\ b_w\ d\ f_{cd}$ =	1.451	1.934	2.418	2.901	DY-3.4.5.2 / denk.3.10	kN
$0.1\ A_c\ f_{ck}$ =	1.050	1.400	1.750	2.100	TS500-7.3 / denk.7.2	kN
$1.5\ b_w\ d\ f_{ctd}$ =	743	990	1.238	1.485	DY-3.6.8.4 / denk.3.19	kN
$V_e < 0.22\ b_w\ d\ f_{cd}$	492 < 1451 √	740 < 1934 √	809 < 2418 √	1239 < 2901 √	DY-madde 3.4.5.2	
$V_e < V_r$	492 < 688 √	740 < 1247 √	809 < 1328 √	1239 < 1416 √	DY-madde 3.4.5.2	
$N_d < 0.1\ A_c\ f_{ck}$	620 < 1050 √	396 < 1400 √	938 < 1750 √	676 < 2100 √	DY-madde 3.4.1.2	
$V_d < 1.5\ b_w\ d\ f_{ctd}$	489 < 743 √	736 < 990 √	804 < 1238 √	1233 < 1485 √	DY-madde 3.6.8.4	
$3h_k < l_n$ *	210 < 220 √	210 < 220 √	210 < 220 √	210 < 220 √	DY-madde 3.6.8.4	
$3.5b_w > h$	105 > 70 √	140 > 70 √	175 > 70 √	210 > 70 √	DY-madde 3.4.1.1 (b)	
$h_k < l_n / 4$ **	70 < 55 X	70 < 55 X	70 < 55 X	70 < 55 X	DY-madde 3.4.1.1 (c)	

*** Bu koşul sağlandığı için kesme kuvveti tasarımı deprem yönetmeliği madde 3.4.5' e göre yapılmıştır.**

**** Bu koşul sağlanmadığı için deprem yönetmeliği madde 3.4.2.5 uyarınca keside gövde donatısı konulacaktır.**

Süneklik düzeyi yüksek olan betonarme kirişler iki kısıma ayrılmıştır. Bunlar normal ve kısa olarak adlandırılmıştır. Bunların TS500 ve DBYBHY 2007' ye göre el ile yapılan tasarımları çizelge 4.4 ve 4.5 içerisinde verilmiştir. Bu elemanların bilgisayar programı ile yapılan tasarımları ise *bölüm 4.5'* in içerisinde verilecektir.

Çizelge 4.6 - 4.9 arasında betonarme deprem perdelerinin, deprem yönetmeliği esaslarına göre kontrolleri yer almaktadır.

Çizelge 4.6 : Betonarme deprem perdeleri tasarım listesi - 1/4

Betonarme Perdelerin Tasarım Çizelgesi - 1 (l_w=580)					
KESİT	**P30/580**	**P40/580**	**P50/580**	**Yönetmelik ve Madde**	
b_w =	30	40	50	Perde genişliği	cm
l_w =	580	580	580	Perde plandaki uzunluğu	cm
l_u =	120	120	120	Başlık bölgesi uzunluğu	cm
H_w =	198,75	198,75	198,75	Toplam perde yüksekliği	m
H_w / l_w =	34,27	34,27	34,27	DY-madde 3.6.2.1'	
H_{cr} [l_w, H_w/6]$_{mak}$ =	33,13	33,13	33,13	Kritik perde yüksekliği	m
H_{cr} =	33,75	33,75	33,75	Seçilen kritik perde yüksekliği	m
Kritik bölgede	Hayır	Hayır	Evet		
Kot =	+86.25 ~ +198.75	+18.75 ~ +86.25	-15.00 ~ +18.75	Perdenin alt-üst kotları	m
H_p =	112,50	67,50	33,75	Perdenin yüksekliği	m
h =	375	375	375	Kat yüksekliği	cm
A_{ch} =	17400	23200	29000	Perde kesit alanı	cm²
A_{shmin} / s =	1,03	1,03	1,03	Başlık bölgesi min. etriye	cm²
0.2 l_w =	-	-	116	DY-madde 3.6.2.1'	cm
0.1 l_w =	58	58	-	DY-madde 3.6.2.1'	cm
h / 15 =	25	25	25	DY-madde 3.6.2.1'	cm
M_d =	5245	12496	42510	Tasarım momenti	kNm
M_{ri} = M_{rj} =	15997	26741	61640	Taşıma gücü momenti	kNm
M_{pi} = M_{pj} =	19996	33427	77050	Moment kapasitesi	kNm
Başlık donatısı	2x[3Ø20+7Ø20] (62,8)	2x[5Ø20+7Ø20] (75,4)	2x[5Ø26+7Ø26] (127,4)	Başlık düşey donatı	cm²
Gövde donatısı	Ø12/15 (15.1)	Ø14/15 (20.5)	Ø16/12.5 (32.2)	Gövde düşey donatı	cm²
Kesme donatısı	Ø12/20 (11.3)	Ø12/20 (11.3)	Ø14/20 (15.4)	Gövde yatay donatı	
A_{sh} =	Ø10/10 tek etriye + çiroz (2.37cm²)	Ø10/10 tek etriye + çiroz (2.37cm²)	Ø10/10 çift etriye (3.16cm²)	Başlık uzun doğrultu etriye	cm²
A_{sh} =	Ø10/10 tek etriye + 7 çiroz (7.11cm²)	Ø10/10 tek etriye + 7 çiroz (7.11cm²)	Ø10/10 tek etriye + 7 çiroz (7.11cm²)	Başlık kısa doğrultu etriye	cm²
ρ_b =	0,0036	0,0033	0,0044	Başlık donatı oranı	
ρ_{sh} =	0,0050	0,0051	0,0064	Gövde düşey donatı (çift yüz)	
ρ_{gy} =	0,0038	0,0028	0,0031	Gövde yatay donatı (çift yüz)	
V_r =	6637	8942	12837	DY-3.6.7.1 / denk.3.17	kN
V_d =	826	1408	10350	Hesaplanan kesme kuvveti	kN
V_e =	4724	5648	28139	DY-3.6.6.3' / denk.3.16	kN
β_v =	1,5	1,5	1,5	DY-3.6.6.3'	
V_e =	826	1408	10350	[V_d, V_e]$_{min}$	kN
0.22 $A_{ch}f_{cd}$ =	12747	16996	21245	DY-3.6.6.3 / denk.3.18	kN
2/3x0.075 $sb_w(f_{ck} / f_{ywk})$	1,72	2,30	2,87	Başlık uzun doğrultu	cm²
2/3x0.075 $sb_w(f_{ck} / f_{ywk})$	6,90	6,90	6,90	Başlık kısa doğrultu	cm²
2.0 < H_w / l_w	√	√	√		
b_w > [h / 15, 20cm]$_{mak.}$	30 > 25 √	40 > 25 √	50 > 25 √	DY-madde 3.6.2.1	
l_u > [0.2l_w, 2b_w]$_{mak.}$	–	–	120 > 116 √	DY-madde 3.6.2.3,	
l_u > [0.1l_w, b_w]$_{mak.}$	120 > 58 √	120 > 58 √	–	DY-madde 3.6.2.3,	
2/3x0.075 $sb_k(f_{ck} / f_{ywk}) < A_{sh}$	1.72 < 2.37 √	2.30 < 2.37 √	2.87 < 3.16 √	DY-madde 3.6.5.2 (b) - uzun	
2/3x0.075 $sb_k(f_{ck} / f_{ywk}) < A_{sh}$	6.90 < 7.11 √	6.90 < 7.11 √	6.90 < 7.11 √	DY-madde 3.6.5.2 (b) - kısa	
$V_e < V_r$	826 < 6637 √	1408 < 8942 √	10350 < 12837 √	DY-madde 3.6.6.3	
V_e < 0.22 $A_{ch}f_{cd}$	826 < 12747 √	1408 < 16996 √	10350 < 21245 √	DY-madde 3.6.6.3	
0.001 < ρ_b	√	√	–	DY-madde 3.6.5.1	
0.002 < ρ_b	–	–	√	DY-madde 3.6.5.1	
0.0025 < ρ_{sh}	√	√	√	DY-madde 3.6.3.1	
0.0025 < ρ_{gy}	√	√	√	DY-madde 3.6.3.1	

Çizelge 4.7 : Betonarme deprem perdeleri tasarım listesi - 2/4

Betonarme Perdelerin Tasarım Çizelgesi - 2 (l_w=400)					
KESİT	**P30/400**	**P40/400**	**P50/400**	**Yönetmelik ve Madde**	
b_w =	30	40	50	Perde genişliği	cm
l_w =	400	400	400	Perde plandaki uzunluğu	cm
l_u =	100	100	100	Başlık bölgesi uzunluğu	cm
H_w =	198,75	198,75	198,75	Toplam perde yüksekliği	m
H_w / l_w =	49,69	49,69	49,69	DY-madde 3.6.2.1'	
H_{cr} $[l_w, H_w/6]_{mak}$ =	33,13	33,13	33,13	Kritik perde yüksekliği	m
H_{cr} =	33,75	33,75	33,75	Seçilen kritik perde yüksekliği	m
Kritik bölgede	Hayır	Hayır	Evet		
Kot =	+86.25 ~ +198.75	+18.75 ~ +86.25	-15.00 ~ +18.75	Perdenin alt-üst kotları	m
H_p =	112,50	67,50	33,75	Perdenin yüksekliği	m
h =	375	375	375	Kat yüksekliği	cm
A_{ch} =	12000	16000	20000	Perde kesit alanı	cm²
A_{shmin} / s =	0,86	0,86	0,86	Başlık bölgesi min. etriye	cm²
0.2 l_w =	-	-	80	DY-madde 3.6.2.1'	cm
0.1 l_w =	40	40	-	DY-madde 3.6.2.1'	cm
h / 15 =	25	25	25	DY-madde 3.6.2.1'	cm
M_d =	3348	5164	27640	Tasarım momenti	kNm
$M_{ri} = M_{rj}$ =	10346	11413	37590	Taşıma gücü momenti	kNm
$M_{pi} = M_{pj}$ =	12933	14266	46988	Moment kapasitesi	kNm
Başlık donatısı	2x[3Ø16+6Ø16] (36.2)	2x[5Ø16+6Ø16] (44.2)	2x[5Ø20+6Ø20] (69.1)	Başlık düşey donatı	cm²
Gövde donatısı	Ø12/15 (15.1)	Ø14/15 (20.5)	Ø16/15 (26.8)	Gövde düşey donatı (çift yüz)	cm²
Kesme donatısı	Ø12/20 (11.3)	Ø12/20 (11.3)	Ø14/20 (15.4)	Gövde yatay donatı (çift yüz)	
A_{sh} =	Ø10/10 tek etriye + çiroz (2.37cm²)	Ø10/10 tek etriye + çiroz (2.37cm²)	Ø10/10 çift etriye (3.16cm²)	Başlık uzun doğrultu etriye	cm²
A_{sh} =	Ø10/10 tek etriye + 6 çiroz (6.32cm²)	Ø10/10 tek etriye + 6 çiroz (6.32cm²)	Ø10/10 tek etriye + 6 çiroz (6.32cm²)	Başlık kısa doğrultu etriye	cm²
ρ_b =	0,0030	0,0028	0,0035	Başlık donatı oranı	
ρ_{sh} =	0,0050	0,0051	0,0054	Gövde düşey donatı oranı	
ρ_{gy} =	0,0038	0,0028	0,0031	Gövde yatay donatı oranı	
V_r =	4577	6167	7913	DY-3.6.7.1 / denk.3.17	kN
V_d =	1082	1019	7235	Hesaplanan kesme kuvveti	kN
V_e =	3928	4222	18449	DY-3.6.6.3' / denk.3.16	kN
β_v =	1,5	1,5	1,5	DY-3.6.6.3'	
V_e =	1082	1019	7235	$[V_d, V_e]_{min}$	kN
0.22 $A_{ch}f_{cd}$ =	8791	11722	14652	DY-3.6.6.3 / denk.3.18	kN
2/3x0.075 $sb_w(f_{ck} / f_{ywk})$	1,72	2,30	2,87	Başlık uzun doğrultu	cm²
2/3x0.075 $sb_w(f_{ck} / f_{ywk})$	5,75	5,75	5,75	Başlık kısa doğrultu	cm²
$2.0 < H_w / l_w$	√	√	√		
$b_w > [h / 15, 20cm]_{mak.}$	30 > 25 √	40 > 25 √	50 > 25 √	DY-madde 3.6.2.1	
$l_u > [0.2l_w, 2b_w]_{mak.}$	–	–	100 > 80 √	DY-madde 3.6.2.3,	
$l_u > [0.1l_w, b_w]_{mak.}$	100 > 40 √	100 > 40 √	–	DY-madde 3.6.2.3,	
$2/3x0.075\ sb_k(f_{ck} / f_{ywk}) < A_{sh}$	1.72 < 2.37 √	2.30 < 2.37 √	2.87 < 3.16 √	DY-madde 3.6.5.2 (b) - uzun	
$2/3x0.075\ sb_k(f_{ck} / f_{ywk}) < A_{sh}$	5.75 < 6.32 √	5.75 < 6.32 √	5.75 < 6.32 √	DY-madde 3.6.5.2 (b) - kısa	
$V_e < V_r$	1082 < 4577 √	1019 < 6167 √	7235 < 7913 √	DY-madde 3.6.6.3	
$V_e < 0.22\ A_{ch}f_{cd}$	1082 < 8791 √	1019 < 11722 √	7235 < 14652 √	DY-madde 3.6.6.3	
$0.001 < \rho_b$	√	√	–	DY-madde 3.6.5.1	
$0.002 < \rho_b$	–	–	√	DY-madde 3.6.5.1	
$0.0025 < \rho_{sh}$	√	√	√	DY-madde 3.6.3.1	
$0.0025 < \rho_{gy}$	√	√	√	DY-madde 3.6.3.1	

Çizelge 4.8 : Betonarme deprem perdeleri tasarım listesi - 3/4

Betonarme Perdelerin Tasarım Çizelgesi - 3 (l_w=180)					
KESİT	**P30/180**	**P40/180**	**P50/180**	**Yönetmelik ve Madde**	
b_w =	30	40	50	Perde genişliği	cm
l_w =	180	180	180	Perde plandaki uzunluğu	cm
l_u =	180	180	180	Başlık bölgesi uzunluğu	cm
H_w =	198,75	198,75	198,75	Toplam perde yüksekliği	m
H_w / l_w =	110,42	110,42	110,42	DY-madde 3.6.2.1'	
H_{cr} [l_w, H_w/6]$_{mak}$ =	33,13	33,13	33,13	Kritik perde yüksekliği	m
H_{cr} =	33,75	33,75	33,75	Seçilen kritik perde yüksekliği	m
Kritik bölgede	Hayır	Hayır	Evet		
Kot =	+86.25 ~ +198.75	+18.75 ~ +86.25	-15.00 ~ +18.75	Perdenin alt-üst kotları	m
H_p =	112,50	67,50	33,75	Perdenin yüksekliği	m
h =	375	375	375	Kat yüksekliği	cm
A_{ch} =	5400	7200	9000	Perde kesit alanı	cm²
A_{shmin} / s =	1,55	1,55	1,55	Başlık bölgesi min. etriye	cm²
0.2 l_w =	-	-	36	DY-madde 3.6.2.1'	cm
0.1 l_w =	18	18	-	DY-madde 3.6.2.1'	cm
h / 15 =	25	25	25	DY-madde 3.6.2.1'	cm
M_d =	831	1523	5635	Tasarım momenti	kNm
M_{ri} = M_{rj} =	1387	3472	6030	Taşıma gücü momenti	kNm
M_{pi} = M_{pj} =	1734	4340	7537	Moment kapasitesi	kNm
Başlık donatısı	2x[3Ø16+9Ø16] (44.2)	2x[3Ø20+8Ø20] (69.0)	2x[4Ø26+8Ø26] (127.4)	Başlık düşey donatı	cm²
A_{sh} =	Ø10/10 tek etriye + çiroz (2.37cm²)	Ø10/10 tek etriye + çiroz (2.37cm²)	Ø10/10 çift etriye (3.16cm²)	Başlık uzun doğrultu etriye	cm²
A_{sh} =	Ø12/10 çift etriye + 6 çiroz (11.3cm²)	Ø12/10 çift etriye + 6 çiroz (11.3cm²)	Ø12/10 çift etriye + 6 çiroz (11.3cm²)	Başlık kısa doğrultu etriye	cm²
ρ_b =	0,0147	0,0173	0,0255	Başlık donatı oranı	
V_r =	4338	6573	11438	DY-3.6.7.1 / denk.3.17	kN
V_d =	375	658	2744	Hesaplanan kesme kuvveti	kN
V_e =	1175	2811	5505	DY-3.6.6.3' / denk.3.16	kN
β_v =	1,5	1,5	1,5	DY-3.6.6.3'	
V_e =	375	658	2744	[V_d, V_e]$_{min}$	kN
0.22 $A_{ch}f_{cd}$ =	3956	5275	6593	DY-3.6.6.3 / denk.3.18	kN
2/3x0.075 $sb_w(f_{ck} / f_{ywk})$	1,72	2,30	2,87	Başlık uzun doğrultu	cm²
2/3x0.075 $sb_w(f_{ck} / f_{ywk})$	10,34	10,34	10,34	Başlık kısa doğrultu	cm²
2.0 < H_w / l_w	√	√	√		
b_w > [h / 15, 20cm]$_{mak.}$	30 > 25 √	40 > 25 √	50 > 25 √	DY-madde 3.6.2.1	
l_u > [0.2l_w, 2b_w]$_{mak.}$	–	–	180 > 36 √	DY-madde 3.6.2.3,	
l_u > [0.1l_w, b_w]$_{mak.}$	180 > 18 √	180 > 18 √	–	DY-madde 3.6.2.3,	
2/3x0.075 $sb_k(f_{ck} / f_{ywk}) < A_{sh}$	1.72 < 2.37 √	2.30 < 2.37 √	2.87 < 3.16 √	DY-madde 3.6.5.2 (b) - uzun	
2/3x0.075 $sb_k(f_{ck} / f_{ywk}) < A_{sh}$	10.34 < 11.3 √	10.34 < 11.3 √	10.34 < 11.3 √	DY-madde 3.6.5.2 (b) - kısa	
$V_e < V_r$	1175 < 4338 √	2811 < 6573 √	2744 < 11438 √	DY-madde 3.6.6.3	
V_e < **0.22** $A_{ch}f_{cd}$	1175 < 3956 √	2811 < 5275 √	2744 < 6593 √	DY-madde 3.6.6.3	
0.01 < ρ_b	√	√	√	DY-madde 3.3.2.1	

Çizelge 4.9 : Betonarme deprem perdeleri tasarım listesi - 4/4

Betonarme Perdelerin Tasarım Çizelgesi - 4 (l_w=380)				
KESİT	**P30/380**	**P50/380**	**Yönetmelik ve Madde**	
b_w =	30	50	Perde genişliği	cm
l_w =	380	380	Perde plandaki uzunluğu	cm
l_u =	100	100	Başlık bölgesi uzunluğu	cm
H_w =	198,75	198,75	Toplam perde yüksekliği	m
H_w / l_w =	52,30	52,30	DY-madde 3.6.2.1'	
H_{cr} $[l_w, H_w/6]_{mak}$ =	33,13	33,13	Kritik perde yüksekliği	m
H_{cr} =	33,75	33,75	Seçilen kritik perde yüksekliği	m
Kritik bölgede	Hayır	Evet		
Kot =	+86.25 ~ +198.75	-15.00 ~ +86.25	Perdenin alt-üst kotları	m
H_p =	112,50	101,25	Perdenin yüksekliği	m
h =	375	375	Kat yüksekliği	cm
A_{ch} =	11400	19000	Perde kesit alanı	cm²
A_{shmin} / s =	0,86	0,86	Başlık bölgesi min. etriye	cm²
0.2 l_w =	-	76	DY-madde 3.6.2.1'	cm
0.1 l_w =	38	-	DY-madde 3.6.2.1'	cm
h / 15 =	25	25	DY-madde 3.6.2.1'	cm
M_d =	2911	20025	Tasarım momenti	kNm
$M_{ri} = M_{rj}$ =	6869	29436	Taşıma gücü momenti	kNm
$M_{pi} = M_{pj}$ =	8587	36795	Moment kapasitesi	kNm
Başlık donatısı	2x[3Ø16+6Ø16] (36.2)	2x[5Ø20+6Ø20]+4Ø20 (81.6)	Başlık düşey donatı	cm²
Gövde donatısı	Ø12/15 (15.1)	Ø14/15 (20.5)	Gövde düşey donatı (çift yüz)	cm²
Kesme donatısı	Ø12/20 (11.3)	Ø14/20 (15.4)	Gövde yatay donatı (çift yüz)	
A_{sh} =	Ø10/10 tek etriye + çiroz (2.37cm²)	Ø10/10 çift etriye (3.16cm²)	Başlık uzun doğrultu etriye	cm²
A_{sh} =	Ø10/10 tek etriye + 6 çiroz (6.32cm²)	Ø10/10 tek etriye + 6 çiroz (6.32cm²)	Başlık kısa doğrultu etriye	cm²
ρ_b =	0,0032	0,0043	Başlık donatı oranı	
ρ_{sh} =	0,0050	0,0041	Gövde düşey donatı oranı	
ρ_{gy} =	0,0038	0,0031	Gövde yatay donatı oranı	
V_r =	4349	6476	DY-3.6.7.1 / denk.3.17	kN
V_d =	1329	2148	Hesaplanan kesme kuvveti	kN
V_e =	5879	5920	DY-3.6.6.3' / denk.3.16	kN
β_v =	1,5	1,5	DY-3.6.6.3'	
V_e =	1329	2148	$[V_d, V_e]_{min}$	kN
0.22 $A_{ch}f_{cd}$ =	8352	13919	DY-3.6.6.3 / denk.3.18	kN
2/3x0.075 $sb_w(f_{ck} / f_{ywk})$	1,72	2,87	Başlık uzun doğrultu	cm²
2/3x0.075 $sb_w(f_{ck} / f_{ywk})$	5,75	5,75	Başlık kısa doğrultu	cm²
2.0 < H_w / l_w	√	√		
$b_w > [h / 15, 20cm]_{mak.}$	30 > 25 √	50 > 25 √	DY-madde 3.6.2.1	
$l_u > [0.2l_w, 2b_w]_{mak.}$	–	100 > 80 √	DY-madde 3.6.2.3,	
$l_u > [0.1l_w, b_w]_{mak.}$	100 > 40 √	–	DY-madde 3.6.2.3,	
2/3x0.075 $sb_k(f_{ck} / f_{ywk}) < A_{sh}$	1.72 < 2.37 √	2.87 < 3.16 √	DY-madde 3.6.5.2 (b) - uzun	
2/3x0.075 $sb_k(f_{ck} / f_{ywk}) < A_{sh}$	5.75 < 6.32 √	5.75 < 6.32 √	DY-madde 3.6.5.2 (b) - kısa	
$V_e < V_r$	1329 < 4577 √	2148 < 7913 √	DY-madde 3.6.6.3	
$V_e < 0.22\ A_{ch}f_{cd}$	1329 < 8791 √	2148 < 14652 √	DY-madde 3.6.6.3	
0.001 < ρ_b	√	–	DY-madde 3.6.5.1	
0.002 < ρ_b	–	√	DY-madde 3.6.5.1	
0.0025 < ρ_{sh}	√	√	DY-madde 3.6.3.1	
0.0025 < ρ_{gy}	√	√	DY-madde 3.6.3.1	

Çelik elemanların deprem yönetmeliğinin 4. bölümüne göre kontrolleri ÇÇPY' de olduğu gibi maddeler halinde verilecektir.

4.3.1 Madde 4.3.1.1

Süneklik düzeyi yüksek çerçevelerin kiriş ve kolonlarında, başlık genişliği/kalınlığı ve gövde yüksekliği/kalınlığı oranlarına ilişkin koşullar çizelge 3.4' de verilmiştir. BPÇKY' de kullanılan profillerin bu tabloya uygunlukları, çizelge 4.10 ve 4.11 içerisinde verilmiştir.

Çizelge 4.10 : Kesit narinlik koşulları - 1

KESİT ADI ve TÜRÜ	4.3.1.1' e göre Enkesit Narinlik Koşulları ("I" kolonlar için)												
"I" Kolon	N_d (kN)	h	b	t	t_w	F	Narinlik-1	Narinlik-2		SINIR DEĞER-1		SINIR DEĞER-2	
	(+ işaret basınç)	mm	mm	mm	mm	cm²	b/t	h/t_w	$\lvert N_d / \sigma_a A \rvert$	$0.3\sqrt{E_s / \sigma_a}$		$1.33\sqrt{E_s / \sigma_a} \times (2.3 - \lvert N_d / A \times \sigma_a \rvert)$	
HE400B	-380,4	400	300	24,0	13,5	198	6,25	29,63	0,05	7,23	√	65,55	√
HE800A	2495,6	790	300	28,0	15,0	286	5,36	52,67	0,25	7,23	√	59,41	√
H400x383	6973,2	416	406	48,0	30,0	488	4,23	13,87	0,40	7,23	√	54,38	√
H400x551	7470,4	455	418	67,5	42,5	702	3,10	10,71	0,30	7,23	√	57,68	√
H400x634	10333,6	475	423	77,5	47,0	808	2,73	10,11	0,36	7,23	√	55,74	√
H400x744	11688,7	499	431	89,5	54,5	948	2,41	9,16	0,35	7,23	√	56,15	√

Çizelge 4.11 : Kesit narinlik koşulları - 2

KESİT ADI ve TÜRÜ	4.3.1.1' e göre Enkesit Narinlik Koşulları ("I" kiriş ve kutu profiller içi)										
"I" kiriş		h	b	t	t_w	F	Narinlik-1	Narinlik-2		SINIR DEĞER	
		mm	mm	mm	mm	cm²	b/t	h/t_w		$3.2\sqrt{E_s / \sigma_a}$	
H400x383		416	406	48	30,0			13,87		77,08	√
HE180A		171	180	9,5	6,0			28,50		77,08	√
HE300A		290	300	14,0	8,5			34,12		77,08	√
HE360A		350	300	17,5	10,0			35,00		77,08	√
HE400A		390	300	19,0	11,0			35,45		77,08	√
HE400B		400	300	24,0	13,5			29,63		77,08	√
HE500B		500	300	28,0	14,5			34,48		77,08	√
HE700B		700	300	32,0	17,0			41,18		77,08	√
IPE300		300	150	10,7	7,1			42,25		77,08	√
IPE400		400	180	13,5	8,6			46,51		77,08	√
Kutu Profil		h	b	t	t_w	F	Narinlik-1	Narinlik-2		SINIR DEĞER	
		mm	mm	mm	mm	cm²	b/t	h/t_w		$0.7\sqrt{E_s / \sigma_a}$	
RHS370x500/30x30		370	500	30	30		12,33	16,67		16,86	√
RHS600x1000/40x60		600	1000	40	60		15,00	16,67		16,86	√
RHS600x1100/60x70		600	1100	60	70		10,00	15,71		16,86	√
RHS1100x1100/70x70		1100	1100	70	70		15,71	15,71		16,86	√

4.3.2 Madde 4.3.1.2

Bu maddeye göre, arttırılmış deprem etkilerinde eğilme momentleri göz önüne alınmaksızın, kolonların normal kuvvet kapasitelerinin aşılıp aşılmadığı kontrol

edilmelidir. BPÇKY merkezi çelik çaprazlı sistem olduğu için büyütme katsayısı Ω_0, 2.0 olarak şeçilmiştir. Bu kontrol çizelge 4.12' de verilmiştir.

Çizelge 4.12 : Arttırılmış deprem etkilerine göre kolon kontrolleri

KESİT ADI ve TÜRÜ	Madde 4.3.1.2' e göre Sağlanması Gereken Koşullar												
"I" Kolon	N_d (kN)	N_d (kN)	Sk (cm)	i (cm)	k	λ	w (st52)	σ_{bem}	A	N_{bp} (basınç kap.)		$N_{çp}$ (çekme kap.)	
	(basınç)	(çekme)	kolon boyu	atalet yarıçapı	burkulma boyu	narinlik	burkulma katsayısı	(kN/cm²)	(cm²)	1.7 x σ_{bem} x A		σ_a x A	
H400x383	7766,4	1304	375	10,48	1,2	42,94	1,28	27,7	488	23008,4	√	17324,0	√
H400x551	6833,6	-	375	10,83	1,2	41,55	1,27	28,0	702	33358,8	√	24921,0	√
H400x634	8894,8	-	375	11,02	1,2	40,83	1,26	28,2	808	38700,6	√	28684,0	√
H400x744	9590,3	-	375	11,25	1,2	40,00	1,25	28,4	948	45769,4	√	33654,0	√
Kutu Kolon													
RHS600x1100/60x70	38013,1	22033,9	3375	38,16	1,0	88,44	2,15	16,5	2092	58722,0	√	74266,0	√
RHS1100x1100/70x70	38936,8	24231,1	375	42,15	1,2	10,68	1,00	35,5	2884	174049,4	√	102382,0	√

4.3.3 Madde 4.3.2.1

Bu madde, *bölüm 3.3.3* içerisinde incelendiği üzere, güçlü kolon - zayıf kiriş kontrolünü içermektedir. Kontrol, çizelge 4.13' de verilmektedir.

Çizelge 4.13 : Güçlü kolon – zayıf kiriş kontrolü

KESİT ADI	4.3.2.1' e göre Kolonların Kirişlerden Daha Güçlü Olması Koşulu												
	D_a	W_{p3-3}	W_{p2-2}	σ_a	M_{p3-3}	M_{p2-2}	A_k	V_p	$M_{pa}+M_{pü}$	$M_{pa}+M_{pü}$	$M_{vi}=M_{vj}$	1.1*Da*($M_{pi}+M_{pj}+M_{vi}+M_{vj}$)	
	(st52)	cm³	cm³	kN/cm²	kNcm	kNcm	cm²	kN	(3-3)	(2-2)	kNcm	kNcm	
HE360A (kiriş)	1,1	2088		35,5	74124		26,1	556			41695	**280.281**	
*H400x383 (kolon)		7965	4031	35,5	282758	143101			**565.515**	**286.201**			√

* Kontrol yalnızca en zayıf kolon kesidi için seçilmiştir. Kolon-kiriş birleşimleri 2 yönde de olacağı için 2 yön için de hesap yapılmıştır.

** $M_{pi} = M_{pj}$; $M_{pa} = M_{pü}$

*** Guse uzunluğu mesnet yüzünden itibaren 75cm kabul edilerek hesap yapılmıştır.

4.3.4 Madde 4.6.1.2

Çatı ve düşey düzlem çapraz sistemlerinin tüm basınç elemanlarında narinlik oranı 4.0 $\sqrt{E_s}/\sigma_a$ sınır değerini aşmayacaktır. Bu kontrol çizelge 4.14' de verilmiştir.

Çizelge 4.14 : Eleman narinlik koşulları

KESİT ADI ve TÜRÜ	4.6.1.2 ve 4.8.1.2' ye göre Eleman Narinlik Koşulları											
"I" veya Kutu Profil	Sb_{3-3}	Sb_{2-2}	k_{3-3}	k_{2-2}	Sk_{3-3}	Sk_{2-2}	3-3 Ekseni Atalet Yarıçapı	2-2 Ekseni Atalet Yarıçapı	Sk/i (3-3)	Sk/i (2-2)	SINIR DEĞER	
	(cm)	(cm)			(cm)	(cm)					$4.0\sqrt{E_S/\sigma_a}$	
RHS370x500/30x30	980	980	1	1	980	980	18,45	14,47	53,13	67,71	96,36	√
RHS600x1000/40x60	2461	1075	1	1	2461	1075	34,50	24,52	71,34	43,85	96,36	√
RHS600x1100/60x70	3614	422	1	0,9	3614	380	38,16	23,80	94,69	17,73	96,36	√
RHS1100x1100/70x70	375	375	0,9	0,9	338	338	42,15	42,15	8,90	8,90	96,36	√

* 3-3 Ekseni profillerin güçlü eksenlerini temsil etmektedir.

** Yapıda aynı profil birden çok yerde kullanılmış ise; en gayri müsait olan seçilmiştir.

4.4 Çelik Elemanların Tasarımı

Bölüm 3.4' ün içinde, ÇÇPY' nin çelik elemanlarının tasarımı yapılmıştır. Bu başlık altında ise BPÇKY' nin çelik elemanları incelenecektir. El ile kontrol yapılmayıp, bilgisayar ile yapılan analiz sonuçları verilmiştir.

Çizelge 4.15 : İçyapı kolonu (H400x383)

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK    Units: KN-cm  (Summary for Combo and Station)
Level: 3.BODRUM  Element: C18  Station Loc: 0,000  Section ID: H400X383
Element Type:  Special Moment Frame   Classification:  Compact

L=375,000
A=488,000  i22=53620,000  i33=141400,000
s22=2641,379  s33=6798,077  r22=10,482  r33=17,022
E=20590,000  fy=35,500                          DL + Q - Rüzgar X
RLLF=0,600

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0,827 = 0,734 + 0,074 + 0,019

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo    COMB2  -6875,648  -13161,157  -1380,477     -42,931      -4,219

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-1)
                         fa          Fa          Ft
                     Stress   Allowable   Allowable
    Axial            14,089      19,190      21,300

                         fb          Fb          Fe      Cm       K       L      Cb
                     Stress   Allowable   Allowable  Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending     1,936      23,430     290,852   0,850   1,000   0,867   1,000
    Minor Bending     0,523      26,625     110,293   0,850   1,000   0,867

SHEAR DESIGN
                         fv          FV      Stress
                     Stress   Allowable       Ratio
    Major Shear       0,344      14,200       0,024
    Minor Shear       0,011      14,200       0,001

JOINT DESIGN
                  Continuity        Load     Doubler        Load
                  Plate Area       Combo   Thickness       Combo
                       0,000      COMB28       0,000      COMB28

BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS
                       Major        Load       Minor        Load
                       Ratio       Combo       Ratio       Combo
                       0,233      COMB27       1,062      COMB27
```

Çizelge 4.16 : Cephe ana dikmesi (RHS600x1100/60x70)

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK    Units: KN-cm  (Summary for Combo and Station)
Level: 4.KAT  Element: C40  Station Loc: 325,000  Section ID: RHS600X1100/60X70
Element Type:  Special Moment Frame   Classification:  Compact

L=375,000
A=2092,000  i22=1185089,333  i33=3047097,333
s22=39502,978  s33=55401,770  r22=23,801  r33=38,165
E=20590,000  fy=35,500                          DL + Q + Rüzgar Y
RLLF=0,600

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0,692 = 0,637 + 0,007 + 0,048

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo    COMB3 -24538,275  -7944,072  50719,875      51,999     -96,450

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN    (H1-1)
                         fa          Fa          Ft
                     Stress   Allowable   Allowable
    Axial            11,730      18,410      21,300

                         fb          Fb          Fe      Cm       K       L      Cb
                     Stress   Allowable   Allowable  Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending     0,143      23,430      68,636   1,000   1,000   4,000   1,000
    Minor Bending     1,284      23,430     568,633   0,850   1,000   0,867

SHEAR DESIGN
                         fv          FV      Stress
                     Stress   Allowable       Ratio
    Major Shear       0,034      14,200       0,002
    Minor Shear       0,134      14,200       0,009
```

Çizelge 4.17 : Cephe çaprazı (RHS600x1100/60x70)

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK    Units: KN-cm  (Summary for Combo and Station)
Level: 7.KAT  Element: D140  Station Loc: 421,904  Section ID: RHS600X1100/60X70
Element Type:  Special Moment Frame   Classification:  Compact

L=421,904
A=2092,000  i22=1185089,333  i33=3047097,333
s22=39502,978  s33=55401,770  r22=23,801  r33=38,165
E=20590,000  fy=35,500
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0,644 = 0,513 + 0,080 + 0,051

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo    COMB3 -11303,416  -51375,902  -54385,442      75,747     111,261

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1)
                         fa          Fa          Ft
                     Stress   Allowable   Allowable
    Axial             5,403      10,524      21,300

                         fb          Fb          Fe       Cm       K       L      Cb
                     Stress   Allowable   Allowable   Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending     0,927      23,430      10,711    1,000   1,000   9,000   1,000
    Minor Bending     1,377      23,430     337,421    0,850   1,000   1,000

SHEAR DESIGN
                         fv          FV       Stress
                     Stress   Allowable        Ratio
    Major Shear       0,049      14,200        0,003
    Minor Shear       0,155      14,200        0,011

END REACTION AXIAL FORCES
                   Left End        Load   Right End        Load
                   Reaction       Combo    Reaction       Combo
                  -12652,152      COMB28  -12615,917      COMB28
```

DL + Q + Rüzgar Y

Çizelge 4.18 : Yatay stabilite çaprazı (RHS600x1000/40x60)

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK    Units: KN-cm  (Summary for Combo and Station)
Level: 13.KAT  Element: B360  Station Loc: 304,056  Section ID: RHS600X1000/40X60
Element Type:  Special Moment Frame   Classification:  Compact

L=311,127
A=1584,000  i22=952128,000  i33=1885248,000
s22=31737,600  s33=37704,960  r22=24,517  r33=34,499
E=20590,000  fy=35,500
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0,606 = 0,005 + 0,583 + 0,018

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo   COMB26  173,786  514607,821  -13296,817      25,937     -27,640

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H2-1)
                         fa          Fa          Ft
                     Stress   Allowable   Allowable
    Axial             0,110      15,015      21,300

                         fb          Fb          Fe       Cm       K       L      Cb
                     Stress   Allowable   Allowable   Factor  Factor  Factor  Factor
    Major Bending    13,648      23,430      22,358    1,000   1,000   7,636   1,000
    Minor Bending     0,419      23,430    1194,454    1,000   1,000   0,742

SHEAR DESIGN
                         fv          FV       Stress
                     Stress   Allowable        Ratio
    Major Shear       0,022      14,200        0,002
    Minor Shear       0,058      14,200        0,004
```

DL + Q

Çizelge 4.19 : Cephe ara dikmesi (HE800A)

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK    Units: KN-cm  (Summary for Combo and Station)
Level: 10.KAT  Element: C42  Station Loc: 357,900  Section ID: HE800A
Element Type:  Special Moment Frame   Classification:  Non-Compact

L=375,000
A=286,000  i22=12640,000  i33=303399,987
s22=842,667  s33=7681,012  r22=6,648  r33=32,571
E=20590,000  fy=35,500
RLLF=0,600

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0,592 = 0,369 + 0,220 + 0,003

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo    COMB2  -1580,355  -27005,497       76,221       0,739      -0,649

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-1)
                         fa          Fa          Ft
                     Stress   Allowable   Allowable
    Axial             5,526      14,986      21,300

                         fb          Fb          Fe        Cm        K        L       Cb
                     Stress   Allowable   Allowable    Factor   Factor   Factor   Factor
    Major Bending     3,516      21,300      22,217     1,000    1,000    6,000    1,000
    Minor Bending     0,090      26,625      36,582     0,850    1,000    0,954

SHEAR DESIGN
                         fv          FV      Stress
                     Stress   Allowable       Ratio
    Major Shear       0,006      14,200       0,000
    Minor Shear       0,005      14,200       0,000
```

DL + Q - Rüzgar X

Çizelge 4.20 : İçyapı çerçeve kirişi (HE360A)

```
AISC-ASD01 STEEL SECTION CHECK    Units: KN-cm  (Summary for Combo and Station)
Level: 42.KAT  Element: B620  Station Loc: 0,000  Section ID: HE360A
Element Type:  Special Moment Frame   Classification:  Compact

L=560,000
A=143,000  i22=7887,000  i33=33090,000
s22=525,800  s33=1890,857  r22=7,427  r33=15,212
E=20590,000  fy=35,500
RLLF=1,000

P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is   0,931 = 0,006 + 0,925 + 0,000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS
                          P          M33          M22          V2          V3
    Combo   COMB26  -13,204  -37235,517      -4,674    -158,729      -0,012

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN   (H1-3)
                         fa          Fa          Ft
                     Stress   Allowable   Allowable
    Axial             0,092      14,520      21,300

                         fb          Fb          Fe        Cm        K        L       Cb
                     Stress   Allowable   Allowable    Factor   Factor   Factor   Factor
    Major Bending    19,692      21,300      84,386     0,850    1,000    0,963    1,000
    Minor Bending     0,009      26,625      20,113     0,850    1,000    0,963

SHEAR DESIGN
                         fv          FV      Stress
                     Stress   Allowable       Ratio
    Major Shear       4,535      14,200       0,319
    Minor Shear   1,331E-04      14,200   9,373E-06

END REACTION MAJOR SHEAR FORCES
                    Left End        Load   Right End        Load
                    Reaction       Combo    Reaction       Combo
                     332,678      COMB28     332,678      COMB28
```

DL + Q

4.5 Betonarme Kiriş Tasarımı

Betonarme kirişilerin DBYBHY 2007' ye göre olan kontrolleri çizelge 4.4 ve 4.5 içerisinde verilmiştir. Bu başlık altında ise, bu elemanların bilgisayar programı ile yapılan hesapları incelenecektir. BPÇKY' de betonarme kirişlerin kesit yükseklikleri sabit ve 70cm olarak belirlenmiştir. Analiz sonucu olarak verilecek elemanlar, her kesit genişliği için en çok zorlananlar olacaktır. Süneklik düzeyi yüksek bu kirişleri genişliklerine göre sıralanmıştır. Bu boyutlar şu şekildedir:

30cm, 40 cm, 50cm ve 60cm. *Bölüm 4.5.1* ve *4.5.4* içerisinde sırasıyla, bilgisayar ile yapılan tasarım sonuçları sunulmuştur.

Perdeleri birbirine bağlayan betonarme kirişler, bağ kirişi olarak görev yapmaktadırlar. Ancak DBYBHY 2007' nin 3.6.8.4 numaralı maddesi uyarınca bağ kirişi olarak tasarlanmamışlardır.

4.5.1 B30/70 betonarme kirişinin tasarımı

B30/70 kesitli kirişin, bilgisayar programı ile tasarımı çizelge 4.21' de verilmiştir.

Çizelge 4.21 : B30/70 betonarme kiriş tasarımı

```
ACI 318-05/IBC 2003 BEAM SECTION DESIGN  Type:Sway Special      Units:  KN-cm  (Summary)

Level        :  26.KAT          L=220,000
Element      :  B622            D=70,000        B=30,000        bf=30,000
Section ID   :  B30/70          ds=0,000        dct=4,000       dcb=4,000
Combo ID     :  CBDLQEYNEG      E=3700,000      fc=6,500        Lt.Wt. Fac.=1,000
Station Loc  :  220,000         fy=49,000       fys=49,000

Phi(Bending):     0,900
Phi(Shear):       0,750
Phi(Seis Shear): 0,600
Phi(Torsion):     0,750

Design Moments, M3
                        Positive    Negative     Special     Special
                          Moment      Moment     +Moment     -Moment
                        48686,451  -52313,517  48686,451  -52313,517

Flexural Reinforcement for Moment, M3
                        Required     +Moment     -Moment     Minimum
                          Rebar       Rebar       Rebar       Rebar
   Top     (+2 Axis)     18,762       0,000      18,762       8,115
   Bottom  (-2 Axis)     17,406      17,406       0,000       8,115

Shear Reinforcement for Shear, V2
              Rebar       Shear       Shear       Shear       Shear
               Av/s          Vu     phi*Vc      phi*Vs          Vp
              0,318     650,353       0,000     650,353     650,353

Reinforcement for Torsion, T
              Rebar       Rebar     Torsion    Critical        Area   Perimeter
               At/s          Al          Tu     Phi*Tcr          Ao          Ph
              0,000       0,000      52,742    1200,109    1096,527     164,440
```

DL + Q - Ey

4.5.2 B40/70 betonarme kirişinin tasarımı

B40/70 kesitli kirişin, bilgisayar programı ile tasarımı çizelge 4.22' de verilmiştir.

Çizelge 4.22 : B40/70 betonarme kiriş tasarımı

```
ACI 318-05/IBC 2003 BEAM SECTION DESIGN  Type:Sway Special       Units:  KN-cm  (Summary)

Level        :  7.KAT          L=220,000
Element      :  B628           D=70,000        B=40,000        bf=40,000
Section ID   :  B40/70         ds=0,000        dct=4,000       dcb=4,000
Combo ID     :  CBDLQEXNEG     E=3700,000      fc=6,500        Lt.Wt. Fac.=1,000
Station Loc  :  0,000          fy=49,000       fys=49,000

Phi(Bending):     0,900
Phi(Shear):       0,750
Phi(Seis Shear): 0,600
Phi(Torsion):     0,750

Design Moments, M3
                        Positive     Negative     Special     Special
                          Moment       Moment     +Moment     -Moment
                        63119,482  -73861,686   63119,482  -73861,686

Flexural Reinforcement for Moment, M3
                        Required     +Moment      -Moment     Minimum
                          Rebar       Rebar        Rebar       Rebar
   Top     (+2 Axis)     26,562       0,000       26,562      10,820
   Bottom  (-2 Axis)     22,539      22,539        0,000      10,820

Shear Reinforcement for Shear, V2
              Rebar       Shear       Shear       Shear       Shear
               Av/s         Vu      phi*Vc      phi*Vs          Vp
              0,450     920,493       0,000     920,493     920,493

Reinforcement for Torsion, T
              Rebar       Rebar     Torsion    Critical        Area   Perimeter
               At/s          Al          Tu     Phi*Tcr          Ao          Ph
              0,000       0,000      38,814    2108,667    1615,962     184,440
```

DL + Q - Ex

4.5.3

4.5.4 B50/70 betonarme kirişinin tasarımı

B50/70 kesitli kirişin, bilgisayar programı ile tasarımı çizelge 4.23' de verilmiştir.

Çizelge 4.23 : B50/70 betonarme kiriş tasarımı

```
ACI 318-05/IBC 2003 BEAM SECTION DESIGN  Type:Sway Special       Units:  KN-cm  (Summary)

Level        :  5.KAT          L=220,000
Element      :  B628           D=70,000        B=50,000        bf=50,000
Section ID   :  B50/70         ds=0,000        dct=4,000       dcb=4,000
Combo ID     :  CBDLQEXNEG     E=3700,000      fc=6,500        Lt.Wt. Fac.=1,000
Station Loc  :  0,000          fy=49,000       fys=49,000

Phi(Bending):     0,900
Phi(Shear):       0,750
Phi(Seis Shear): 0,600
Phi(Torsion):     0,750

Design Moments, M3
                        Positive     Negative     Special     Special
                          Moment       Moment     +Moment     -Moment
                        74026,981  -87586,934   74026,981  -87586,934

Flexural Reinforcement for Moment, M3
                        Required     +Moment      -Moment     Minimum
                          Rebar       Rebar        Rebar       Rebar
   Top     (+2 Axis)     31,419       0,000       31,419      13,526
   Bottom  (-2 Axis)     26,368      26,368        0,000      13,526

Shear Reinforcement for Shear, V2
              Rebar       Shear       Shear       Shear       Shear
               Av/s         Vu      phi*Vc      phi*Vs          Vp
              0,533    1091,762       0,000    1091,762    1091,762

Reinforcement for Torsion, T
              Rebar       Rebar     Torsion    Critical        Area   Perimeter
               At/s          Al          Tu     Phi*Tcr          Ao          Ph
              0,000       0,000     118,331    3014,760    2135,397     204,440
```

DL + Q - Ex

4.5.5 B60/70 betonarme kirişinin tasarımı

B60/70 kesitli kirişin, bilgisayar programı ile tasarımı çizelge 4.24' de verilmiştir.

Çizelge 4.24 : B60/70 betonarme kiriş tasarımı

```
ACI 318-05/IBC 2003 BEAM SECTION DESIGN  Type:Sway Special       Units:  KN-cm  (Summary)

Level        :  12.KAT          L=220,000
Element      :  B622            D=70,000        B=60,000        bf=60,000
Section ID   :  B60/70          ds=0,000        dct=4,000       dcb=4,000
Combo ID     :  CBDLQEYNEG      E=3700,000      fc=6,500        Lt.Wt. Fac.=1,000
Station Loc  :  220,000         fy=49,000       fys=49,000

Phi(Bending):     0,900
Phi(Shear):       0,750
Phi(Seis Shear): 0,600
Phi(Torsion):     0,750


Design Moments, M3
                          Positive    Negative     Special     Special
                            Moment      Moment     +Moment     -Moment
                        110958,985 -127935,193  110958,985 -127935,193

Flexural Reinforcement for Moment, M3
                         Required     +Moment     -Moment     Minimum
                            Rebar       Rebar       Rebar       Rebar
   Top     (+2 Axis)        46,362       0,000      46,362      16,231
   Bottom  (-2 Axis)        39,906      39,906       0,000      16,231

Shear Reinforcement for Shear, V2
              Rebar       Shear       Shear       Shear       Shear
               Av/s          Vu      phi*Vc      phi*Vs          Vp
              0,777    1590,408       0,000    1590,408    1590,408

Reinforcement for Torsion, T
              Rebar       Rebar     Torsion    Critical        Area   Perimeter
               At/s          Al          Tu     Phi*Tcr          Ao          Ph
              0,000       0,000     269,678    3677,524    2654,832     224,440
```

DL + Q - Ey

4.6 Bodrum Perdelerinin Tasarımı

Bu başlık altında yapılması gereken hesap, *bölüm 3.5* ile aynıdır. Gerek yüklemeler, gerekse; bodrum katlarındaki mesnetlenmeler değişmemektedir. ÇÇPY' de olduğu gibi bu yapı için de 40cm olarak öngörülmüştür. Bu perdelerde, ‰ 2.5 minimum kesme donatısı olarak Ø14/15 (20.5 cm²/m) seçilmiştir. Gövde donatıları düzenli (uniform) olarak, Ø20/20 (31.4 cm²/m) düzeninde keside dağıtılmıştır.

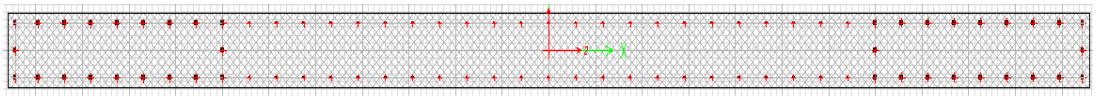
4.7 Betonarme Deprem Perdelerinin Tasarımı

Betonarme perdelerin DBYBHY 2007' ye göre olan kontrolleri çizelge 4.6 - 4.9 içerisinde verilmiştir. Bu başlık altında ise, bu elemanların bilgisayar programı ile yapılan hesapları incelenecektir. BPÇKY' de perdelerin plandaki uzunlukları yapı yüksekliği boyunca sabit olarak belirlenmiştir. Analiz sonucu olarak verilecek elemanlar, her kesit genişliği ve uzunluğu için en çok zorlananlar olacaktır. Süneklik düzeyi yüksek bu kirişleri genişliklerine göre sıralanmıştır. Perde tipleri analiz sonucu veriliş sırasına göre şu şekildedir:

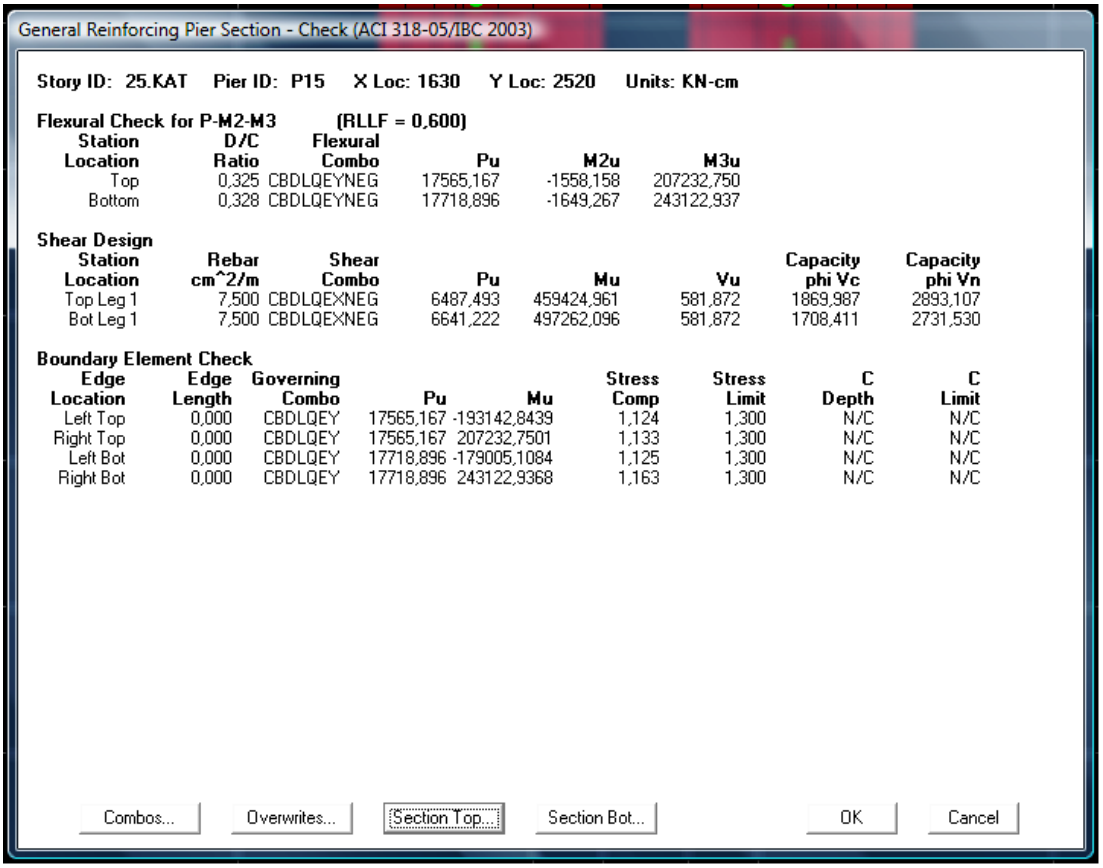
P30/580, P40/580, P50/580, P30/400, P40/400, P50/400, P30/180, P40/180, P50/180, P30/380 ve P60/380. *Bölüm 4.7.1* ve *4.7.11* içerisinde sırasıyla, bilgisayar ile yapılan tasarım sonuçları sunulmuştur.

4.7.1 P30/580 perdesinin tasarımı

2x[6Ø20+14Ø20] başlıklar + 2xØ12/15 gövde donatı düzeni seçilmiştir.



Şekil 4.3 : P30/580 donatı düzeni



General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: 25.KAT Pier ID: P15 X Loc: 1630 Y Loc: 2520 Units: KN-cm

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0,600)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0,325	CBDLQEYNEG	17565,167	-1558,158	207232,750
Bottom	0,328	CBDLQEYNEG	17718,896	-1649,267	243122,937

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7,500	CBDLQEXNEG	6487,493	459424,961	581,872	1869,987	2893,107
Bot Leg 1	7,500	CBDLQEXNEG	6641,222	497262,096	581,872	1708,411	2731,530

Boundary Element Check

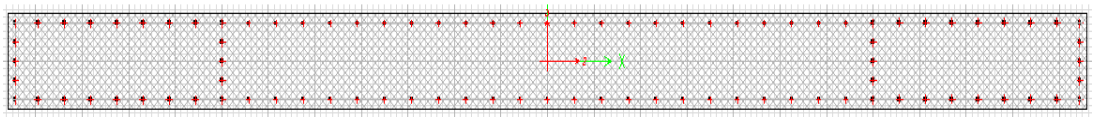
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	0,000	CBDLQEY	17565,167	-193142,8439	1,124	1,300	N/C	N/C
Right Top	0,000	CBDLQEY	17565,167	207232,7501	1,133	1,300	N/C	N/C
Left Bot	0,000	CBDLQEY	17718,896	-179005,1084	1,125	1,300	N/C	N/C
Right Bot	0,000	CBDLQEY	17718,896	243122,9368	1,163	1,300	N/C	N/C

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

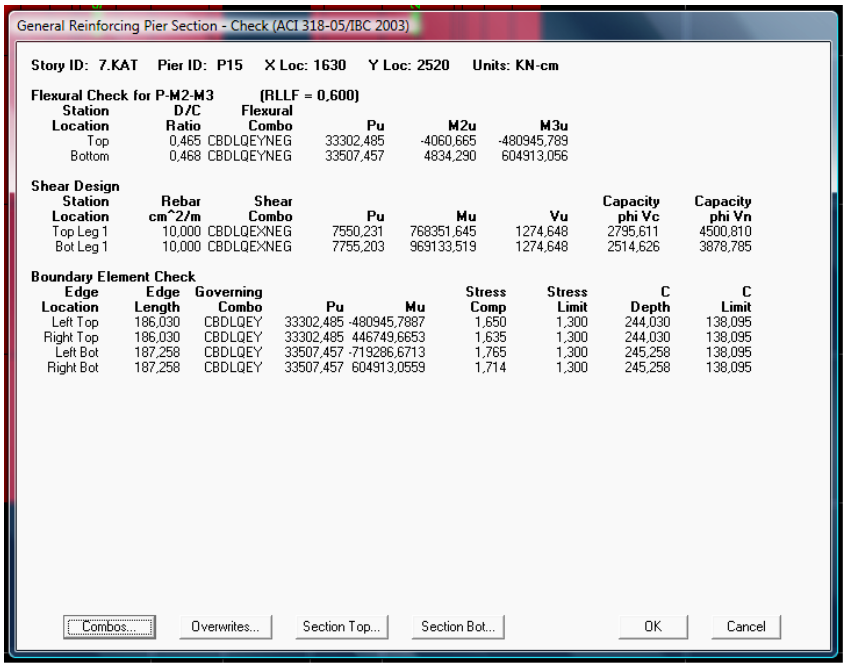
Şekil 4.4 : P30/580 tasarım sonucu

4.7.2 P40/580 perdesinin tasarımı

2x[10Ø20+14Ø20] başlıklar + 2xØ14/15 gövde donatı düzeni seçilmiştir.



Şekil 4.5 : P40/580 donatı düzeni



General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: 7.KAT Pier ID: P15 X Loc: 1630 Y Loc: 2520 Units: KN-cm

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0,600)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0,465	CBDLQEYNEG	33302,485	-4060,665	-480945,789
Bottom	0,468	CBDLQEYNEG	33507,457	4834,290	604913,056

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	10,000	CBDLQEXNEG	7550,231	768351,645	1274,648	2795,611	4500,810
Bot Leg 1	10,000	CBDLQEXNEG	7755,203	969133,519	1274,648	2514,626	3878,785

Boundary Element Check

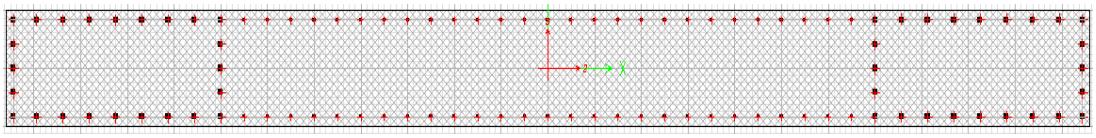
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	186,030	CBDLQEY	33302,485	-480945,7887	1,650	1,300	244,030	138,095
Right Top	186,030	CBDLQEY	33302,485	446749,6653	1,635	1,300	244,030	138,095
Left Bot	187,258	CBDLQEY	33507,457	-719286,6713	1,765	1,300	245,258	138,095
Right Bot	187,258	CBDLQEY	33507,457	604913,0559	1,714	1,300	245,258	138,095

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

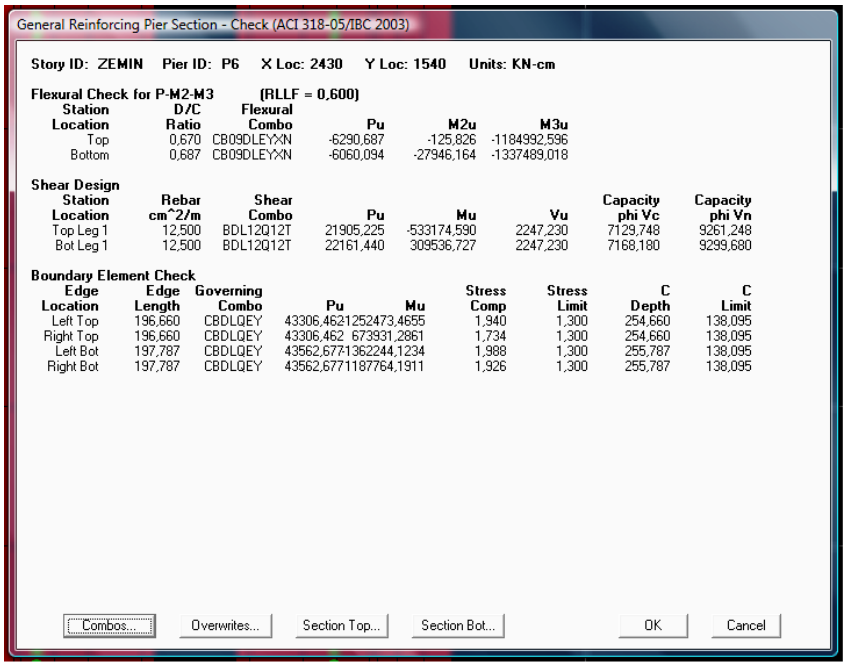
Şekil 4.6 : P40/580 tasarım sonucu

4.7.3 P50/580 perdesinin tasarımı

2x[10Ø26+14Ø26] başlıklar + 2xØ16/12.5 gövde donatı düzeni seçilmiştir.



Şekil 4.7 : P50/580 donatı düzeni



General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: ZEMIN Pier ID: P6 X Loc: 2430 Y Loc: 1540 Units: KN-cm

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0,600)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0,670	CB09DLEYXN	-6290,687	-125,826	-1184992,596
Bottom	0,687	CB09DLEYXN	-6060,094	-27946,164	-1337489,018

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	12,500	BDL12Q12T	21905,225	-533174,590	2247,230	7129,748	9261,248
Bot Leg 1	12,500	BDL12Q12T	22161,440	309536,727	2247,230	7168,180	9299,680

Boundary Element Check

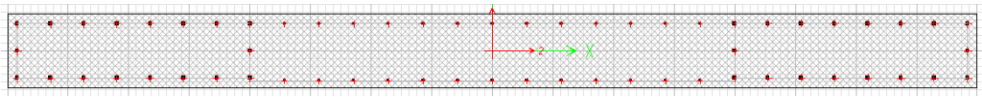
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	196,660	CBDLQEY	43306,462	1252473,4655	1,940	1,300	254,660	138,095
Right Top	196,660	CBDLQEY	43306,462	673931,2861	1,734	1,300	254,660	138,095
Left Bot	197,787	CBDLQEY	43562,677	1362244,1234	1,988	1,300	255,787	138,095
Right Bot	197,787	CBDLQEY	43562,677	1187764,1911	1,926	1,300	255,787	138,095

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

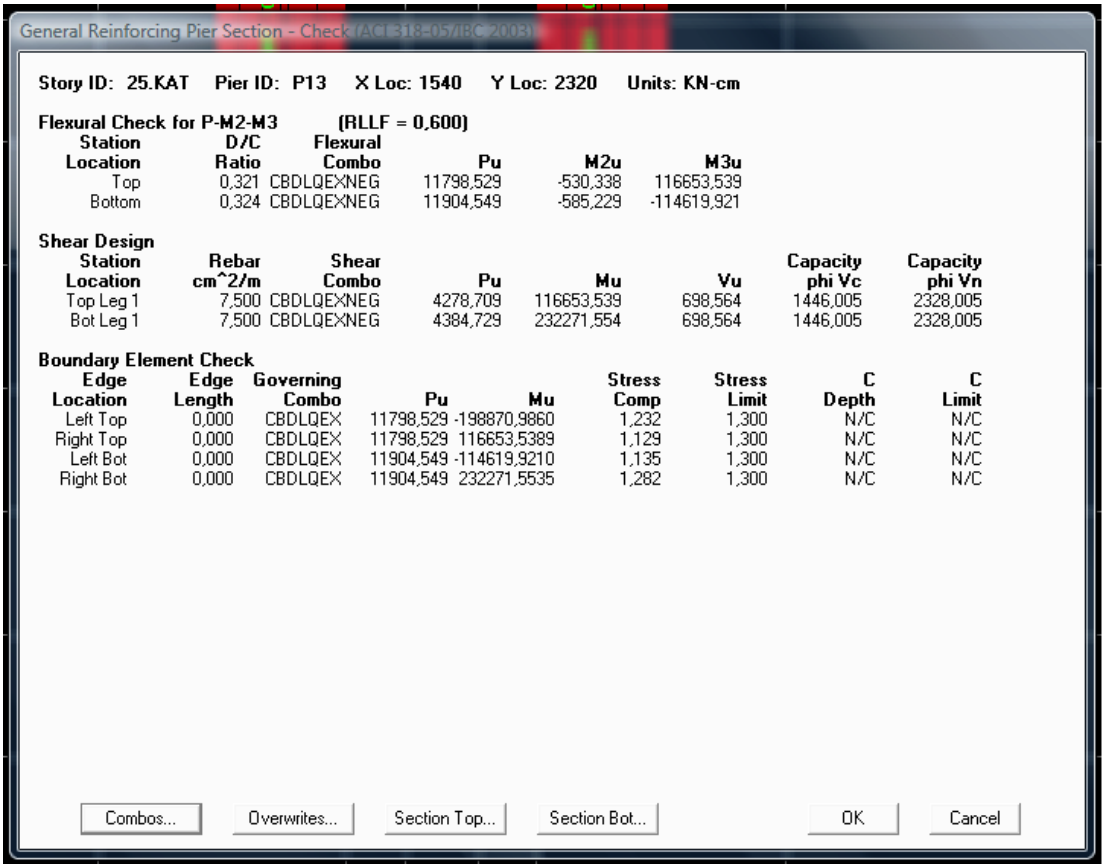
Şekil 4.8 : P50/580 tasarım sonucu

4.7.4 P30/400 perdesinin tasarımı

2x[6Ø16+12Ø16] başlıklar + 2xØ12/15 gövde donatı düzeni seçilmiştir.



Şekil 4.9 : P30/400 donatı düzeni



General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: 25.KAT Pier ID: P13 X Loc: 1540 Y Loc: 2320 Units: KN-cm

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0,600)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0,321	CBDLQEXNEG	11798,529	-530,338	116653,539
Bottom	0,324	CBDLQEXNEG	11904,549	-585,229	-114619,921

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7,500	CBDLQEXNEG	4278,709	116653,539	698,564	1446,005	2328,005
Bot Leg 1	7,500	CBDLQEXNEG	4384,729	232271,554	698,564	1446,005	2328,005

Boundary Element Check

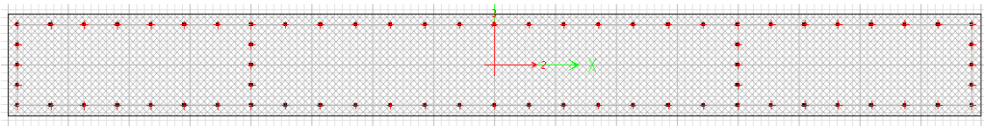
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	0,000	CBDLQEX	11798,529	-198870,9860	1,232	1,300	N/C	N/C
Right Top	0,000	CBDLQEX	11798,529	116653,5389	1,129	1,300	N/C	N/C
Left Bot	0,000	CBDLQEX	11904,549	-114619,9210	1,135	1,300	N/C	N/C
Right Bot	0,000	CBDLQEX	11904,549	232271,5535	1,282	1,300	N/C	N/C

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

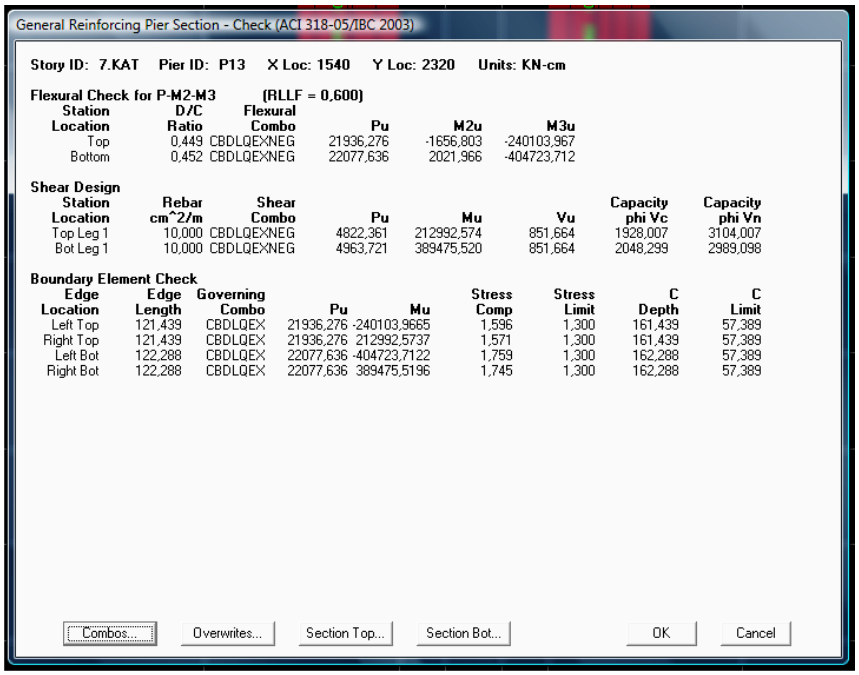
Şekil 4.10 : P30/400 tasarım sonucu

4.7.5 P40/400 perdesinin tasarımı

2x[10Ø16+12Ø16] başlıklar + 2xØ14/15 gövde donatı düzeni seçilmiştir.



Şekil 4.11 : P40/580 donatı düzeni



General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: 7.KAT Pier ID: P13 X Loc: 1540 Y Loc: 2320 Units: KN-cm

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0,600)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0,449	CBDLQEXNEG	21936,276	-1656,803	-240103,967
Bottom	0,452	CBDLQEXNEG	22077,636	2021,966	-404723,712

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	10,000	CBDLQEXNEG	4822,361	212992,574	851,664	1928,007	3104,007
Bot Leg 1	10,000	CBDLQEXNEG	4963,721	389475,520	851,664	2048,299	2989,098

Boundary Element Check

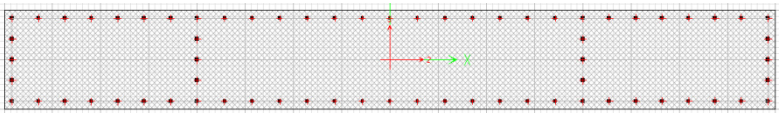
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	121,439	CBDLQEX	21936,276	-240103,9665	1,596	1,300	161,439	57,389
Right Top	121,439	CBDLQEX	21936,276	212992,5737	1,571	1,300	161,439	57,389
Left Bot	122,288	CBDLQEX	22077,636	-404723,7122	1,759	1,300	162,288	57,389
Right Bot	122,288	CBDLQEX	22077,636	389475,5196	1,745	1,300	162,288	57,389

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

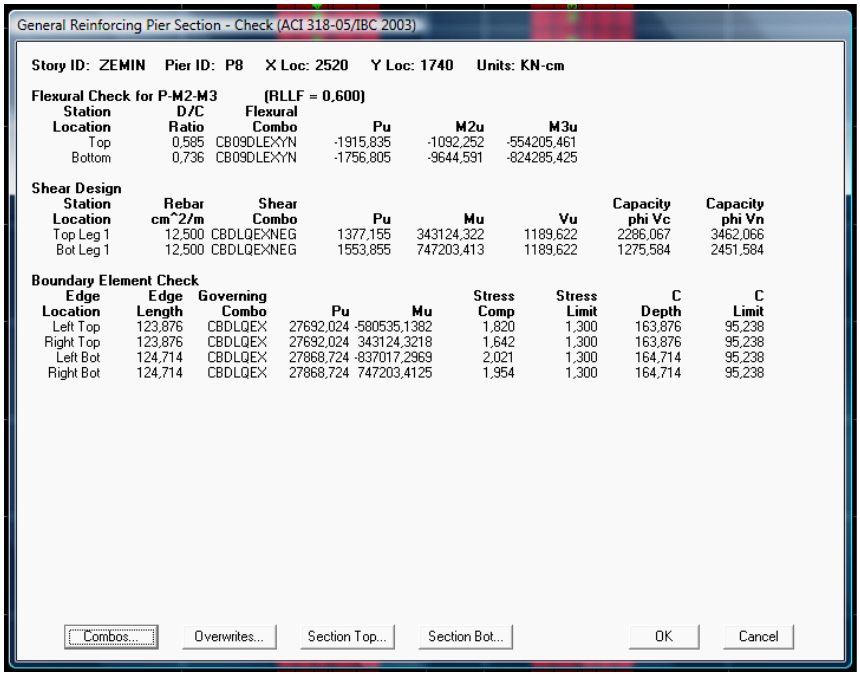
Şekil 4.12 : P40/400 tasarım sonucu

4.7.6 P50/400 perdesinin tasarımı

2x[10Ø20+12Ø20] başlıklar + 2xØ16/15 gövde donatı düzeni seçilmiştir.



Şekil 4.13 : P40/400 donatı düzeni



General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: ZEMIN Pier ID: P8 X Loc: 2520 Y Loc: 1740 Units: KN-cm

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0,600)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0,585	CB09DLEXYN	-1915,835	-1092,252	-554205,461
Bottom	0,736	CB09DLEXYN	-1756,805	-9644,591	-824285,425

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	12,500	CBDLQEXNEG	1377,155	343124,322	1189,622	2286,067	3462,066
Bot Leg 1	12,500	CBDLQEXNEG	1553,855	747203,413	1189,622	1275,584	2451,584

Boundary Element Check

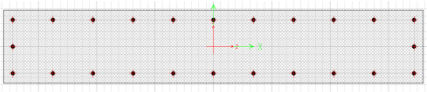
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	123,876	CBDLQEX	27692,024	-580535,1382	1,820	1,300	163,876	95,238
Right Top	123,876	CBDLQEX	27692,024	343124,3218	1,642	1,300	163,876	95,238
Left Bot	124,714	CBDLQEX	27868,724	-837017,2969	2,021	1,300	164,714	95,238
Right Bot	124,714	CBDLQEX	27868,724	747203,4125	1,954	1,300	164,714	95,238

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

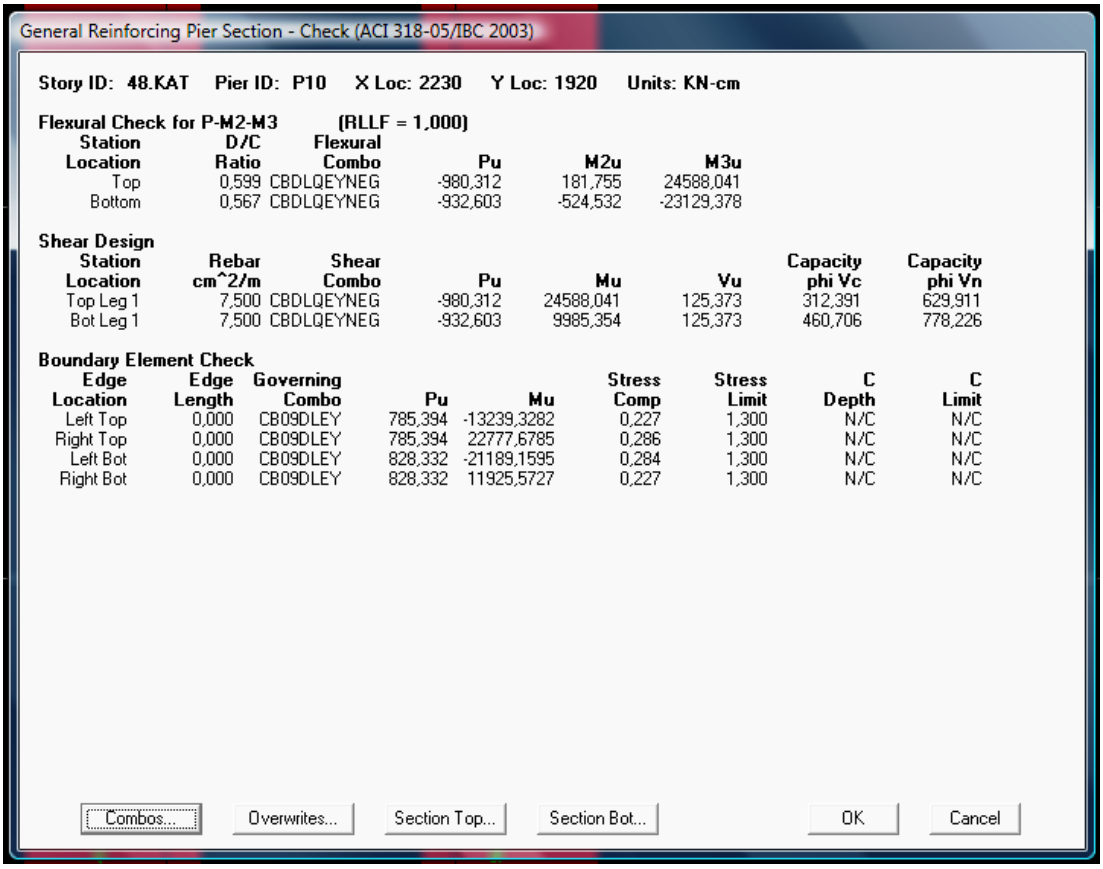
Şekil 4.14 : P40/400 tasarım sonucu

4.7.7 P30/180 perdesinin tasarımı

[6Ø16+18Ø16] donatı düzeni seçilmiştir.



Şekil 4.15 : P30/180 donatı düzeni



General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: 48.KAT Pier ID: P10 X Loc: 2230 Y Loc: 1920 Units: KN-cm

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1,000)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0,599	CBDLQEYNEG	-980,312	181,755	24588,041
Bottom	0,567	CBDLQEYNEG	-932,603	-524,532	-23129,378

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7,500	CBDLQEYNEG	-980,312	24588,041	125,373	312,391	629,911
Bot Leg 1	7,500	CBDLQEYNEG	-932,603	9985,354	125,373	460,706	778,226

Boundary Element Check

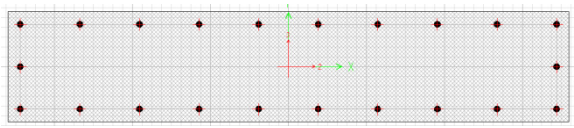
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	0,000	CB09DLEY	785,394	-13239,3282	0,227	1,300	N/C	N/C
Right Top	0,000	CB09DLEY	785,394	22777,6785	0,286	1,300	N/C	N/C
Left Bot	0,000	CB09DLEY	828,332	-21189,1595	0,284	1,300	N/C	N/C
Right Bot	0,000	CB09DLEY	828,332	11925,5727	0,227	1,300	N/C	N/C

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

Şekil 4.16 : P30/180 tasarım sonucu

4.7.8 P40/180 perdesinin tasarımı

[6Ø20+16Ø20] donatı düzeni seçilmiştir.



Şekil 4.17 : P40/180 donatı düzeni

General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: 6.KAT Pier ID: P11 X Loc: 1830 Y Loc: 2140 Units: KN-cm

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0,600)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0,434	B14DL16Q16H	8533,084	429,442	-3561,745
Bottom	0,439	B14DL16Q16H	8622,140	531,201	14154,952

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	10,000	CBDLQEXNEG	5075,287	78791,906	569,106	578,402	1107,602
Bot Leg 1	10,000	CBDLQEXNEG	5138,899	133229,779	569,106	578,402	1107,602

Boundary Element Check

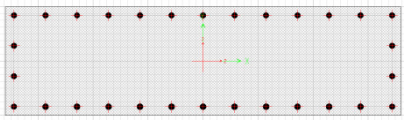
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	44,374	CBDLQEX	6854,351	-83809,2531	1,340	1,300	62,374	27,314
Right Top	44,374	CBDLQEX	6854,351	78791,9060	1,317	1,300	62,374	27,314
Left Bot	44,782	CBDLQEX	6917,963	-113580,3896	1,487	1,300	62,782	27,314
Right Bot	44,782	CBDLQEX	6917,963	133229,7786	1,578	1,300	62,782	27,314

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

Şekil 4.18 : P40/180 tasarım sonucu

4.7.9 P50/180 perdesinin tasarımı

[8Ø26+16Ø26] donatı düzeni şeçilmiştir.



Şekil 4.19 : P50/180 donatı düzeni

General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: 3.BODRUM Pier ID: P10 X Loc: 2230 Y Loc: 1920 Units: KN-cm

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0,600)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0,796	CB09DLEXYN	-462,956	-2817,789	-428235,072
Bottom	0,932	CBDLQEXNEG	348,388	857,708	563521,133

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	41,506	CBDLQEXNEG	268,873	123523,774	2743,840	986,628	2743,840
Bot Leg 1	46,158	CBDLQEXNEG	348,388	563521,133	2743,840	789,679	2743,840

Boundary Element Check

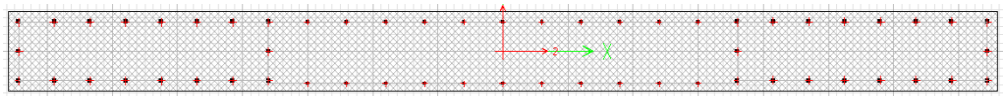
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	33,537	CBDLQEY	6008,410	-391074,3517	2,116	1,300	51,537	42,857
Right Top	0,000	CBDLQEY	6008,410	47294,1969	0,843	1,300	N/C	N/C
Left Bot	0,000	CBDLQEY	6087,925	-28055,1683	0,780	1,300	N/C	N/C
Right Bot	33,850	CBDLQEY	6087,925	467412,1927	2,408	1,300	51,850	42,857

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

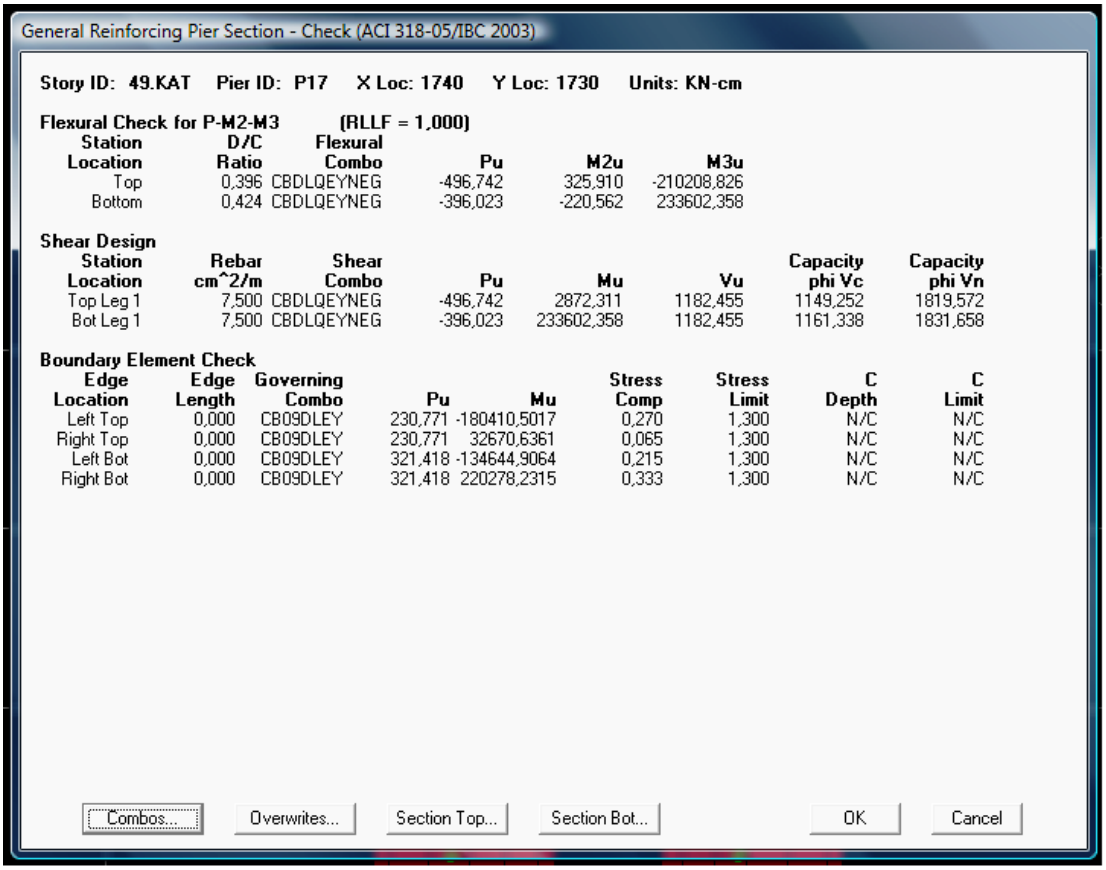
Şekil 4.20 : P50/180 tasarım sonucu

4.7.10 P30/380 perdesinin tasarımı

2x[6Ø16+12Ø16] başlıklar + 2xØ12/15 gövde donatı düzeni seçilmiştir.



Şekil 4.21 : P30/380 donatı düzeni



General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: 49.KAT Pier ID: P17 X Loc: 1740 Y Loc: 1730 Units: KN-cm

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 1,000)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0,396	CBDLQEYNEG	-496,742	325,910	-210208,826
Bottom	0,424	CBDLQEYNEG	-396,023	-220,562	233602,358

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	7,500	CBDLQEYNEG	-496,742	2872,311	1182,455	1149,252	1819,572
Bot Leg 1	7,500	CBDLQEYNEG	-396,023	233602,358	1182,455	1161,338	1831,658

Boundary Element Check

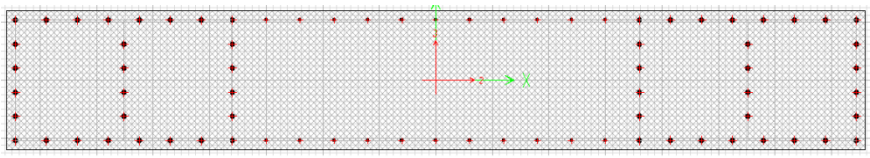
Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	0,000	CB09DLEY	230,771	-180410,5017	0,270	1,300	N/C	N/C
Right Top	0,000	CB09DLEY	230,771	32670,6361	0,065	1,300	N/C	N/C
Left Bot	0,000	CB09DLEY	321,418	-134644,9064	0,215	1,300	N/C	N/C
Right Bot	0,000	CB09DLEY	321,418	220278,2315	0,333	1,300	N/C	N/C

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

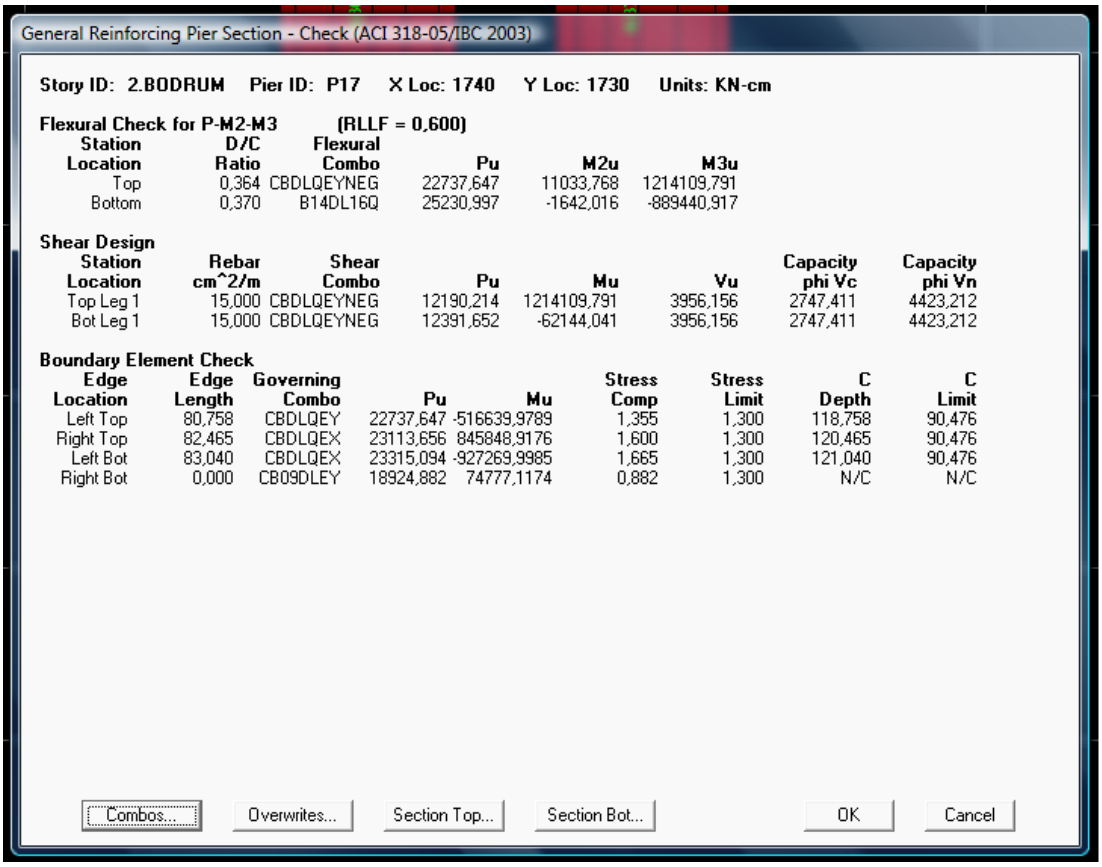
Şekil 4.22 : P30/380 tasarım sonucu

4.7.11 P60/380 perdesinin tasarımı

2x[12Ø20+4Ø20+6Ø20] başlıklar + 2xØ14/15 gövde donatı düzeni seçilmiştir.



Şekil 4.23 : P60/380 donatı düzeni



General Reinforcing Pier Section - Check (ACI 318-05/IBC 2003)

Story ID: 2.BODRUM Pier ID: P17 X Loc: 1740 Y Loc: 1730 Units: KN-cm

Flexural Check for P-M2-M3 (RLLF = 0,600)

Station Location	D/C Ratio	Flexural Combo	Pu	M2u	M3u
Top	0,364	CBDLQEYNEG	22737,647	11033,768	1214109,791
Bottom	0,370	B14DL16Q	25230,997	-1642,016	-889440,917

Shear Design

Station Location	Rebar cm^2/m	Shear Combo	Pu	Mu	Vu	Capacity phi Vc	Capacity phi Vn
Top Leg 1	15,000	CBDLQEYNEG	12190,214	1214109,791	3956,156	2747,411	4423,212
Bot Leg 1	15,000	CBDLQEYNEG	12391,652	-62144,041	3956,156	2747,411	4423,212

Boundary Element Check

Edge Location	Edge Length	Governing Combo	Pu	Mu	Stress Comp	Stress Limit	C Depth	C Limit
Left Top	80,758	CBDLQEY	22737,647	-516639,9789	1,355	1,300	118,758	90,476
Right Top	82,465	CBDLQEX	23113,656	845848,9176	1,600	1,300	120,465	90,476
Left Bot	83,040	CBDLQEX	23315,094	-927269,9985	1,665	1,300	121,040	90,476
Right Bot	0,000	CB09DLEY	18924,882	74777,1174	0,882	1,300	N/C	N/C

Combos... Overwrites... Section Top... Section Bot... OK Cancel

Şekil 4.24 : P60/380 tasarım sonucu

4.8 Kompozit Döşeme Tasarımı

BPÇKY' nin döşeme tipi de ÇÇPY gibi 12cm kalınlığında kompozit döşemedir. Döşeme yüklerinde iki yapı arasında bir fark olmamasından dolayı *bölüm 3.6* dahilinde yapılan hesaplar aynen geçerlidir. Yeniden analiz sonucu gösterilmesine gerek görülmemiştir.

4.9 Temel Tasarımı

4.9.1 Zemin emniyet gerilmesi

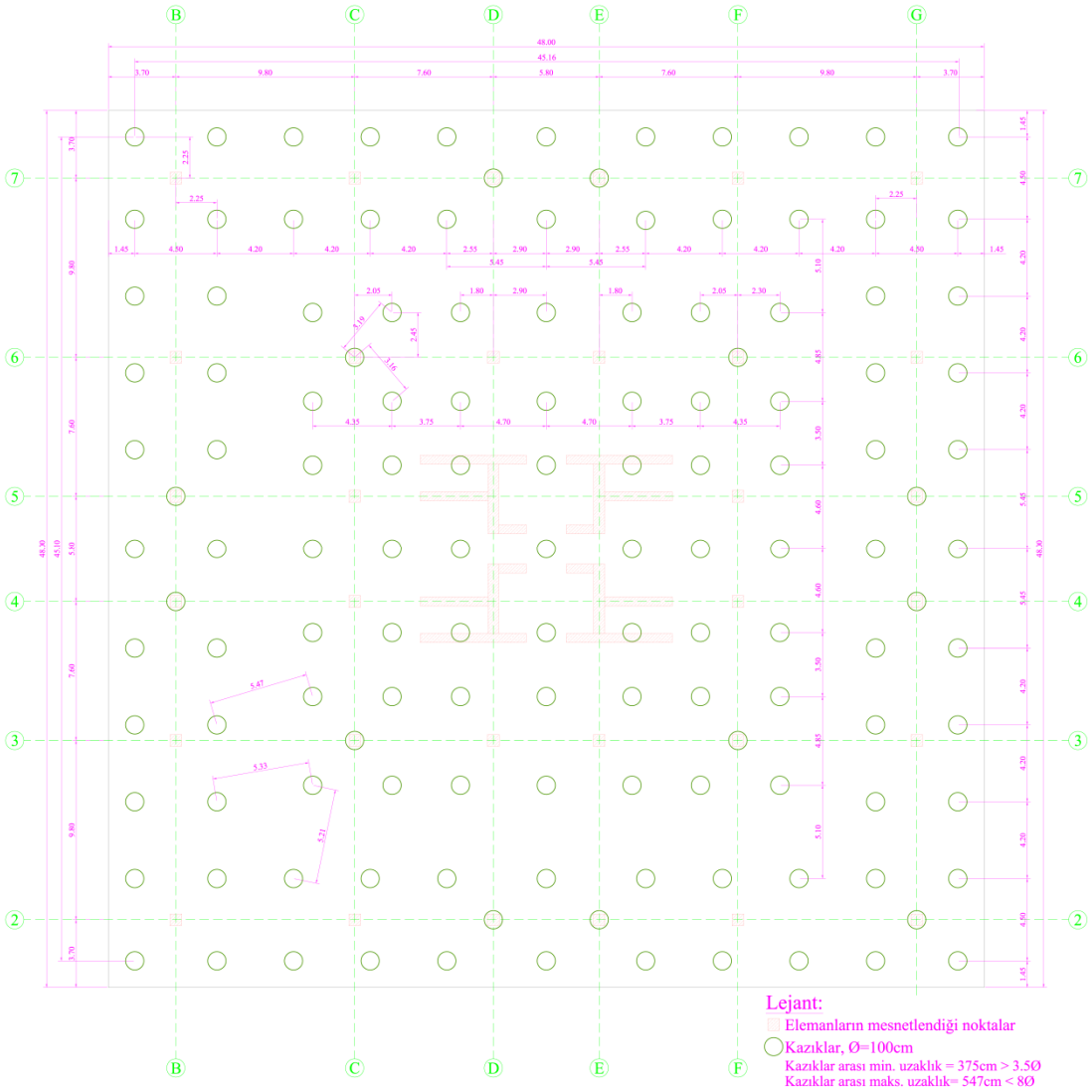
Sabit ve hareketli yükler altında, temel dahil yapının toplam ağırlığı 640431 kN olarak hesaplanmıştır. Temel boyutları 48m x 48m olup, alanı 2304 m² dir.

$$640431 / 2304 = 28.33 \text{ ton/m}^2 \quad ==> \quad 2.8 \text{ kg/cm}^2 < 5.0 \text{ kg/cm}^2 \text{ [5]}$$

Maslak Mashattan Konutları projesinden alınan hesap raporuna göre düşey yükler altında yapının zemin gerilmesi, emniyet gerilmesinin altındadır. Ancak, yapının ağırlığının büyüklüğü ve önemi, temelde farklı oturmalar olması riskine

girilmemesini gerektirmektedir. Olası bir farklı oturmadan doğabilecek ek gerilmeler, taşıyıcı sistem tarafından karşılanamayacak boyutlara ulaşabilir, hatta yapının kullanıma kapatılması sonucunu doğurabilir. Zeminin belirsizliğini de göz önünde bulundurulduğunda, yapının temelinin kazıklı temel yapılmasına karar verilmiştir.

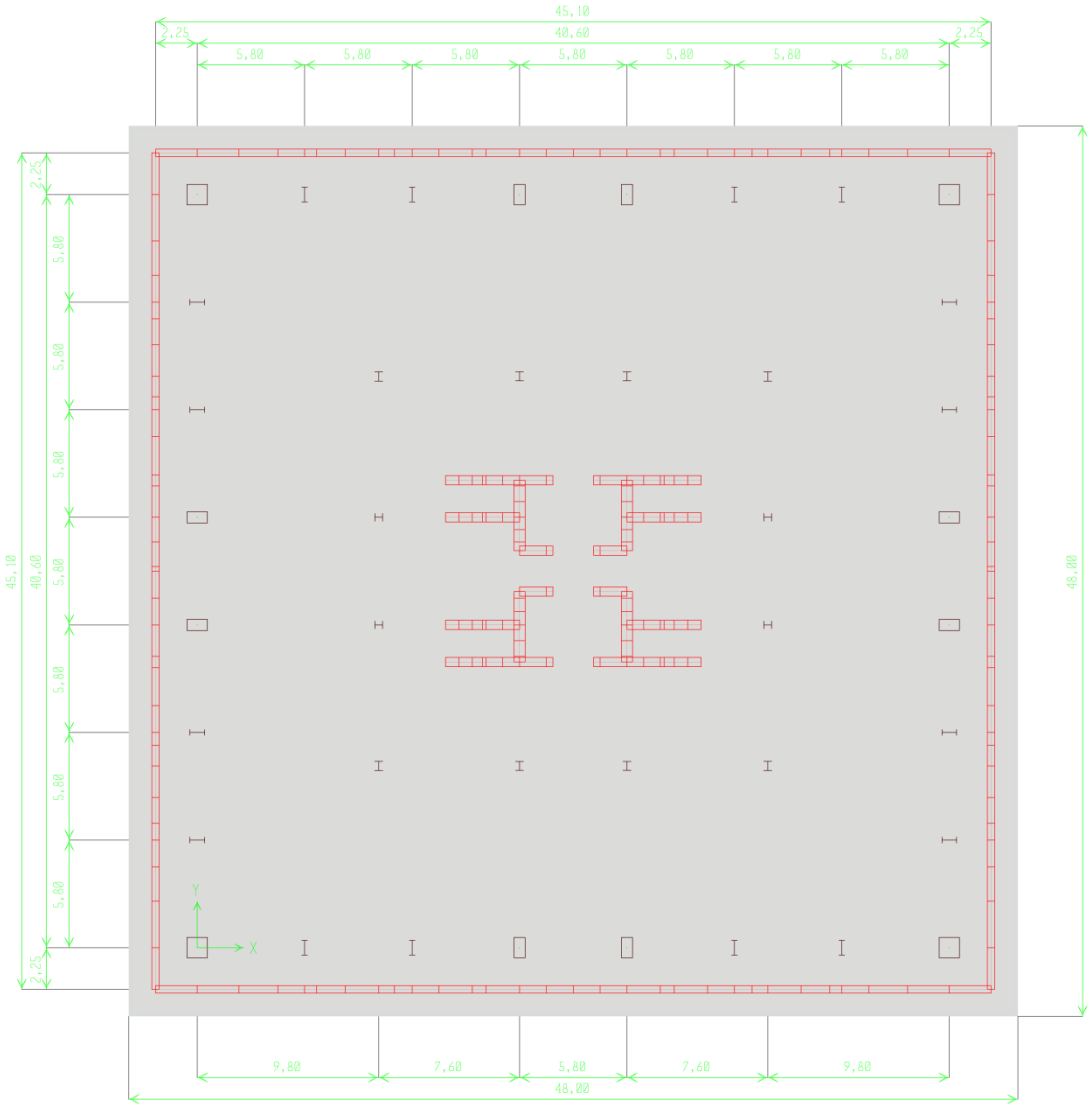
Kazık yerleşim planı şekil 4.25' de verilmiştir. Kazık çapları 100cm olarak belirlenmiştir. Olabilecek en küçük kazık aralığı 3.5Ø, en büyüğü ise 8Ø' dir.



Şekil 4.25 : Kazık yerleşim planı

Yapılan hesaplamalarda, kazıklara birincil yüklemelerin kombinasyonlarından doğan en büyük kuvvet *6562* kN, ikincil yüklemelerden ise en büyük kuvvet *6880* kN olarak elde edilmiştir. Bu yükler altında kazık boyu 40m olmalıdır (çizelge 2.2).

4.9.2 Temel betonarme hesabı



Şekil 4.26 : Kolon aplikasyon planı

Temiz pas payı 4.5cm olan temelin plak kalınlığı 200cm olarak seçilmiştir. Boyutları ve çelik dikmelerin yerleşimi şekil 4.26' da verilmiştir. Yapılan betonarme tasarım sonucunda X ve Y yönlerinde alt - üst Ø26/15 (35.4 cm²) olarak seçildiğinde plak gerilmelerinde optimum sonuçlar elde edilmiştir. Bu donatı yerleşimine göre; perdelerin mesnetlendiği bölgelerde kesidin altında, çelik dikmelerin mesnetlendiği kısımlarda ise; kesidin üstünde gerilme yığılmalarından dolayı ilave ihtiyacı doğmuştur. Ancak, programda elemanlar noktasal veya çizgisel olarak temele bağlanmaktadır. Bu yükleme sonucu, yüklemenin yapıldığı noktalarda aşırı donatı ihtiyacı doğmaktadır. Fakat gerçek koşullar göz önüne alındığında, yükleme noktasal

değil, belirli bir alana yayılı olarak gerçekleşecektir. Bu sebepten, mesnet ilaveleri ortalama değerler esas alınarak düzenlenmiştir. Bu düzen çizelge 4.25' de verilmiştir.

Çizelge 4.25 : Temel donatı seçimi

X ve Y yönü	Alt	Üst	birim
Ana donatı			
Genel	**Ø26/15** (35.4)	**Ø26/15** (35.4)	cm²/m
Perdelerin mesnetlendiği bölgeler	**Ø30/10** (70.7)	**Ø26/15** (35.4)	cm²/m
İlave donatı			
Çelil kolonların mesnetlendiği bölgeler	**Ø26/15** (35.4)	**Ø26/10** (53.1)	cm²/m
Perdelerin mesnetlendiği bölgeler	**Ø30/10** [çift sıra] (141.4)	-	cm²/m

4.10 Metraj ve Yaklaşık Kaba İnşaat Keşfi

BPÇKY' nin kaba inşaatı için seçilen imalat kalemleri ÇÇPY ile aynıdır.

İnşaat demiri metrajı hazılanırken, betonarme elemanın türüne göre, hacme karşı gelen yaklaşık donatı ağırlığı esas alınarak hesaplanmıştır. Bu sebeple metrajlar ve keşif yaklaşık olarak kabul edilmektedir.

İntumesan boya uygulamasının metrajı hesaplanırken, asıl taşıyıcı olan; kolonlar, cephe ana dikmeleri ile çaprazlar ve ana kat taşıyıcı kirişlerine boya uygulaması yapılacak şekilde esas alınmıştır.

Yapısal çelik eleman metrajlarında, birleşim plakaları teşkil edileceğinden dolayı %12 ile; kompozit döşeme uygulamasında gerekli olan çelik sac ve hasır donatının montajlarında karşılaşılacak bindirme ihtiyaçlarından dolayı %15 oranında arttırıma gidilmiştir. ÇÇPY' nin yaklaşık keşif ve metrajı çizelge 4.26'da verilmiştir.

Çizelge 4.26 : BPÇKY kaba inşaat metrajı ve keşfi

BETONARME PERDE ÇEKİRDEKLİ KOMPOZİT YAPI KABA İNŞAAT METRAJI ve KEŞFİ				
YAPILACAK İŞİN CİNSİ	**Br.**	**Miktarı**	**Birim Fiyat**	**Tutarı (TL)**
KAZIK İŞLERİ				
Ø100 cm Çapında Fore Kazık Yapılması	mt	5.360,0	210,00	1.125.600,0
KALIP İŞLERİ				
Düz Yüzeyli Beton ve Betonarme Kalıbı İmalatı	m²	35.940,0	18,00	646.920,0
BETONARME DEMİRİ İŞLERİ				
Betonarme Demirlerinin Projesine Uygun Hazırlanıp Yerine Konulması (kalın-ince)	ton	6.100,0	860,00	5.246.000,0
BETON İŞLERİ				
C50 Betonarme Betonu Temini ve İşlenmesi	m³	10.650,0	95,00	1.011.750,0
ŞAP İŞLERİ				
Şap	m²	30.730,0	16,80	516.264,0
YAPISAL ÇELİK İŞLERİ				
Her Türlü Hadde Profil ve Saclarla Çelik Karkas İmalatı ve Montajı	ton	14.800,8	2.950,00	43.662.360,0
KOMPOZİT DÖŞEME İŞLERİ				
Galvaniz Kompozit Döşeme Sacı Montajı	m²	35.345,0	29,60	1.046.212,0
C20 Betonarme Betonu Temini ve İşlenmesi	m³	3.985,0	75,00	298.875,0
Çelik Hasır Donatının Yerine Konulması	ton	103,0	940,00	96.820,0
Kayma Kaması Montajı (STUD çakılması)	adet	38.011	1,95	74.121,5
ÖZEL				
İntumesan Yangın Koruma Boyası	m²	264.570,0	9,50	2.513.415,00
	TOPLAM KEŞİF BEDELİ			**56.238.337**

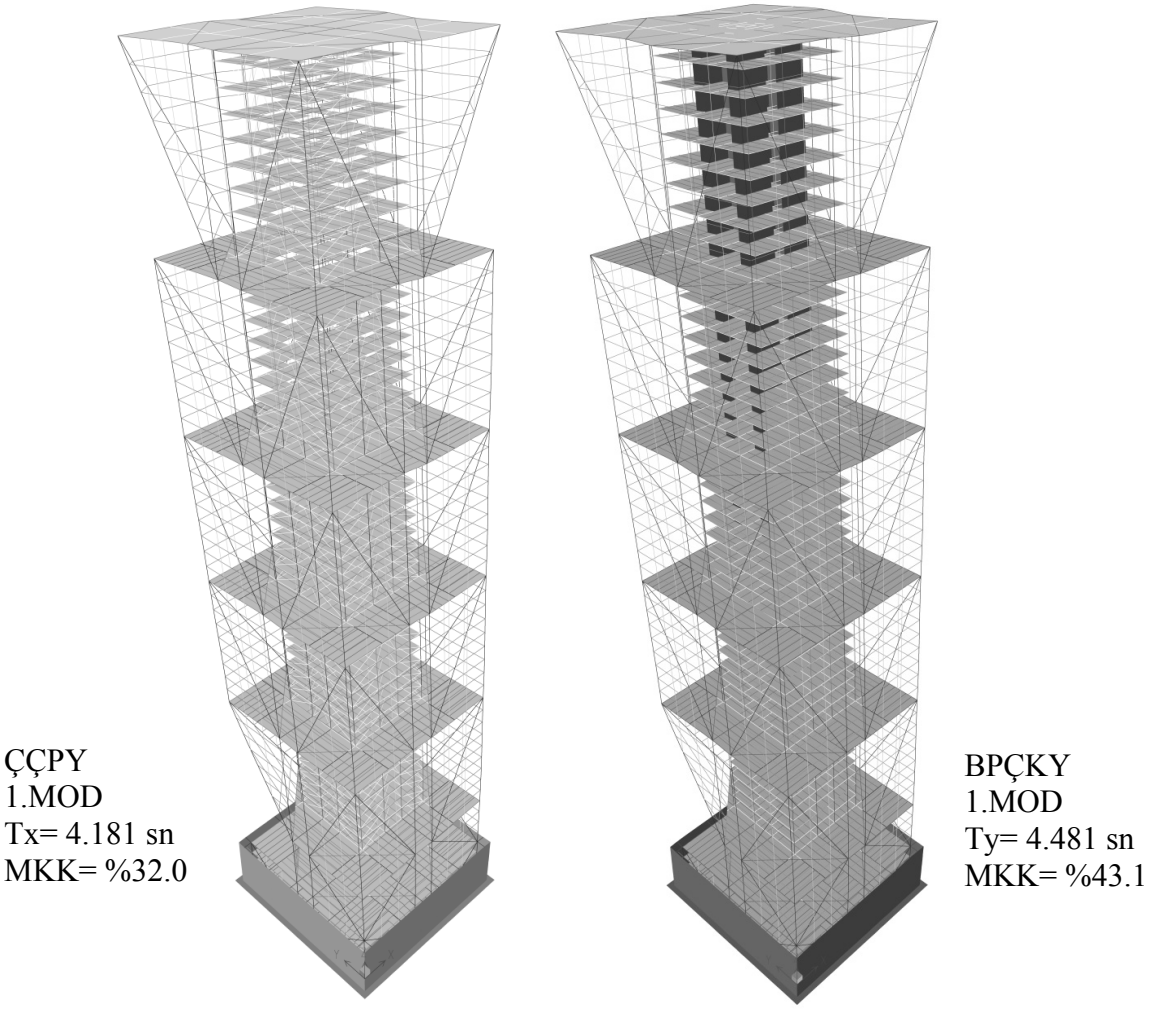
5. SONUÇ VE ÖNERİLER

5.1 Sonuçların Karşılaştırılması

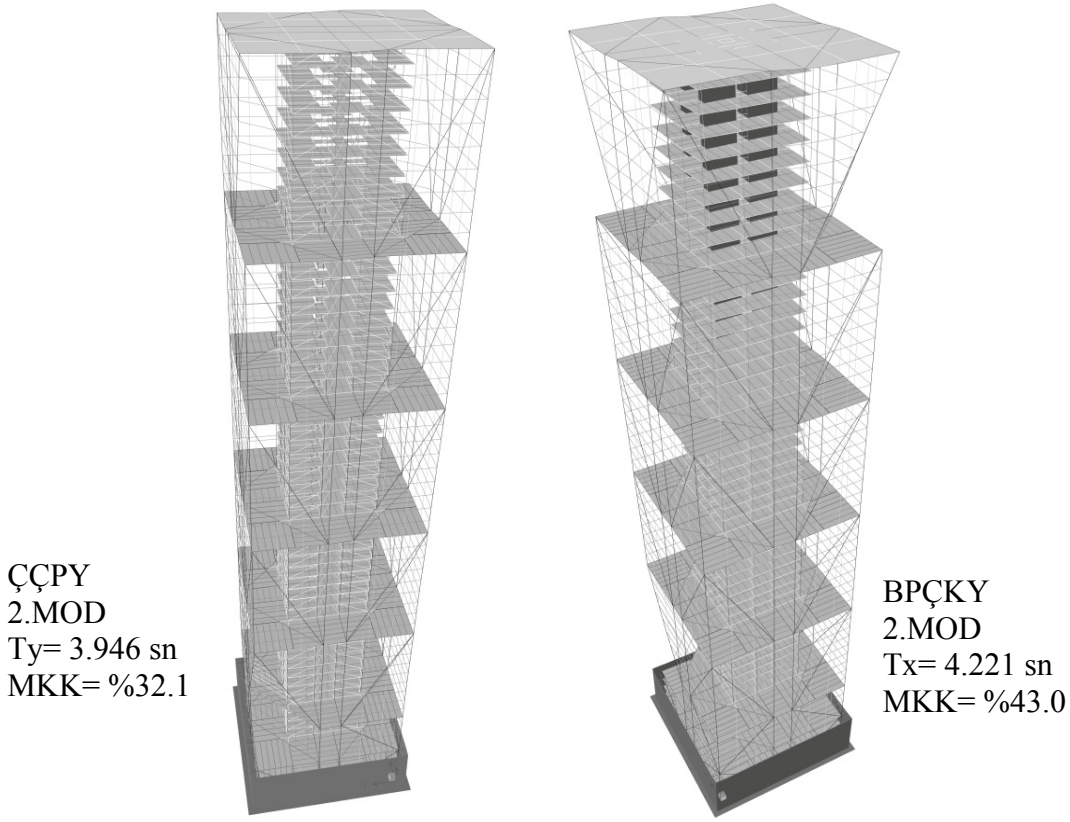
Bu başlık altında ÇÇPY ve BPÇKY' nin yapısal davranış ve maliyet analizi açısından karşılaştırılması yapılmıştır.

5.1.1 Periyod ve mod şekilleri

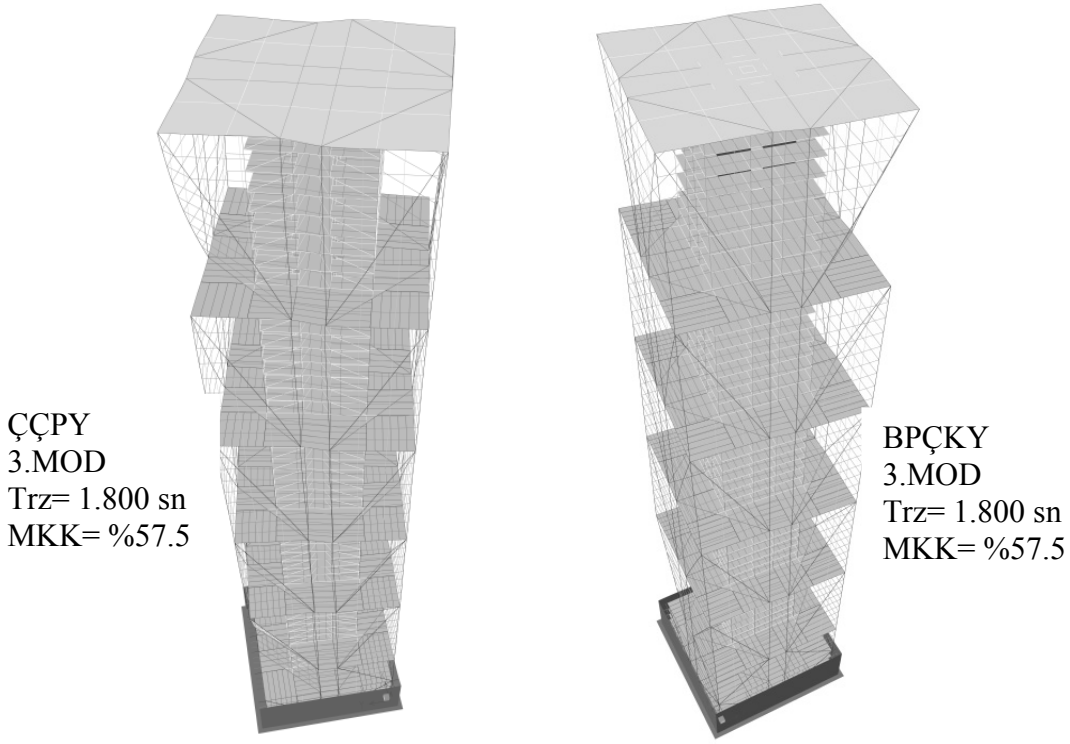
İki sistemin yapısal davranış farklılıklarından olan, doğal titreşim periyodları, mod şekilleri ve modal kütle katılımları şelik 5.1, 5.2 ve 5.3' de karşılaştırmalı olarak verilmiştir.



Şekil 5.1 : 1. mod şeklerinin karşılaştırması



Şekil 5.2 : 2. mod şeklerinin karşılaştırması



Şekil 5.3 : 3. mod şeklerinin karşılaştırması

5.1.2 Taban kesme kuvvetleri

İYBDY' ye göre, mod birleştirme yöntemi ile yapılan analizde çıkan sonuçlar, çizelge 5.1 ve 5.2 de verilmiştir. İki sistemin doğal titreşim periyodları yakın çıkmıştır. Çizelgelere bakıldığında, kesme kuvvetlerinde farklılık görülmektedir. İki sistem arasındaki 5000 kN kesme kuvveti farklılığı, kompozit yapının daha ağır olmasından kaynaklanmaktadır.

Çizelge 5.1 : ÇÇPY taban kesme kuvvetleri

Yükleme Cinsi	RÜZGAR	DEPREM	br.
İYBRY	**13520**		kN
TS498	**11205**		kN
NBCC	**11750**		kN
İYBDY			
Mod Birleştirme Yön.		**25365**	kN
DBYBHY 2007			
Mod Birleştirme Yön.		**14405 (<V_{min})**	kN
Eşdeğer Deprem Yükü Yön.		**18010**	kN

Çizelge 5.2 : BPÇKY taban kesme kuvvetleri

Yükleme Cinsi	RÜZGAR	DEPREM	br.
İYBRY	**13520**		kN
TS498	**11205**		kN
NBCC	**11750**		kN
İYBDY			
Mod Birleştirme Yön.		**30419**	kN
DBYBHY 2007			
Mod Birleştirme Yön.		**17448 (<V_{min})**	kN
Eşdeğer Deprem Yükü Yön.		**21810**	kN

5.1.3 Göreli kat ötelemeleri

İki taşıyıcı sistemin deprem davranışı etkisindeki göreli kat ötelemeleri aşağıda verilmiştir. Sonuçlardan, çelik yapının daha rijit olduğunu görmekteyiz.

$R \times \Delta_i / h_i = 1.5 \times 0.00547$

$= 0.0082 < 0.01$

ÇÇPY

$R \times \Delta_i / h_i = 1.5 \times 0.00547$

$= 0.0086 < 0.01$

BPÇKY

5.1.4 Yatay deplasmanlar

5.1.4.1 ÇÇPY yatay deplasman değeri

DLQWx- yüklemesinde çatı katında:

X yönlü öteleme = 29.4 cm

Y yönlü öteleme = 3.9 cm

$$\sqrt{29.4^2 + 3.9^2} = 29.66 \text{ cm}$$

$$h / 500 = 18375 / 500 = 36.75 \text{ cm}$$

$$29.66 < 36.75 \ \surd$$

5.1.4.2 BPÇKY yatay deplasman değeri

DL + 1.3Q + 1.3Wy yüklemesinde çatı katında:

X yönlü öteleme = 4.39 cm

Y yönlü öteleme = 31.94 cm

$$\sqrt{4.39^2 + 31.94^2} = 32.24 \text{ cm}$$

$$h / 500 = 18375 / 500 = 36.75 \text{ cm}$$

$$32.24 < 36.75 \ \surd$$

Bölüm 5.1.4.1 ve *5.1.4.2* içerisinde hesaplanan, rüzgar yükü etkisindeki yatay deplasman değerlerine bakıldığında, çelik yapının daha düşük deplasman değerlerine ulaştığı görülmektedir. Bu sonuç, *bölüm 5.1.3'* de varılan, "çelik yapı daha rijit bir sisteme sahiptir" sonucunu desteklemektedir.

5.1.5 Zemin gerilmeleri ve kazık boyları

5.1.5.1 ÇÇPY zemin gerilmesi ve gerekli kazık boyu

Yapı ağırlığı : 550760 kN

Temel alanı : 2304 m²

$$550760 / 2304 = 24.36 \text{ ton/m}^2$$

$$2.4 \text{ kg/cm}^2 < 5.0 \text{ kg/cm}^2$$

Gerekli en küçük kazık boyu : 35 m

5.1.5.2 BPÇKY zemin gerilmesi ve gerekli kazık boyu

Yapı ağırlığı : 640431 kN

Temel alanı : 2304 m²

$$640431 / 2304 = 28.33 \text{ ton/m}^2$$

$$2.8 \text{ kg/cm}^2 < 5.0 \text{ kg/cm}^2$$

Gerekli en küçük kazık boyu : 40 m

5.1.6 Temel tasarımları

200cm kalınlığında ve 48m x 48m olarak iki yapı için de modellenen temellerin gerekli donatı seçimleri ve bu seçimlere bağlı alanlar, sırasıyla ÇÇPY için çizelge 5.3' de, BPÇKY için çizelge 5.4' de verilmiştir.

Çizelge 5.3 : ÇÇPY temel donatı alanları

X Yönü	Alt	Üst	birim
Ana donatı	**Ø26/15** (35.4)	**Ø26/15** (35.4)	cm²/m
İç ana kolonlarda	**Ø28/8** (76.9)	**Ø24/15** (30.1)	cm²/m
Diğer mesnetlerde	**Ø22/15** (25.3)		cm²/m
Y Yönü			
Ana donatı	**Ø26/15** (35.4)	**Ø26/15** (35.4)	cm²/m
İç ana kolonlarda	**Ø28/8** (76.9)	**Ø24/15** (30.1)	cm²/m
Diğer mesnetlerde	**Ø22/15** (25.3)		cm²/m

Çizelge 5.4 : BPÇKY temel donatı alanları

X ve Y yönü	Alt	Üst	birim
Ana donatı			
Genel	**Ø26/15** (35.4)	**Ø26/15** (35.4)	cm²/m
Perdelerin mesnetlendiği bölgeler	**Ø30/10** (70.7)	**Ø26/15** (35.4)	cm²/m
İlave donatı			
Çelil kolonların mesnetlendiği bölgeler	**Ø26/15** (35.4)	**Ø26/10** (53.1)	cm²/m
Perdelerin mesnetlendiği bölgeler	**Ø30/10** [çift sıra] (141.4)	-	cm²/m

5.1.7 Yaklaşık metraj ve keşif bedelleri

Çelik çaprazlı perdeli yapının yaklaşık kaba inşaat metrajı ve intumesan boya koruması dahil *58.808.845* TL olarak hesaplanmıştır. Betonarme perde çekirdekli yapıda ise bu değer *56.238.337* TL olarak hesaplanmıştır. Bu değerlere, imalatın tamamlanıp yapının işletmeye açılma süreci etki etmemektedir. Bu husus göz önünde bulundurulduğunda; kompozit yapıda çeliğin montajına beton karakteristik dayanımının %75' ine ulaştığı 7. gün başlanabilmektedir. Bu kabul ile; çelik yapının 7 gün erken işletmeye başladığı varsayılabilir. 22395 m² kullanılabilir daire alanına sahip yapıda 18 TL/m² aylık kira bedeli hesaplandığında 7 gün içinde çelik yapının işletme cirosu ~100.780 TL olarak hesaplanabilir. Böylece çelik yapının maliyeti *58.708.065* TL olur.

5.2 Öneriler

5.2.1 Yangın koruma

İnşaat Mühendisliğinde yapıların boyutlandırılmasında genellikle gözönüne alınan yükler:

- Düşey yükler (sabit ve hareketli)
- Yatay yükler (deprem ve rüzgar)
- Diğer yükler (dinamik etkiler, çarpma, patlama vb.)

Gelişmiş ülkelerde bu yüklere ilaveten yangın yükleri de önemle göz önüne alınmaktadır. Örneğin, bir yapının depreme karşı dayanıklılığı nasıl isteniyorsa, benzer şekilde yangına karşı dayanıklılığı da istenmektedir.

Yangın, deprem gibi hatta depreme göre daha sık olma olasılığı olan bir afettir. Bilhassa kış aylarında meydana gelen depremlerden sonra yangınların da olduğu ve yangınlar sebebi ile en az depremler kadar can ve mal kayıplarının olduğu unutulmamalıdır.

Çelik yapılarda önemli bir işletme sorunu da yangından korunma sorunudur. Amerika, Kanada gibi gelişmiş ülkelerin yönetmeliklerinde yangın dayanımına göre, yapıların gözden geçirilmesini gerektiren esaslar bulunmaktadır. Avrupa Birliği' ni teşkil eden ülkeler de ortak bir çalışma yaparak "Yapısal Yangın Koruma Yönetmeliği (Structural Fire Protection Code) çıkarmaya hazırlanmaktadırlar [13].

Yangın esnasında çeliğin mukavemetinin, özellikle 500°C' nin üzerinde yarı yarıya düştüğü gözlemlenmiştir [25]. Bu tez çalışmasında kullanılan iki farklı taşıyıcı sistemin çelik elemanları için, yangın anında 1 saate kadar koruma sağlayan intumesan boya önerilmektedir. Bu boyanın yalnızca ana taşıyıcı elemanlara uygulanması yeterlidir. Bu elemanları kolon, cephe dikme ve çaprazları ile ana taşıyıcı kirişler olarak sayabiliriz.

5.2.2 Projelendirme önerisi

İki taşıyıcı sistem bağlantı katları haricinde, iç yapı ile dış yapının yapısal elemanlar aracılığıyla bağlı olmaması sebebi ile; düşey yük dağılımı açısında dengesizlik ortaya çıkmaktadır.

Düşey yükler iç yapıda yoğunlaşırken, cephe kısmında, düşey yük olarak yalnızca konstrüksiyon ve kaplama ağırlığı bulunmaktadır. Buna bağlı olarak, iç yapının kolonları cephe dikmelerine göre, daha fazla eksenel şekil değiştirme (kısalma) yapmaktadır.

Bu farklı oturma, bağlantı katlarında bahçe döşemelerine karşılanması güç ek gerilmelere sebebiyet vermektedir. Zorlanmanın önüne geçebilmek için, bahçe döşemesi iç yapı kat döşemesinden derz ile ayrılmalıdır. Cepheden iç yapıya bağlanan elemanlar da uçları mafsallı olarak teşkil edilmelidir.

Yapı kullanımı sırasında farklı oturmadan dolayı servis koşulları sekteye uğrayabilir. Olası bir sorunun önüne geçilebilmesi için, iç yapının kolonlarının yapması beklenen eksenel şekil değiştirmenin ardından, sağlanması gereken mimari kotlara göre; daha uzun imal (ters sehim) edilmelidir.

5.3 Sonuç ve Değerlendirme

İki taşıyıcı sistem arasında yapısal davranış olarak, mevcut olarak kabul edilen mimari koşullar altında büyük farklılıklar görülmemektedir. İmalat açısından bakıldığında da, iki sistem arasında 7 günlük (iş) kaba inşaat tamamlanma süresi dışında özel bir farklılık bulunmamaktadır. İki sistem de günümüz koşulları içerisinde uygulanabilir projeler ile şantiyeye sunulabilir.

Bu tez çalışması kapsamında yapılan hesaplamalar ve boyutlandırmalar sonucunda, kompozit sistemin, sadece çelik olan sisteme göre; kaba inşaat maliyetleri karşılaştırıldığında daha ucuza mal olacağı sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

[1] **Taranath, S. B.,** 1998: Steel, Concrete & Composite Design of Tall Buildings. p.89-103, Publ. McGraw-Hill Book Companies, New York, USA [1]

[2] *http://www.emporis.com*, alındığı tarih 07.05.2010.

[3] **İYBDY**, 2008. İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği, *Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü,* İstanbul.

[4] *http://www.meteoroloji.gov.tr*, alındığı tarih 02.02.2010.

[5] **Sağlamer A.**, 2000. Mashattan Projesi Zemin Raporu, İstanbul, Türkiye.

[6] **STFA**, 2007. HABOM Projesi Zemin Raporu, İstanbul, Türkiye.

[7] **TS-498**, 2000. Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alıncak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[8] **Mendis P., Ngo T., Haritos N., Hira A., Samali B., Cheung J.,** 2007: Wind Design Of Tall Buildings. Conference of High-rise Building in Vietnam, Hanoi, Vietnam, February.

[9] **Histar**, 2008. Innovative High Strength Steels for Economical Steel Structures, Arcelormittal, Pierre-François Grosjean.

[10] **İYRDY**, 2008. İstanbul Yüksek Binalar Rüzgar Yönetmeliği, *Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü,* İstanbul.

[11] **DBYBHY**, 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı,* Ankara.

[12] **Murray, M. T., Allen E. D., Ungar E. E.,** 1997: Floor Vibrations Due to Human Activity. American Institute of Steel Construction, Inc., USA.

[13] **Kocataşkın, F., Eren İ.,** 2010. Yapısal Yangın Güvenliği Ders Notları, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi.

[14] **TS-500**, 2000. Betoarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[15] **TS-648**, 1980. Çelik Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[16] **TS-3167**, 1978. Kazık Temellerin Hesap ve Düzenlenmesinde Genel Kurallar, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[17] **TS ISO 9194**, 2002. Yapıların projelendirilme esasları – taşıyıcı olan ve olmayan elemanlar – depolanmış malzemeler – yoğunluk, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[18] **AISC-ASD2001**, 2001. American Institute of Steel Costruction, Allowable Stress Design.

[19] **ACI318-05/IBC2006**, 2006. American Concrete Institute, International Building Code.

[20] **NBC1985**, 1985. National Building Code of Canada. Kanada.

[21] **Ersoy, U., Özcebe G.,** 2001: Betonarme Temel İlkeler TS-500-2000 ve Türk Deprem Yönetmeliğine (1998) Göre Hesap, Evrim Yayınevi, İstanbul.

[22] **Deren, H.,** 1995: Çelik Yapılar, İTÜ, İstanbul.

[23] **Celep, Z., Kumbasar N.,** 2004: Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Yayıncılık, İstanbul.

[24] **Celep, Z., Kumbasar N.,** 2000: Betonarme Yapılar, Beta Yayıncılık, İstanbul.

[25] **Deren, H., Uzgider E., Piroğlu F.,** 2003: Çelik Yapılar, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.

[26] **Birand, A. A.,** 2001: Kazıklı Temeller, Teknik Yayınevi, İstanbul.

[27] **Hormes, J. D.,** 2004: Wind Loading of Structures, Taylor&Francis e-Library. New York, USA.

[28] **ETABS**, Integrated Analysis Design and Drafting of Building Systems, ver. 9.7.0, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

[29] **SAFE**, Design of Slabs, Beams and Foundations Reinforced and Post-Tensioned Concrete, ver. 12.2.0, Computers and Structures Inc., Berkeley, California.

EKLER

EK A.1 : MASHATTAN PROJESİ ZEMİN RAPORU (İlgili safyalar)

EK A.1

Sayın Yavuz Bey
Bilgilerinize

Sıvılaşma Potansiyeli

S.S. Otomotiv Yedek Parça İthalat ve Toptancıları Toplu İşyeri Yapı Kooperatifi Maslak sahasının sismik riski, zemin büyütmesi ve sıvılaşma potansiyeli bu çalışmada sunulmuştur. Analiz sonuçlarına göre, tasarım depremin moment büyüklüğü

$$7 < M < 7.5$$

olarak alınmalıdır. İnceleme alanı birinci derece deprem bölgesi olarak kabul edildiğinde ve muhtemel bir zemin büyütmesi de dikkate alındığı takdirde, temel seviyesindeki en büyük yer ivmesi a=0.40g dolayında olacaktır. Sahada yapılan çok sayıda sondajlarda belirlenen zemin profili, SPT deneyleri ve laboratuar deneyleri incelenerek S.S. Otomotiv Yedek Parça İthalat ve Toptancıları Toplu İşyeri Yapı Kooperatifi sahasında potansiyel bir sıvılaşma riski olmadığı gösterilmiştir.

IX.AFET DURUMU

İnceleme sahasında herhangi bir doğal afet (feyezan, toprak kayması, çığ, heyelan vb.) söz konusu değildir.

X.İNCELEME ALANININ YERLEŞİME UYGUNLUK AÇISINDAN DEĞERLENDİRİLMESİ

X-1. Uygun Alanlar

İnceleme alanında "UA" simgesi ile gösterilen alanlar genel itibariyle Trakya Formasyonunun yüzlendiği alanlardır. Litolojileri orta dayanımlı – dayanımlı kaya sınıfında olup taşıma gücü ve oturma açısından herhangi bir sorun beklenmemektedir.

Ancak bu formasyonlarda derin kazıların oluşturulması durumunda yapı temellerinin kaya üzerine oturtulması tavsiye edilmektedir. İncelemesi yapılan sahanın bir kısmı UA simgesi ile gösterilen alanda yer almaktadır.

X-2. Önlemli Alanlar

Bu sınıflamada topografik eğim ve jeolojik birim farklılıkları dikkate alınarak alt bölümlere ayrılmıştır. İncelemesi yapılan sahanın diğer kısmı ÖA4 Bölgesi sınırları dahilinde kalmaktadır.

ÖA4 BÖLGESİ

Yerleşim uygunluk haritalarında "ÖA4" simgesi ile gösterilen alanlar inceleme alanı kuzey kesiminde Maslak Ve Atatürk Oto Sanayi Sitesi kesiminde gözlenen Neojen yaşlı Belgrat Formasyonun yüzeylendiği alanları kapsamaktadır.

Belgrat Formasyonunda oluşacak oturmaların kabul sınırları içinde kalmaması ve üst yapı için tehlike oluşturabilecek seviyelere çıkması muhtemeldir. Bu yüzden bu birim için yapılacak taşıma gücü ve zemin emniyet gerilmesi hesaplarında oturma kriterleri mutlaka dikkate alınmalıdır.
Bu kesimlerde derin kazılı yapılarda istinat duvarı, teraslama, zemin, ıslahı , çevre drenajı v.b. tedbirlerin alınması gerekebilecektir. Dolayısıyla bu alanlarda parsel bazında ayrıntılı jeoteknik etütler sonrasında zemin parametreleri belirlenerek yapı tasarımı planlanmalıdır. Yüksek yapıların planlanması durumunda ana kayaya oturtulacak şekilde temeller yapılması uygun olacaktır.

Arazide yapılacak yüksek bloğun 10 katı toprak altında kalmaktadır. Başka bir ifade ile binanın temel alt kotu zemin yüzünden yaklaşık 35m aşağıda olacaktır. Dolayısı ile bu kotlardaki zemin taşıma değerleri 5 kg/cm^2 de üstünde olacağı aşikardır. Bununla beraber yapılacak binanın temel gerilmeleri 30 ~35 kg/cm^2 de kaldığından bina temelleri üzerine gelen yükleri emniyetle taşıyacaktır. Benzer durum konut yapıları içinde geçerlidir. Ayrıca temel hafriyatı esnasında kaldırılan zeminin bina temel hafriyatı esnasında kaldırılan zeminin bina temel alt kotuna uygulayacağı basınç da azaldığından yapılan binalar temel mühendisliği bakımından sorun teşkil etmeyecektir.

XI. SONUÇ VE ÖNERİLER

Sonuç olarak; inceleme konusu arsada inşa edilecek binalar için yapılacak depre analizinde, tasarım depremi karakteristikleri olarak aşağıdaki değerler seçilmelidir.

Yerel zemin sınıfı	Z1
Manyitüd	$7 < M < 7.5$
En büyük yer ivmesi:	$a = 0.40$ g

Tasarım spektrumu karakteristik periyotları: T = 0.10 sn – 0.30 sn

Saygı ile arz olunur.

Prof. Dr. Ahmet SAĞLAMER

Geoteknik Anabilim Dalı

Prof. Dr. Mahir VARDAR

Uygulamalı Jeoloji Anabilim Dalı

Prof. Dr. İlyas ÇAĞLAR

Jeofizik Mühendisliği Böl

Mayıs 2000

EK A.2 : STFA, HABOM PROJESİ ZEMİN RAPORU (İlgili safyalar)

EK A.2

STFA Temel Araştırma ve Sondaj A.Ş.

"Reliability, Quality and Experience in Soil Investigations"

TÜRK HAVA YOLLARI

TÜRK HAVA YOLLARI A.Ş.

HABOM TASARIM ÇALIŞMALARININ DEVAMI
ZEMİN ARAŞTIRMA ÇALIŞMASI

GEOTEKNİK RAPOR

Project No: 2007-07-076

Aralık 2007

Merkez Ofis: STFA İş Merkezi, Yeşil Vadi Sok., No:1, Kat:8, 34744 Bostancı-İSTANBUL
Phone: +90 216 578 95 70 - Fax : +90 216 578 95 71
E mail : drilling@stfa.com , web :www.stfa.com

Libya Branch: P.O.Box, 97271 Benghashir, Tripoli / LIBYA
Phone & Fax: +218 22 630 016
E mail: drilling@stfa.com

Sondaj No.S16'da, 45.17 m kotunda kiltaşı tabakasının altında ayrışmış kireçtaşına rastlanmıştır.

Temeller

Taşıyıcı kazıklar, zemin taşıma gücünün yeterli olmadığı, veya sıkışabilen, outran kalın dolgu tabakalarının bulunduğu yerlerde kullanılabilir.

Killi zeminlerde kazığın taşıma gücü, çevre sürtünmesi ile uçmukavemetinin toplamına eşit olarak hesaplanır. Çevre sürtünmesi hesaplanırken zemin ile kazık arasında yeterli sürtünme teşekkül etmesi durumu göz önünde tutulur.

Kazık çevre sürtünmesi aşağıdaki ifade ile hesaplanmaktadır,

$$Q_s = \alpha\, s_u\, A_s$$

burada α adhezyon faktörü, A_s sürtünme meydana getiren zemin içine kazığın penetrasyon miktarı, s_u ortalama drenajsız kayma mukavemetidir.

Kazığın uç mukavemeti aşağıdaki ifade ile hesaplanır,

$$Q_p = N_c\, s_{ub}\, A_p$$

Burada N_c taşıma gücü faktörüdür. Kile sokulan kazıklarda değeri 9 olarak alınır. Sert kile giren veya kiltaşına giren kazıkların ortalama çevre sürtünmesi s_u = 200 kPa olarak alınabilir.

Kazıklı temeller bakımından incelenen saha beş bölüme ayrılmıştır. Her bölüme isabet eden sondajlar aşağıda gösterilmiştir:

BÖLÜM A : Sondaj No.S01, S06, S07, S11, S12, S16, S17, S21, S26, S27.
BÖLÜM B: Sondaj No.S02, S03, S08, S22, S23, S24, S25.
BÖLÜM C: Sondaj No.S28, S29,S30.
BÖLÜM D: Sondaj No.S04, S05, SO9, S13, S18, S19, S20.
BÖLÜM E: Sondan No.S10, S14, S15.

Her Bölüm bir sondaj ile temsil edilmiştir. Bölüm A için sondaj No.S01, Bölüm B için sondaj No.S22, Bölüm C için sondaj No.S 29, Bölüm D için sondaj No.S20, Bölüm E için sondaj No.S15 göz önüne alınmıştır.

Kazıkların zemin içindeki boyları 15.00 m olarak alınmıştır. Yerinde dökme betonarme kazıkların yapılacağı Kabul edilmiştir. Kazık çapı D = 0.80 m olarak hesaplara ithal edilmiştir. Müsaade

edilebilir kazık taşıma güçleri Tablo 2'de gösterilmiştir. Müsaade edilebilir kazık taşıma gücü aşağıdaki ifade ile hesaplanmaktadır.

$$Q_{all} = Q_s/1.5 + Q_p/3$$

Burada Q_s toplam çevre sürtünmesi ve Q_p toplam uç mukavemetini göstermektedir. Kazık taşıma güçleri Tablo 2'de özetlenmektedir.

TABLO 7 Kazık taşıma güçleri

BÖLÜM	Sondaj No.	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q_{all} (kN)
A	S01	2646	905	2066
B	S22	3046	905	2332
C	S29	2915	905	2246
D	S20	3102	905	2370
E	S15	2521	905	1983

Tablo 2'de en küçük müsaade edilebilir kazık taşıma gücü 1983 kN olarak verilmiştir. Bu değer genel bir tasarım için kullanılabilir. Özel durumlarda, yapılacak imalatın isabet ettiği Bölüm'deki değer kullanılabilir.

EK B.1 : RÜZGAR YÜKÜ HESABI

EK B.1

YÜKSEK YAPI YÖNETMELİĞİNE UYGUN RÜZGAR YÜKLEMESİ

1. RÜZGAR HIZI

YÜK DEĞERİ ARADIĞINIZ YÜKSEKLİĞİ GİRİNİZ
183,75 m
DİKME ARALIĞINI GİRİNİZ
5,8 m
HESAP ADIM BÜYÜKLÜĞÜ
33,75m (9kat) < B_{min}

* $V_t(z,t) = V_m(z) + w(z,t)$

$V_m(z) = C_e(z) * C_t * V_b$

V_t : Rüzgar hızı
V_m : Ortalama rüzgar hızı
$w(z,t)$: Dinamik rüzgar hızı (türbülans terimi)
C_e : Yüzey pürüzlülük katsayısı
C_t : Topoğrafya katsayısı
V_b : Temel rüzgar değeri (İstanbul için 25m/sn)

V_m = 31,78

Tablo 3.1. Yüzey pürüzlülük uzunlukları (z_o) ve minimum yükseklikler (z_{min})

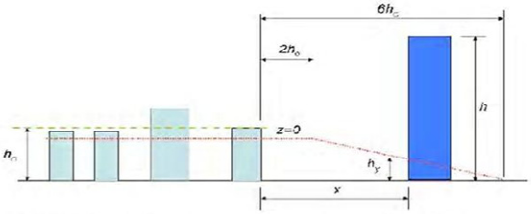
Arazi Tip No	Arazi Tipi	z_o (m)	z_{min} (m)
0	Denize açık kıyı şeritleri	0.003	1
I	Göl çevreleri veya engebesiz düz ve geniş alanlar	0.01	1
II	Seyrek ağaçların ve yapıların olduğu ova, çayır tipi alanlar (engebe aralıkları ortalama engebe yüksekliğinin 20 katından fazla)	0.05	2
III	Köyler, banliyöler, ormanlık alanlar (engebe aralıkları ortalama engebe yüksekliğinin 20 katından az)	0.3	5
IV	Şehir merkezleri ve benzeri en az %15 oranında ortalama yüksekliği 15m ve üzeri yapılarla kaplı alanlar.	1.0	10

Yüzey Pürüzlülük Uzunluklarınızı Seçiniz			
Z_o	:	1	m
Z_{min}	:	10	m
Δ	:	60	(yapının deniz seviyesinden yüksekliği)

!!!! HESAPLAMALAR Z>Zmin OLAN DURUM İÇİN YAPILMIŞTIR.

C_t = 1,06
C_e = 1,20 k_r= 0,23

$$\begin{aligned} x < 2h_o &\text{ ise } h_y = \min[0.8h_o\ ,\ 0.6h] \\ 2h_o < x < 6h_o &\text{ ise } h_y = \min[1.2h_o - 0.2x\ ,\ 0.6h] \\ x > 6h_o &\text{ ise } h_y = 0 \end{aligned} \quad (3.5)$$



Şekil 3.1. Çevredeki yapıların ortalama rüzgar hızı profiline etkisi

x	:	70	m
h	:	183,75	m
h_0	:	15	(çevre yapılar hakkında yeterli bilgi olmayan durumda 15m alınacaktır)

$$\begin{aligned} x \le 2h_o &\text{ ise } h_y = \min[0.8h_o\ ,\ 0.6h] \\ 2h_o < x < 6h_o &\text{ ise } h_y = \min[1.2h_o - 0.2x\ ,\ 0.6h] \\ x \ge 6h_o &\text{ ise } h_y = 0 \end{aligned} \quad (3.5)$$

h_y : 0 m

h_{net} = 183,75

2. RÜZGAR TÜRBÜLANSI

** $\sigma_w = k_r * V_b$

σ_w = 5,750

$w_{max.} = 3.5\ \sigma_w$

$w_{max.}$ = 20,125

I_w = 0,181

L(z) = 283,442 α= 0,67

σ_w : Türbülansın standart sapması

$w_{max.}$: Maksimum türbülans rüzgar hızı

I_w : Türbülans şiddeti

L(z) : Türbülans uzunluğu

3. MAKSİMUM RÜZGAR HIZI

$V(z,t)_{max.} = V_m(z) + w_{max.}$

V(z,t)max. = 51,902

4. BİRİM ALANA ETKİYEN MAKSİMUM RÜZGAR BASINÇ FONKSİYONU

$C_q(z) = C_{e(z)}^2 * C_t^2 * [1 + 7I_w(z)]$

Cq(z) = 3,662

$q_b(z) = 1/2\ \rho * V_b^2(z)$

qb(z) = 0,391

C_q : Etkilenme katsayısı

q_b : Temel rüzgar basıncı

$q_p(z) = C_q * q_b$

$q_p(z)$ = 1,430

5. BELİRLİ BİR ALANA ETKİYEN RÜZGAR KUVVETİ

$Q(z) = q_p(z) * C_p * A$

TABLO 4.1. Dikdörtgen kesitli binalar için basınç katsayıları

	A (yan yüz)		B (yan yüz)		C (yan yüz)		D (ön yüz)		E (arka yüz)	
h/d	$C_{p,10}$	$C_{p,1}$	$C_{p,10}$	$C_{p,1}$	$C_{p,10}$	$C_{p,1}$	$C_{p,10}$	$C_{p,1}$	$C_{p,10}$	$C_{p,1}$
5	− 1.2	− 1.4	− 0.8	− 1.1	− 0.5	–	+ 0.8	+ 1.0	− 0.7	–
1	1.2	1.4	0.8	1.1	0.5		+ 0.8	+ 1.0	0.5	

Not: *h/d nin ara değerlerine karşı gelen katsayılar interpolasyonla bulunur. h/d>5 için h/d=5 değerleri kullanılabilir.*

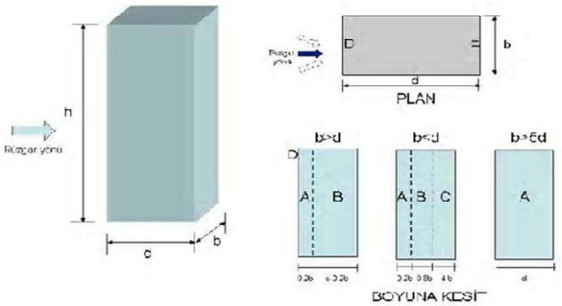
$C_{p,1}$	:	-1,4	A yüzü	Belirtilen alan için C_p değeri =	-1,2473	-10,3	kN/m
$C_{p,10}$	:	-1,2					

$C_{p,1}$	:	-1,1	B yüzü	Belirtilen alan için C_p değeri =	-0,8710	-7,2	kN/m
$C_{p,10}$	:	-0,8					

$C_{p,1}$	:	0,0	C yüzü	Belirtilen alan için C_p değeri =	-0,3817	-3,2	kN/m
$C_{p,10}$	:	-0,5					

$C_{p,1}$	:	1,0	D yüzü	Belirtilen alan için C_p değeri =	0,8473	7,0	kN/m
$C_{p,10}$	:	0,8					

$C_{p,1}$	:	0,0	E yüzü	Belirtilen alan için C_p değeri =	-0,5344	-4,4	kN/m
$C_{p,10}$	:	-0,7					



b	:	**40,6**	m	==>	0,2b =	8,1	m
d	:	**40,6**	m		0,8b =	32,5	m

6. VORTEX TİTREŞİMLERİ

Vorteks yüklerinin frekansı, binanın rüzgara dik doğrultudaki doğal frekansına yakın ise yüksek binalarda bu doğrultuda büyük genlikli titreşimler oluşabilir. Aşağıdaki durumlarda vorteks titreşimleri ihmal edilebilir:

$$h / d_{min} < 6$$
$$V_{cr} > 1.25 V_m(H) \qquad (7.1)$$

Bu bağıntılarda h binanın yüksekliğini, d_{min} rüzgara dik doğrultudaki en kısa genişliğini, $V_m(H)$ binanın tepesindeki ortalama rüzgar hızını (*m/s*), V_{cr} ise aşağıda tanımlanan *kritik rüzgar hızı*'nı (*m/s*) göstermektedir.

$$V_{cr} = \frac{b\, f_{oy}}{S_t} \qquad (7.2)$$

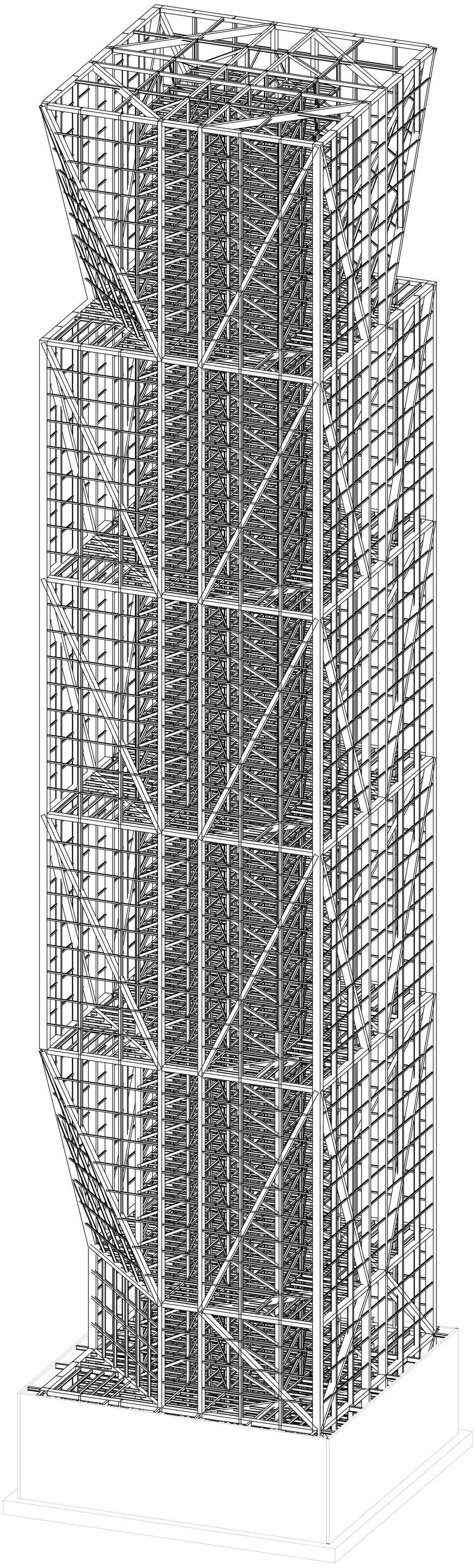
V_{cr}	=	56,389	**h/d_{min}**	=	4,526	< 6	√
St	=	0,12	**1.25 * Vm**	=	39,721	< 54,57	√
T_{oy}	=	6,00					
f_{oy}	=	0,17	***YAPIDA VORTEKS TİTREŞİMLERİ İHMAL EDİLECEKTİR!				

TABLO 7.1. *Strouhal sayısı*'nın kesitin *derinlik/genişlik* (*d/b*) oranına göre değişimi

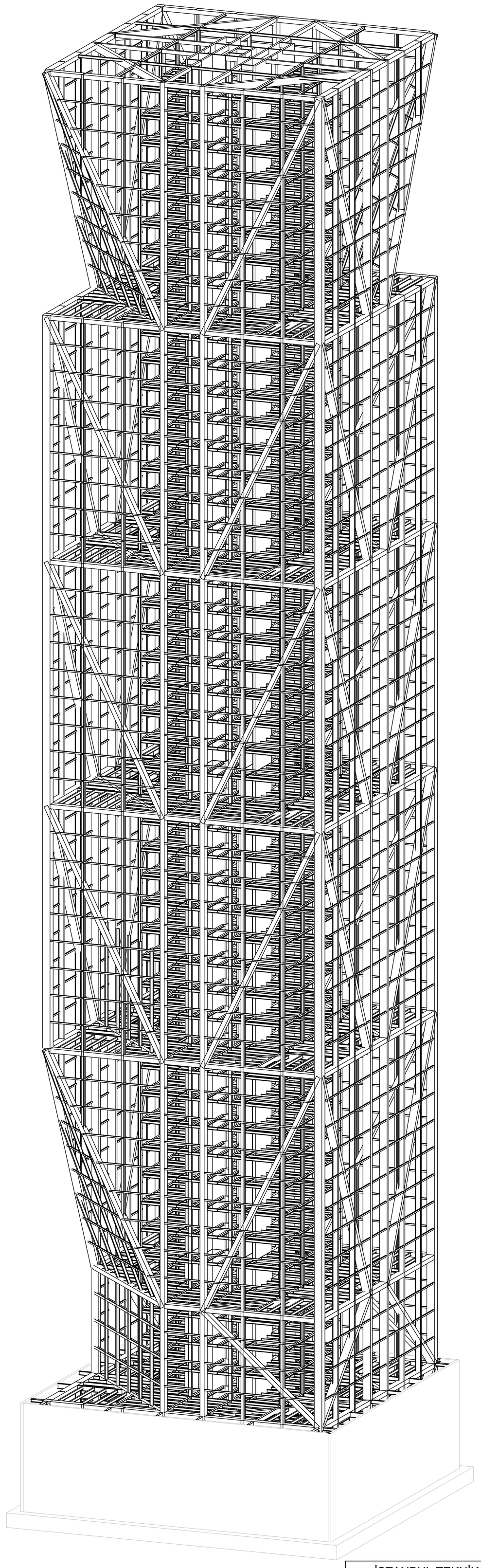
d/b	1	2	3	3.5	5	10
S_t	0.12	0.06	0.06	0.15	0.11	0.09

5.8m aralıklı dikme için YÜK DİLİMLERİ ve DEĞERLERİ					
H (yük dilimi)	**A (yüzü)**	**B (yüzü)**	**D (yüzü)**	**E (yüzü)**	br.
18,75	**-4,7**	**-3,3**	**3,2**	**-2,0**	m, kN/m
52,50	**-7,0**	**-4,9**	**4,8**	**-3,0**	m, kN/m
86,25	**-8,3**	**-5,8**	**5,6**	**-3,5**	m, kN/m
120,00	**-9,2**	**-6,4**	**6,2**	**-3,9**	m, kN/m
153,75	**-9,8**	**-6,9**	**6,7**	**-4,2**	m, kN/m
187,50	**-10,4**	**-7,3**	**7,1**	**-4,5**	m, kN/m

EK C.1 : ÇİZİMLER



ÇELİK YAPI 3D GÖRÜNÜŞÜ

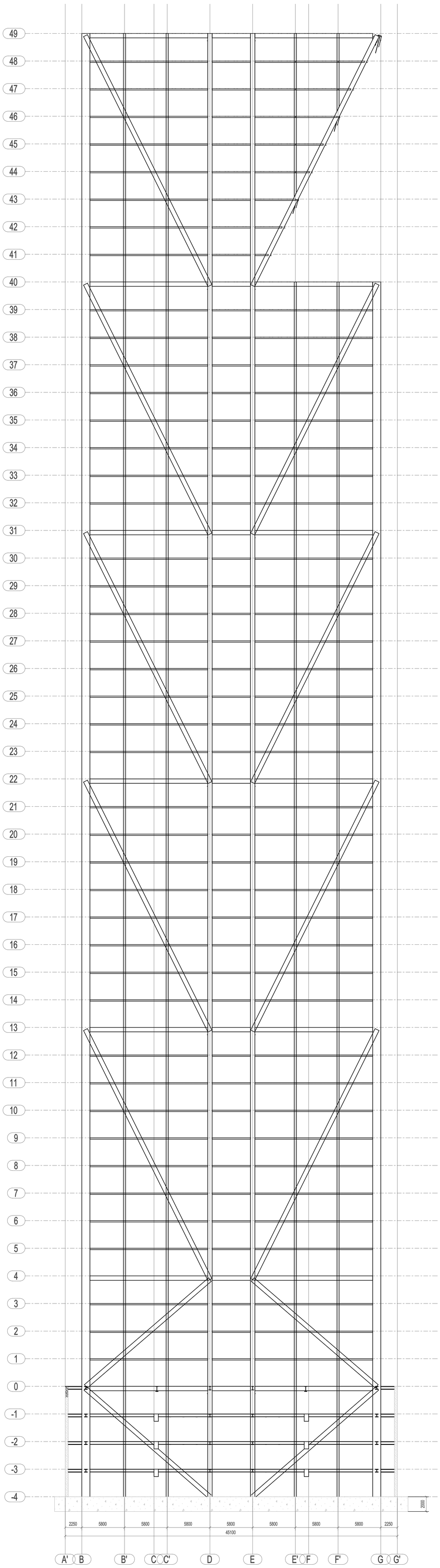


KOMPOZİT YAPI 3D GÖRÜNÜŞÜ

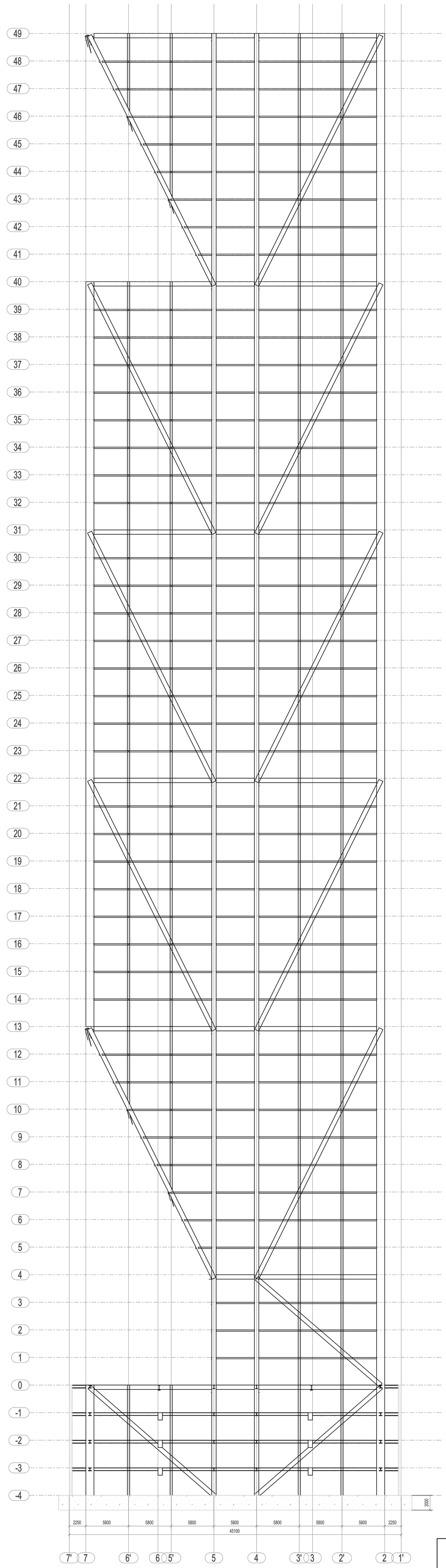
İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YAPI MÜHENDİSLİĞİ YÜKSEK LİSANS TEZİ
YETKİN ÇİLİNGİR

ÇİZİM ADI	3D GÖRÜNÜŞLER	
ANABİLİM DALI	YAPI	
BÖLÜM	İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ	
ÖĞRENCİ NUMARASI	501071146	ÖLÇEK 1/200
PAFTA NUMARASI	1	



1 AKSI



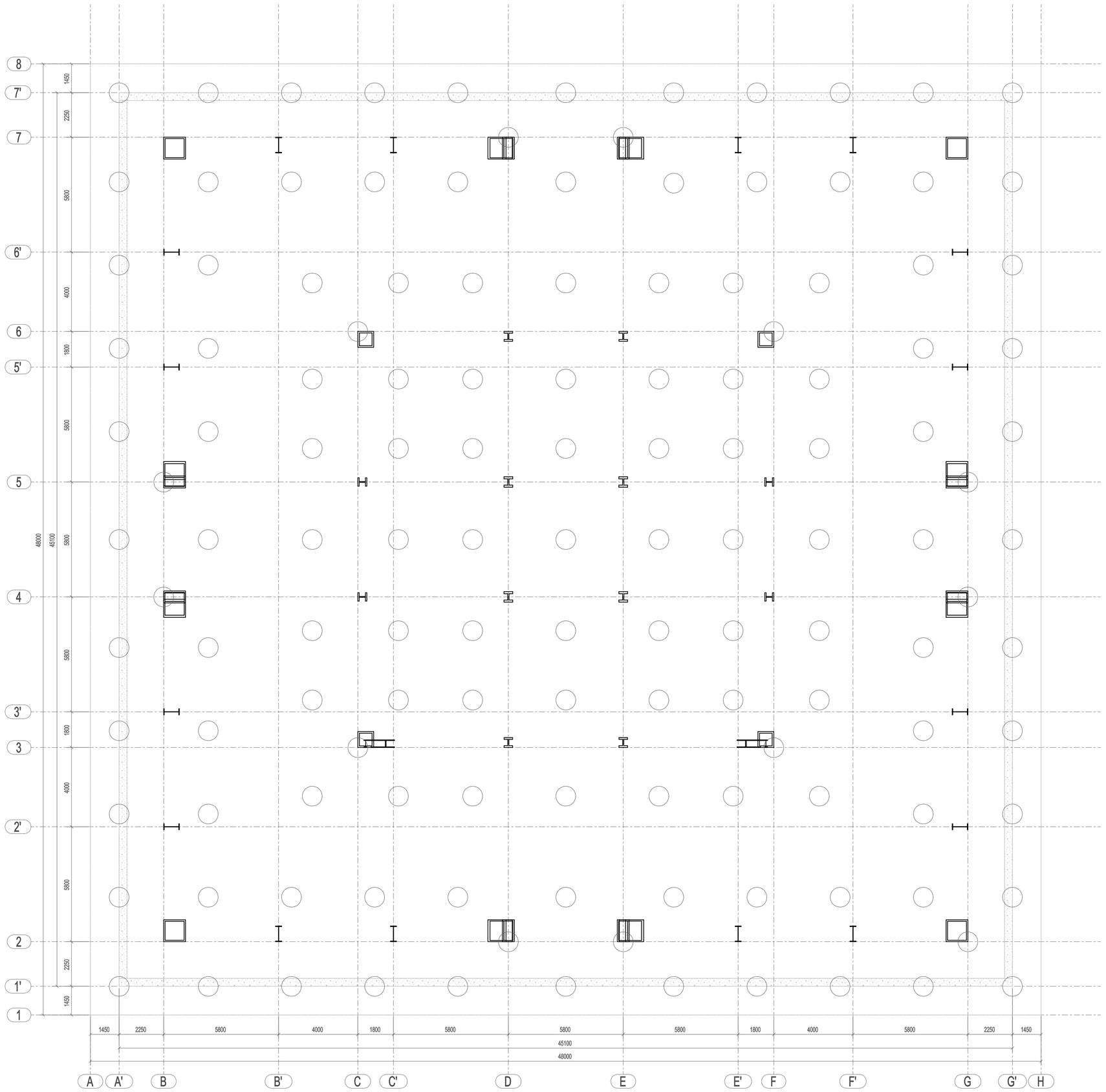
B AKSI

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

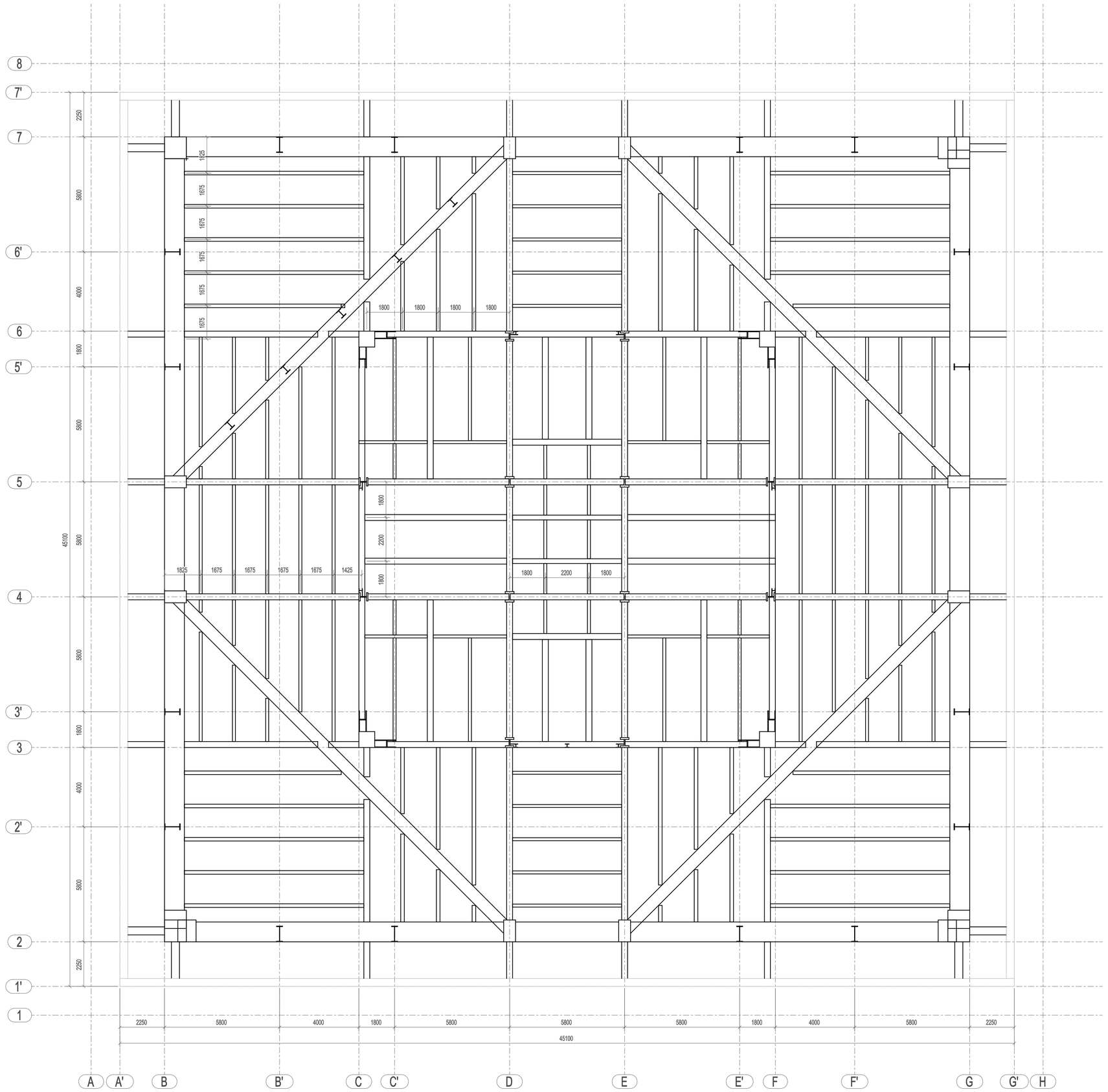
YAPI MÜHENDİSLİĞİ YÜKSEK LİSANS TEZİ

YETKİN ÇİLİNGİR

ÇİZİM ADI	CEPHE GÖRÜNÜŞLERİ	
ANABİLİM DALI	YAPI	
BÖLÜM	İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ	
ÖĞRENCİ NUMARASI	501071146	ÖLÇEK 1/200
PAFTA NUMARASI	2	

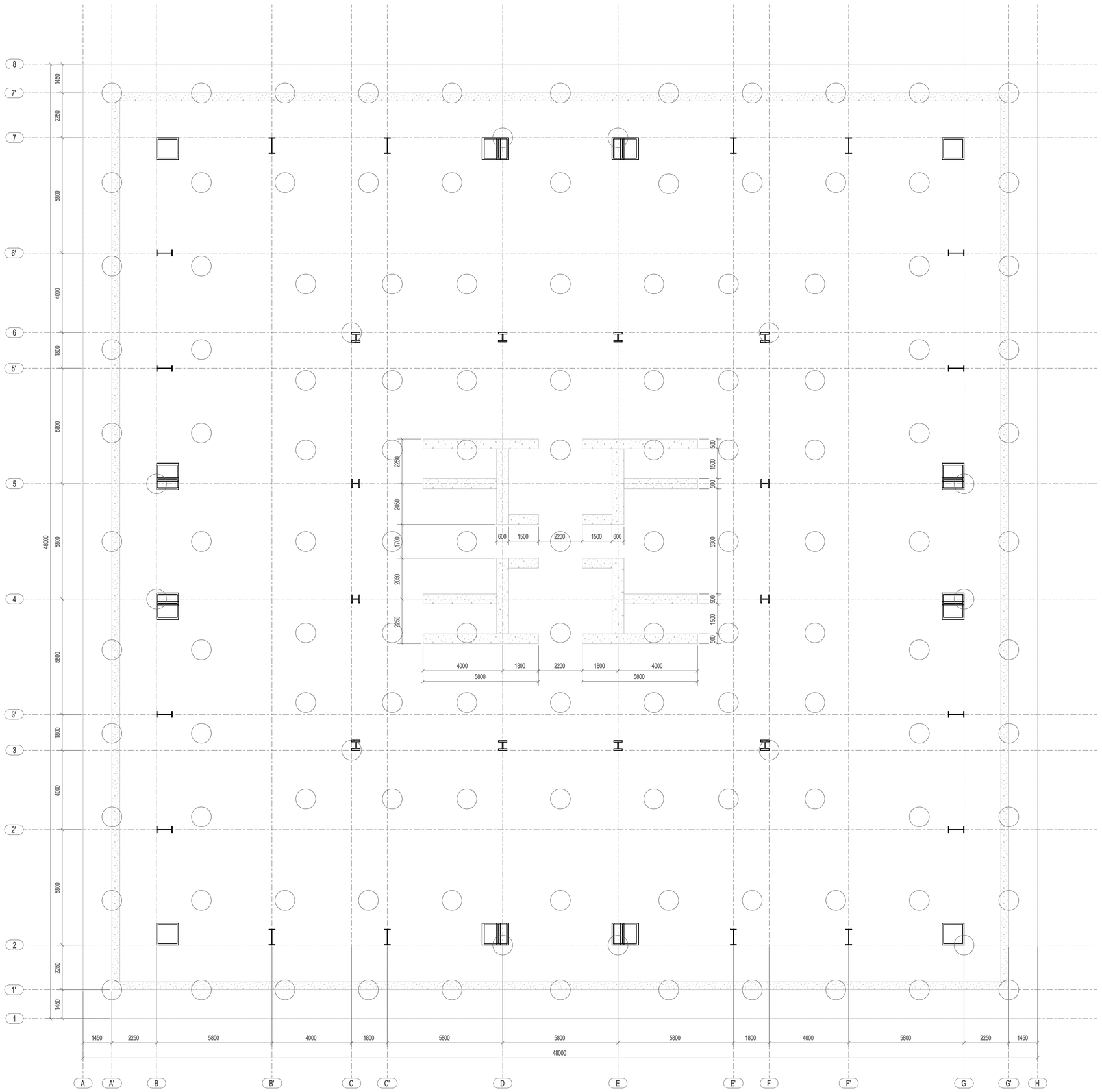


TEMEL PLANI

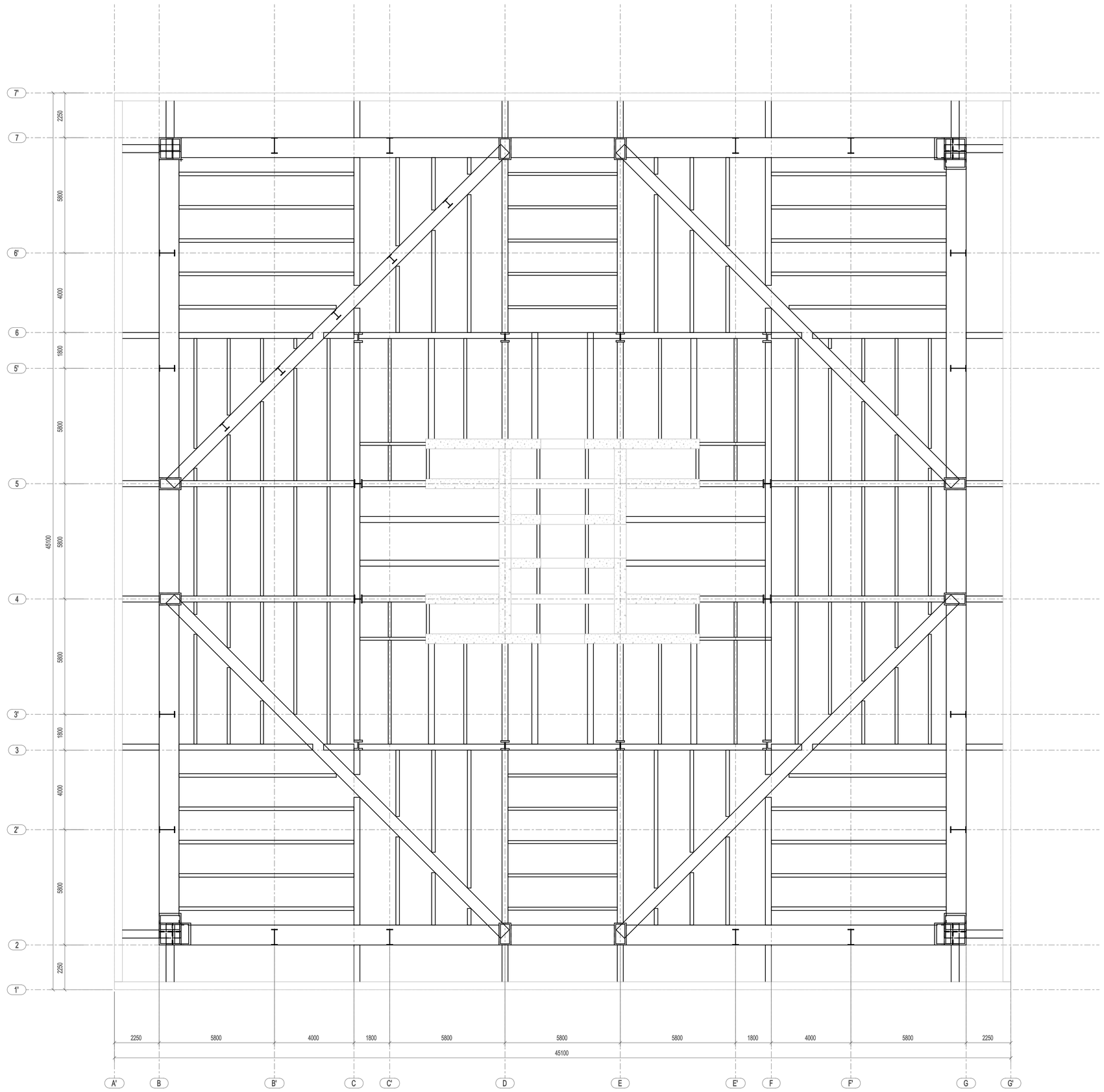


ZEMİN KAT PLANI

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ			
YAPI MÜHENDİSLİĞİ YÜKSEK LİSANS TEZİ YETKİN ÇİLİNGİR			
ÇİZİM ADI	ÇELİK YAPI TEMEL VE ZEMİN KAT PLANI		
ANABİLİM DALI	YAPI		
BÖLÜM	İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ		
ÖĞRENCİ NUMARASI	501071146	ÖLÇEK	1/100
PAFTA NUMARASI	3		

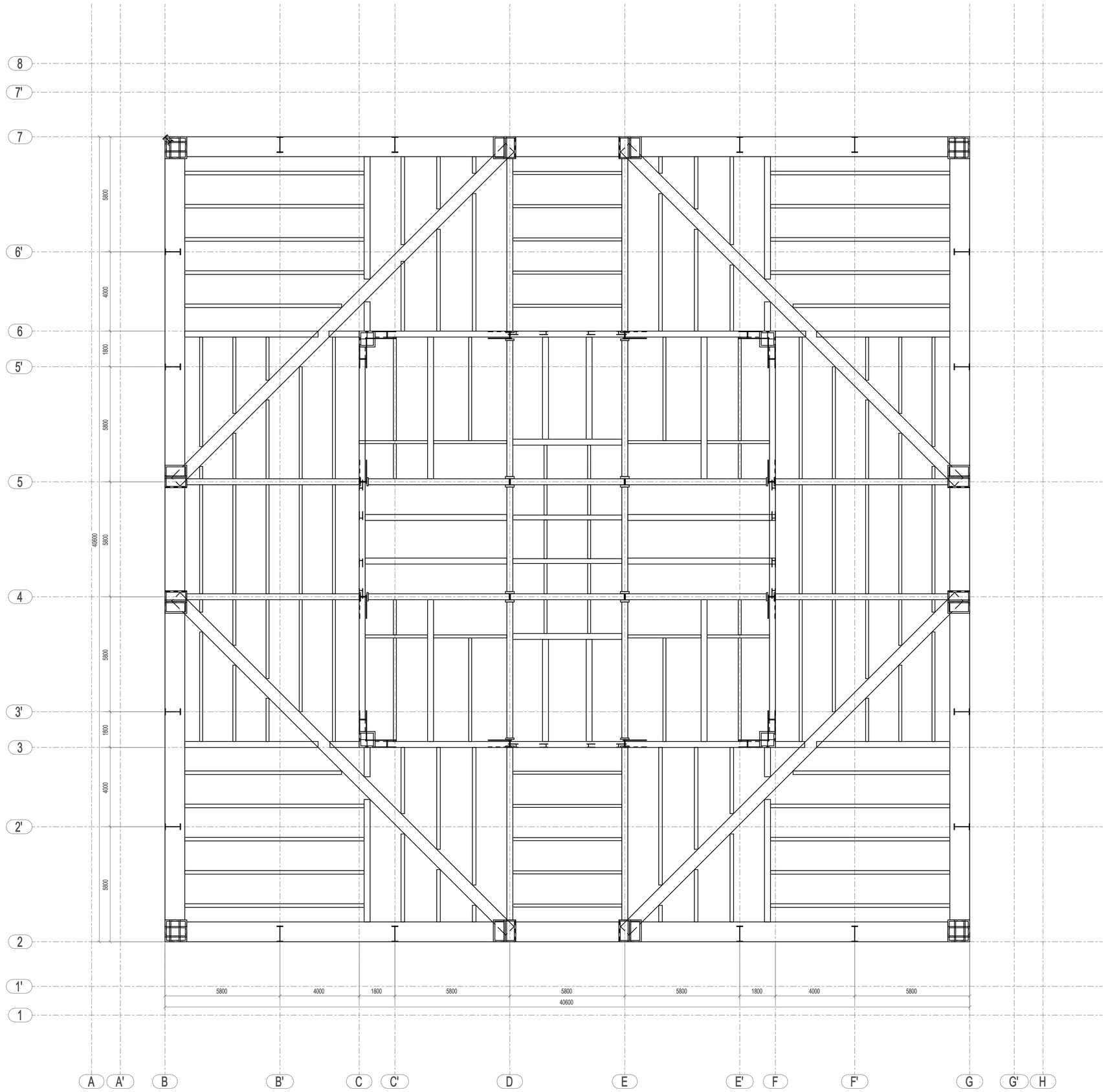


ZEMIN KAT PLANI

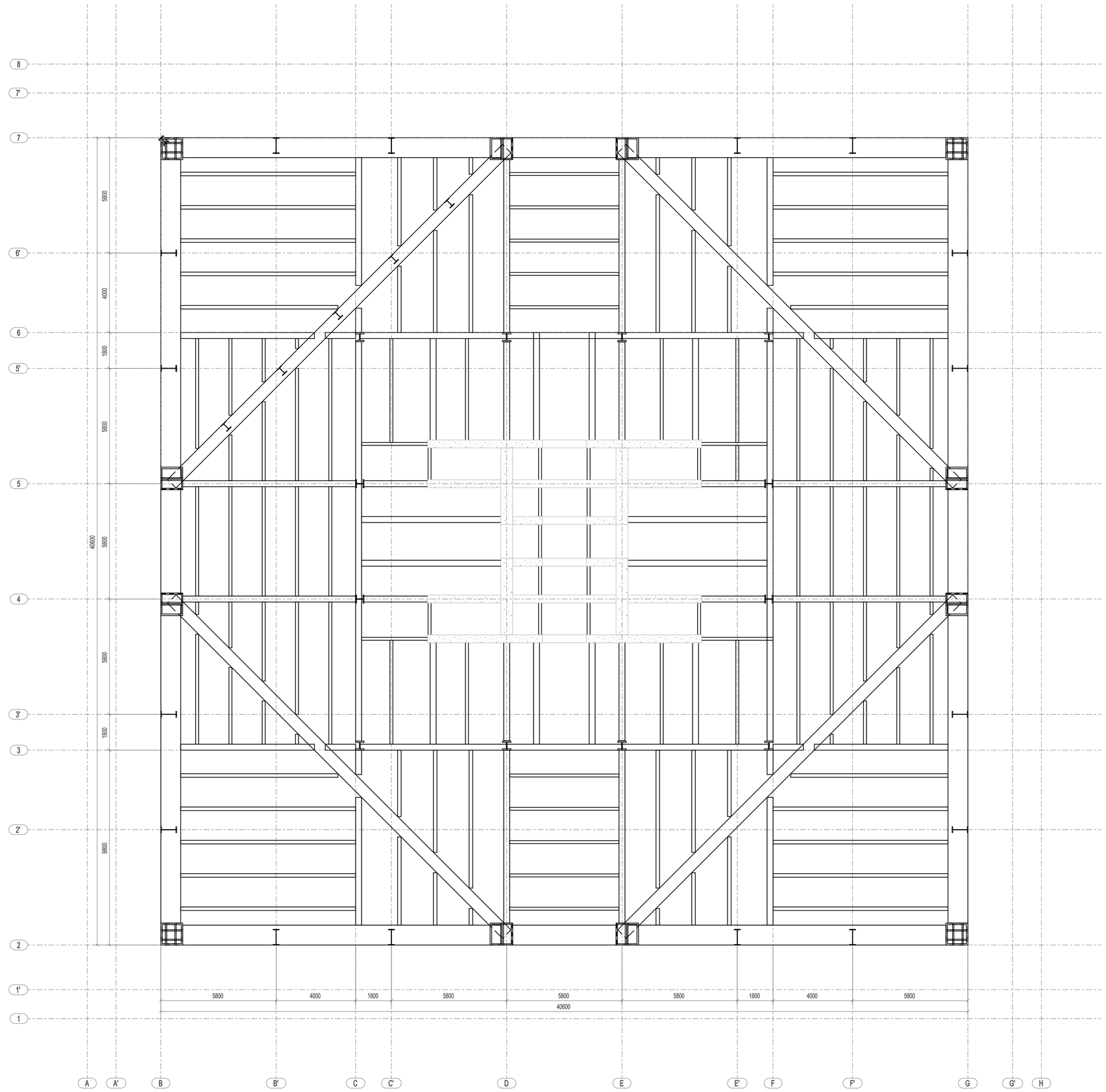


ZEMIN KAT PLANI

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ		
YAPI MÜHENDİSLİĞİ YÜKSEK LİSANS TEZİ YETKİN ÇİLİNGİR		
ÇİZİM ADI	KOMPOZİT YAPI TEMEL VE ZEMİN KAT PLANI	
ANABİLİM DALI	YAPI	
BÖLÜM	İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ	
ÖĞRENCİ NUMARASI	501071146	ÖLÇEK 1/100
PAFTA NUMARASI	4	



ÇELİK YAPI 13.KAT PLANI (Tipik Bahçe Planı)

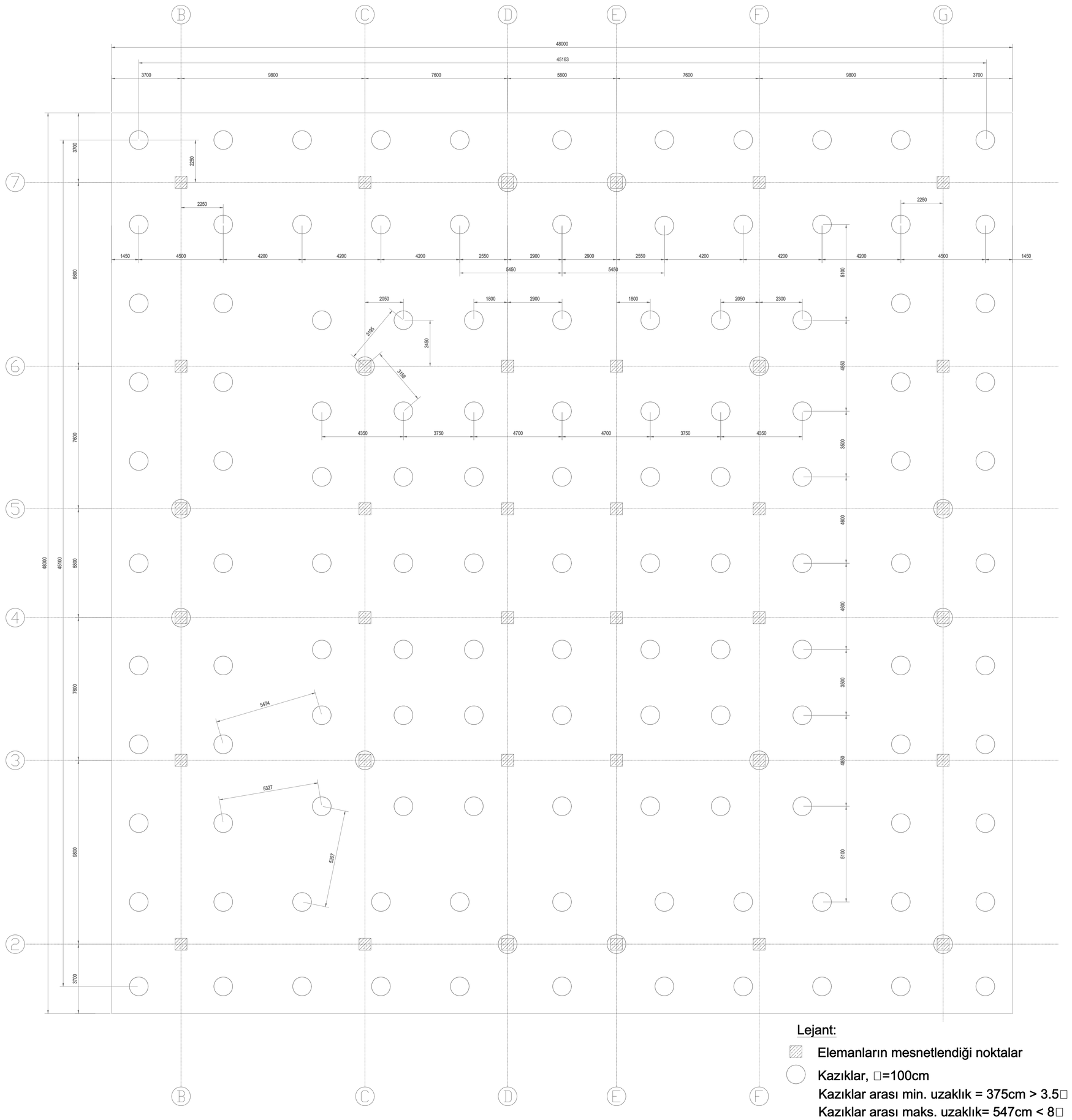


KOMPOZİT YAPI 13.KAT PLANI (Tipik Bahçe Planı)

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YAPI MÜHENDİSLİĞİ YÜKSEK LİSANS TEZİ
YETKİN ÇİLİNGİR

ÇİZİM ADI	ÇELİK ve KOMPOZİT YAPI 13.KAT PLANI		
ANABİLİM DALI	YAPI		
BÖLÜM	İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ		
ÖĞRENCİ NUMARASI	501071146	ÖLÇEK	1/100
PAFTA NUMARASI	5		



Lejant:

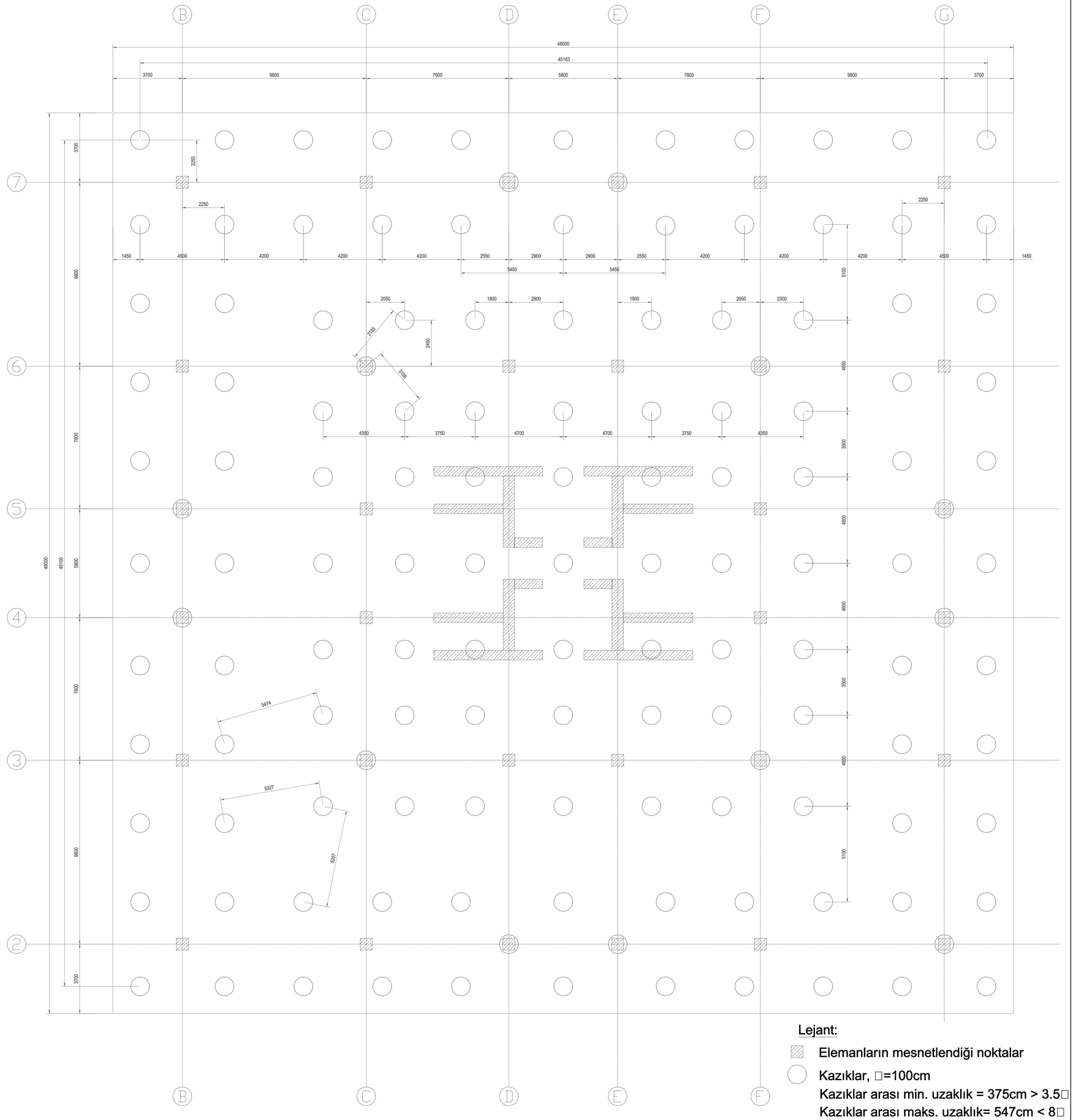
Elemanların mesnetlendiği noktalar

Kazıklar, □=100cm

Kazıklar arası min. uzaklık = 375cm > 3.5□

Kazıklar arası maks. uzaklık= 547cm < 8□

ÇELİK YAPI KAZIK YERLEŞİM PLANI



Lejant:

Elemanların mesnetlendiği noktalar

Kazıklar, □=100cm

Kazıklar arası min. uzaklık = 375cm > 3.5□

Kazıklar arası maks. uzaklık= 547cm < 8□

KOMPOZİT YAPI KAZIK YERLEŞİM PLANI

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YAPI MÜHENDİSLİĞİ YÜKSEK LİSANS TEZİ

YETKİN ÇİLİNGİR

ÇİZİM ADI	ÇELİK ve KOMPOZİT YAPI KAZIK YERLEŞİM PLANLARI		
ANABİLİM DALI	YAPI		
BÖLÜM	İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ		
ÖĞRENCİ NUMARASI	501071146	ÖLÇEK	1/100
PAFTA NUMARASI	6		

ÖZGEÇMİŞ

Ad Soyad: Yetkin ÇİLİNGİR

Doğum Yeri ve Tarihi: İzmir, 15.01.1984

Lisans Üniversite: İstanbul Teknik Üniversitesi